REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème : Influence des sites sur le comportement sismique d'un bâtiment d'habitation (SOUS-SOL+R+5)

Présenté par

HAMOUCHE Walid

Proposé et Dirigé par

Dr. YOUNSI Abderahman

Promotion Juin 2023

Dédicace

J'ai le plaisir de dédier ce travail à tous ceux qui de près ou de loin m'ont aidé à sa réalisation.

A mes chers parents …
Pour leur générosité et leur présence permanentes.
A ma famille …

A Mr. Younsi Abderahman
Pour leur aide et leur soutien durant toute cette période de préparation de projet.

A mes freres et ma oeur
A mes amis Aziz et Mohamed…

Hamouche Walid

REMERCIMENT

Tout d’abord, je remercie Dieu qui m’a inspiré patience et force pour réaliser ce travail, et je remercie ma famille pour ses encouragements et son aide depuis le début de mes études jusqu’à l’endroit où je suis aujourd’hui, et bien sûr je n’oublie pas de remercier Mr.YOUNSI Abderahman pour son aide et ses conseils tout au long de la période de ce projet. Je remercie également les membres du jury.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة تأثير المواقع على السلوك الزلزالي لمبنى سكني يقع في ولاية الجزائر باستخدام الطريقة الديناميكية الطيفية. تم استخدامهROBOT STRUCTURAL لدراسة وتحليل الاستجابة الزلزالية للهيكل. يتم ضمان مقاومة الهيكل للأحمال الأفقية والرأسية بواسطة جسور متحركة مثبتة بالأشرعة. تم تحديد أبعاد وحساب التعزيزات لجميع العناصر المقاومة وفقًا للأنظمة الجزائرية المعمول بها(BAEL91,RPA99). تمت مناقشة تأثيرات تصنيف الموقع (موقع صخري ، موقع ثابت ، موقع غير موحد وغير موحد للغاية) على نتيجة القوى الزلزالية في القاعدة والتهجير النسبي بين الطوابق بالتفصيل

الكلمات المفتاحية : هيكل ، تسليح ، خرسانة مسلحة ، أساس ، دراسة زلزالية

Résumé

L'objectif de ce projet est d'étudier l'influence des sites sur le comportement sismique d'un bâtiment à usage d'habitation implanté dans la Wilaya d'Alger en utilisant la méthode dynamique modale spectrale. Robot Structural a été utilisé pour étudier et analyser la réponse sismique de la structure. La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par des portiques contreventés par des voiles. Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (BAEL91 et RPA99). Les effets de classification des sites (site rocheux, site ferme, site meuble et très meuble) sur la résultante des forces sismiques à la base et les déplacements relatifs inter-étage sont discutés en détail..

mots clés: structure, ferraillage, béton arme, fondation, étude sismique

Abstract

The objective of this project is to study the influence of sites on the seismic behavior of aresidential building located in the Wilaya of Algiers using the spectral modal dynamicmethod. Robot Structural was used to study and analyze the seismic response of the structure.The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by gantries braced by sails. The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian regulations in force (BAEL91 and RPA99). The effects of site classification (rocky site, firm site, unconsolidated and very unconsolidated site) on the resultant of the seismic forces at the base and the relative interstory displacements are discussed in detail.

Key words: structure, reinforcement, reinforced concrete, foundation, seismic study

SOMMAIRE

Remerciement

Résume

Liste de figure

Liste des tableaux

Notation

Introduction général

CHAPITRE I Présentation de L'ouvrage

I.1. INTRODUCTION : 1

I.2. DESCRIPTION ARCHITECTURALE : 1

I.2.1. Présentation de l'ouvrage 4

I.2.2. Caractéristique géométrique de L'ouvrage: 4

I.3. Classification de l'ouvrage 4

I.3.1. Classification des zones sismiques : [Art 3.1 RPA99 v2003] 4

I.3.2. Classifications des ouvrages selon leur importance 4

I.3.4. Classification des systèmes de contreventement 4

I.4. DESCRIPTION STRUCTURELLE 5

I.4.1. Ossature de l'ouvrage 4

I.4.2. Planchers 5

I.4.3. Maçonnerie 5

I.4.4. L'acrotère 5

I.4.5. Escalier 5

I.5.Caractéristique mécanique des matériaux : 6

I.5.1. Béton 6

I.5.2. Ciment 6

I.5.3. Granulats 6

I.5.4. Béton armé : 6

I.5.4.1. Résistance du béton 6

I.5.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression 7

I.5.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction 7

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ) 7

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale 7

I.5.5. Acier.....7

I.6.Principe de calcul du CBA 93 : 8

CHAPITRE II pré dimensionnement

II.1. Introduction 9
II.2. Les plancher 9
II.2. 1 a- Plancher à corps creu 9
II.2.2.b- Dalle pleine 9
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations 10
II.3.1. Plancher corps creux 10
II.3.2. Dalle pleine 11
II.3.3. Maçonnerie 11
II.4. Les poutres 12
II.4.1. Pré dimensionnement 12
II.4.2. Vérification vis-à-vis du RPA99 12
II.4.3. Poutres principales 13
II.4.4-Poutres secondaires 13
II.5.Conclusion 13
II.6. Les poteaux 13
II.6.1. Etapes de pré dimensionnement 13
II.6.2. Détermination des charges et surcharges 14
II.6.3. Prédimensionnement des poteaux 18
II.7.Conclusion 19
II.8.les Voiles 19

CHAPITRE III Calcul des éléments secondaires

III.1. INTRODUCTION 20
III.2. ACROTÈRE 20
III.2.1. Introduction 20
III.2.2. Evaluation des charges 21
III.2.3. Calcul des efforts 22
III.2.4. Ferraillage de l'acrotère 22
III.2.5.Vérification de la section d'acier selon « bael 91Modifié 99 » [1] 23
III.2.6. Armatures de répartitions 23
III.2.7. Vérification à L'E.L.S 23
III.2.7.1. Vérification des contraintes 23

III.2.7.2. Vérification de l'effort tranchant 25
III.3.1. Escalier : 26
III.3.1. Escalier à deux volées. 26
III.3.1.1. Pré dimensionnement 26
III.3.1.2. Ferraillage 29
III.3.1.2.1. Armatures longitudinaleS.....29
III.3.1.2.2. Armatures de répartition 30
III.3.1.2.3.Vérification à l'ELU 30
III.31.2.4.Vérification à l'ELS 30
III.3.1.2.5. Vérification de la flèche 30
III.4.1. Calcul de la poutre palière 31
III.4.1.1. Prédimensionnement 31
III.4.1.2. Evaluation des charges 32
III.4.1.3. Calcul des efforts internes 32
III.4.1.4. Ferraillage de la poutre palière.....33
III.4.1.5. Calcul les armatures transversales : 33
III.4.1.1.6Vérification de la flèche de la poutre palier 34
III.5.1.Introduction : 35
III.5.2. Plancher à corps creux (16+4) cm: 35
III.5.2.1. Dimensionnement des poutrelles : 35
III.5.2.2. Calcul des sollicitations (E.L.U) : 3
III.5.2.3. Méthode de calcul : 36
III.5.2.3.1.1er Type : Poutrelles travées 37
III.5.2.4. Ferraillage des poutrelles : 40
III.6.1.DALLE PLEINE : 46
III.6.2. Calcul des ractions 47
III.6.3.Calcul du ferraillage 49

CHAPITRE IV Influence des sites sur le comportement sismique

IV.1.1. La méthode d'analyse modale spectrale. 51
IV.1.1.1. Principe : 51
IV.1.1.2. Détermination des paramètres à introduire dans l'analyse 52
IV.2. Système de contreventement et vérification de la structure 52
IV.2.1. Justification du système de contreventement : 52

IV.3.1 .Vérification des résultats selon RPA 99/Mod 2003.....55
IV.3.1.1. Pourcentage de la masse Participante [art 4.3.4 RPA 99/2003] 55
IV.3.2.2. Estimation de la période fondamentale de la structure [Art4.2.4 RPA99/2003] 55
IV.3.2.3. Les modes de déformations 57
I V.3.2.4. Vérification de l'excentricité [art 4-2-7 RPA99/2003]: 58
IV.3.2.5. Vérification de l'effort normal réduit [art 7.4.3.1 RPA99/2003] 58
IV.3.2.6. Vérification de l'effort tranchant à la base [art 4-3- 6RPA99/2003] 59
IV3.2.7. Vérification du déplacement inter-itages [Art 4.4.3 RPA99/2003] 62
IV.3.2.8. Vérification de l'effet PΔ [art 5.9 RPA99/2003.....63
IV4.1. Influence des sites sur le comportement..... 64
IV.4.1.1.Vérification de l'effort tranchant à la base s2 64
IV.4.1.2.Vérification du déplacement inter-itages [Art 4.4.3 RPA99/2003..... 65
IV.4.1.3.Vérification de l'effort tranchant à la base s1 65
IV.4.1.4.Vérification du déplacement inter-itages [Art 4.4.3 RPA99/2003] 66
IV.4.1.5.Vérification de l'effort tranchant à la base s4 66
IV.4.1.6.Vérification du déplacement inter-itages [Art 4.4.3 RPA99/2003] 67

CHAPITRE V Ferraillage des éléments résistant

V.1.Ferraillage des poutres 72
V.1.1.Les combinaisons de calcul : 72
V.1.2.Recommandation du RPA version 2003 : 72
V.1.3.Exemple de calcule 73
V.1.3.1.Extraction des Moment Fléchissant et l'effort Tranchant: 73
V.1.3.2.Calcule du ferraillage Plancher terrasse 74
V.1.3.3.Calcule du ferraillage Plancher couran 75
V.1.3.4.Vérification a l'ELU : 77
V.1.3.5. Vérification à l'ELS : 79
V.2.1.FERRAILLAGE DES POTEAUX : 80
V.2.1.Combinaisons des charges 80
V.2.2.Recommandation du RPA99/version 2003 : 80
V.2.3. Vérifications à l'ELU : 81
V.2.3.1. Les armatures transversales : 81
V.2.3.2. Détermination de la zone nodale : 85

V.2.3.3. Vérification des contraintes tangentielles 86
V.2.4.Vérifications à l'ELS : 87
V.3.1. Ferraillage des Voiles : 88
V.3.1.Introduction : 88
V.3.2.Combinaisons d'action : 88
V.4.1 .Détermination des sollicitations 89
V.4.2. Ferraillage des voiles : 92

CHAPITRE VI Etude des Fondations

VI.1.Importance de l'étude des fondations 95
VI.1.1. Type de fondation : 95
VI.1.2. Etude géotechnique du sol : 95
VI.2.Dimensionnement 95
VI.2.1.Semelles isolées : 95
VI.2.2 .Dimensionnement des semelles isolées 96
VI.2.3. Les semelles filantes 99
VI.2.4.Vérification à l'ELS 101
VI.3.1.Ferraillage des longrines 101
VI.3.2.Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC 101
VI.3.3.Vérification des contraintes normales à l'ELS 102
VI.3.4.FERRAILLAGE DES VOILES PERIPHERIQUES 102
VI.3.5Calcul de la poussée des terres 102
VI.3.6.Calcul de ferraillage a l'ELU 103
VI.3.7.Vérification des contraintes normales à l'ELS 103
VI.3.8. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 103

Conclusion générale

Bibliographie

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I Présentation de L'ouvrage

Figure I.1- Vue du Projet

Figure .I.2- Vue du Projet

Figure .I.3- Vue du Projet

Figure .I.4- Vue du Projet

CHAPITRE II pré dimensionnement

Figure II.1- Plancher à corps creux

Figure II.2-Représentation du poteau le plus sollicité

Figure II.3-coupes de voile en plan

CHAPITRE III Calcul des éléments secondaires

Figure. III.1 - *Acrotère*

Figure.III.2- Sollicitation de l'acrotère

Figure III.3-Schéma statique d'Escalier à trois volées.

Figure III.4- Chargement dans l'escalier d'étage courant

Figure III.5- Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU

Figure III.6- Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELS

Figure III.7- Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU

Figure III.8- Schéma statique équivalent de la poutre palière

Figure. III.9- Dimensionnement de la poutrelle

Figure. III.10- Diagrammes des moment Plancher courant l'ELU

Figure. III.11-Diagrammes des moment Plancher courant ELS

Figure. III.12 - Diagrammes des moment à Plancher courant ELU

Figure. III.13 - Diagrammes des moment à Plancher courant

Figure. III.14 - Diagrammes des moment sà l'ELU TERRAS

Figure. III.15 - Diagrammes des moment sà l'ELS TERRASE

Figure. III.16 - Diagrammes des moment sà l'ELU TERRASE

Figure. III.17 -Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à TERRASE ELS

Figure III.19 - Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles

CHAPITRE IV Influence des sites sur le comportement sismique

Figure IV.1-efforts Verticales agissant sur la structure (ELU)

Figure IV.2-efforts Horizontal agissant sur la structure (Fy)

Figure IV.3-efforts Horizontal agissant sur la structure (Fx)

Figure IV.4-Translation selon (Y-Y)

Figure IV.5-Rotation au tour de l'axe (Z)

Figure IV.6-Mode01 Translation selon (X-X)

Figure IV.7-Comparaison des déplacements d'étage dans la direction Y (cm)

Figure IV.8- Comparaison des déplacements d'étage dans la direction X (cm)

Figure IV.9-Forces, analyse du spectre de réponse, direction X

Figure IV.10-Forces, analyse du spectre de réponse, directionY

Figure IV.11-Spectre de réponse sens x

Figure IV.1**2-**Spectre de réponse sens y

Figure IV.1**2-**Spectre de réponse sens y

Figure IV.13-les mode

CHAPITRE V Ferraillage des éléments résistant

Figure V.1 - Délimitation de la zone nodale

Figure V.2 - Délimitation de la zone nodale

CHAPITRE VI Etude des Fondations

Figure VI.1-risque de chevauchemen

Figure VI.3-Semelle filante sous voile

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I Présentation de L'ouvrage

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

CHAPITRE II pré dimensionnement

Tableau II.1- Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse

Tableau II.3 - Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse

Tableau II .4 - Evaluation de la charge permanente du plancher courant

Tableau II .5 - Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison

Tableau II .6 - Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison

Tableau II .7 - Dégression des surcharges

Tableau II.8-Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau

Tableau II .9-Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau

Tableau II.10 -Vérification du Nu(KN) ≤Nu (kN)

CHAPITRE III Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1- Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

Tableau III.2-Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

Tableau III.3-Chargement dans l'escalier d'étage courant

Tableau III.4- Détermination des efforts

Tableau III.5- Section d'armatures longitudinales dans l'escalier d'étage courant

Tableau III.6- Vérification de la section d'armatures

Tableau III.7- Section d'armatures de répartition dans l'escalier d'étage courant

Tableau III.9-Vérification de la flèche

Tableau III.8- Vérification à l’E.L.S

Tableau III.10- Vérification de la flèche de l’escalier

Tableau III.11- Prédimensionnement de la poutre palière.

Tableau III.12-Ferraillage de la poutre palière

Tableau III.13 - Vérification à l'E.L.S de la poutre palière

Tableau III.14-Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière

Tableau III.15- Vérification de la flèche de la poutre palier

Tableau III.16- Calcul du moment et effort tranchant à Plancher courant à l’ELU

Tableau III.17- Calcul du moment et effort tranchant à Plancher courant’ELS

ableau III.18- Calcul du moment et effort tranchant Plancher courant l’ELU

Tableau III.19- Calcul du moment et effort tranchant à Plancher courant ELS

Tableau III.20-Calcul du moment et effort tranchant teraase ELU

Tableau III.21-Calcul du moment et effort tranchant à teraase’ELS

Tableau III.22-Calcul du moment et effort tranchant à teraase ELU

Tableau III.23-Calcul du moment et effort tranchant à teraase ELU

Tableau III.24- Charge permanente due aux balcons de la terrasse « DTR B.C 2.2 »

Tableau III.25-Charge permanente due aux balcons du plancher « DTR B.C 2.2 »

Tableau III.26-Calcul des ractions

Tableau III.27-Calcul des ractions

Tableau III.28-Calcul du ferraillage

Tableau III.29-Calcul du ferraillage

CHAPITRE IV Influence des sites sur le comportement sismique

Tableau IV.1-les efforts revenant aux voiles

Tableau IV.2-les efforts revenant aux poteau

Tableau IV.3-masse Participante

Tableau IV.4-période fondamentale de la structure

Tableau IV.5-les excentricités

Tableau IV.6-Vérification de l'effort normal réduit

Tableau IV.7 -(RPA99/2003) -coefficient d'accélération de la zone A

Tableau IV.8-Verification de l'effort tranchant à la base

Tableau IV.9-Vérification du déplacement inter-tages

Tableau IV.10-vérificcation de l'effet PΔ dans les deux sens

Table au IV.11-Verification de l'effort tranchant à la base

Table au IV.12- Vérification du déplacement inter-tages

Tableau IV.13-Verification de l'effort tranchant à la base

Tableau IV.14-Vérification du déplacement inter-tages

Tableau IV.15-Verification de l'effort tranchant à la base

Tableau IV.16-Vérification du déplacement inter-itages

Tableau IV18- Comparaison des déplacements d'étage dans la direction Y (cm)

Tableau IV.19- Comparaison des déplacements d'étage dans la direction X (cm)

Tableau IV.20-Forces , analyse du spectre de réponse, direction X

Tableau IV.21-Forces, analyse du spectre de réponse, direction Y

CHAPITRE V Ferraillage des éléments résistan

Tableau V.1-Calcule Armature Longitudinale a a l'ELU

Tableau V.2-Calcule Armature Transversale a l'ELU

Tableau V.3 -Vérification a l'ELU

Tableau V.4- Vérification de la flèche Pour les poutres

Tableau V.5-calcul du ferraillage

Tableau V.6 -Vérification des contraintes tangentielles

Tableau V7. Vérifications à l'ELS :

Tableau V.8- Les sollicitations voiles.1

Tableau V.9- Les sollicitations voiles.2

Tableau V.10- Les sollicitations voiles.3

Tableau V.11- Les sollicitations voiles.4

Tableau V.12- Les sollicitations voiles.1

Tableau V.13- Les sollicitations voiles.2

Tableau V.14- Les sollicitations voiles.3

Tableau V.15- Les sollicitations voiles.4

Tableau V.16 - Ferraillage des voiles

Tableau V17- Ferraillage des voiles

Tableau V.18- La section choisie d'armatures verticales des voiles.

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

Tableau V. 20-Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Tableau V. 21-Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Tableau V. 22-Vérification des contraintes normales

Tableau V. 23:-Vérification des contraintes normales

Tableau V. 24-Calcul des armatures horizontales Sens Transversal

Tableau V. 25-Calcul des armatures horizontales Sens Longitudinal

CHAPITRE VI Etude des Fondations

Tableau VI.1-.Réactions

TableauVI.2- Prédimensionnement

Tableau VI.3-Vérification des contraintes du sol "Sens_X"

Tableau VI.4-Vérification des contraintes du sol "Sens_Y

TableauVI.5- Vérifiation des contraintes du sol "Sens Longitudinal"

TableauVI.6 -Vérification des contraintes du sol "Sens Longitudinal"

TableauVI.7- Dimensions de la semelle

Tableau VI.8- Vérification au non poinçonnement

Tableau VI.9- Vérification au non_renversement (RPA99V.2003

Tableau VI.10-ferraillage de la semelle

Tableau VI. 11- Ferraillage des longrines

Tableau VI.13- Tableau des données.

Tableau VI. 14 - Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique.

Tableau VI. 15 - Vérification des contraintes normales à l'ELS

Tableau VI. 16 - Vérification des contraintes cisaillement

NOTATIONS

❖ **Majuscules romaines**

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max} ,A_{min} : Section d'acier maximale et minimale.

$A_{rép}$: Armateur de réparation.

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot}: Longueur total.

L_f: Longueur de flambement.

L_t: Largeur de la section tendue.

L_t: Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{vi}: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser}: Effort normal à l'E.L.S.

N_u: Effort normal ultime.

T_u ,V_u : Effort tranchant ultime.

T_{Ser} ,V_{Ser}: Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E, V : Charge sismique.

❖ **Minuscules romaines**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

e_0 : Excentricité.

a : épaisseur du voile.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e: Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f: Longueur de flambement.

S_t, t : Espacement d'armature transversale.

$S_{rép}$: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{ZC} : Espacement dans la courant.

ml : Mètre linéaire.

❖ **Majuscules grecques**

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

❖ **Minuscules grecques :**

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β : bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

uc : périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen de la dalle.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ m: Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

❖ **Autres notations**

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

Introduction générale

Introduction générale

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de MEDEA, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours sur un projet réel du domaine de Génie Civil. La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin d'études, En effet il s'agit d'un sujet permettant d'associer le dimensionnement et le calcul d'exécution. Le présent document est une synthèse des travaux effectués. Il détaillera les démarches de calculs utilisés et donnera les références sur lesquelles nous nous sommes appuyés.

Nous allons à présent étudier successivement plusieurs points :

1) une étude d'impact de la nature du site sur un bâtiment où il y a plusieurs sites (site rocheux - site ferrmesite m - euble site très m-euble)
2) Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.
3) Pré dimensionnement des éléments structuraux.
4) Calcul des éléments secondaires (acrotère, plancher, escalier, dalle pleine).
5) Etud sismique, on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis (Robot Structural Analysis Professional 2019).
6) Etude la structure sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure.
7) Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix du type de Fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments assurent la stabilité de la superstructure.
8) Récapitulation du travail réalisé résumé dans la conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation de L’ouvrage

I.1. INTRODUCTION :

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- ❖ L'usage.
- ❖ La résistance et la stabilité.
- ❖ Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- ❖ Les conditions économiques.

Le présent travail a pour objet l'étude d'une structure **(RDC+5étages+SOUS SOL)** à usage multiple (habitation, et stockage) avec un système de contreventement mixte (portique, voile).

L'implantation de cet ouvrage se fera dans la wilaya ALGER ; classé dans une zone sismicite moyenné (zone III), selon le règlement parasismique **Algérien RPA99 version 2003.**

I.2. DESCRIPTION ARCHITECTURALE :

Notre structure est entièrement prévue en béton armé et elle a une forme irrégulière en plan, le plancher terrasse est inaccessible.

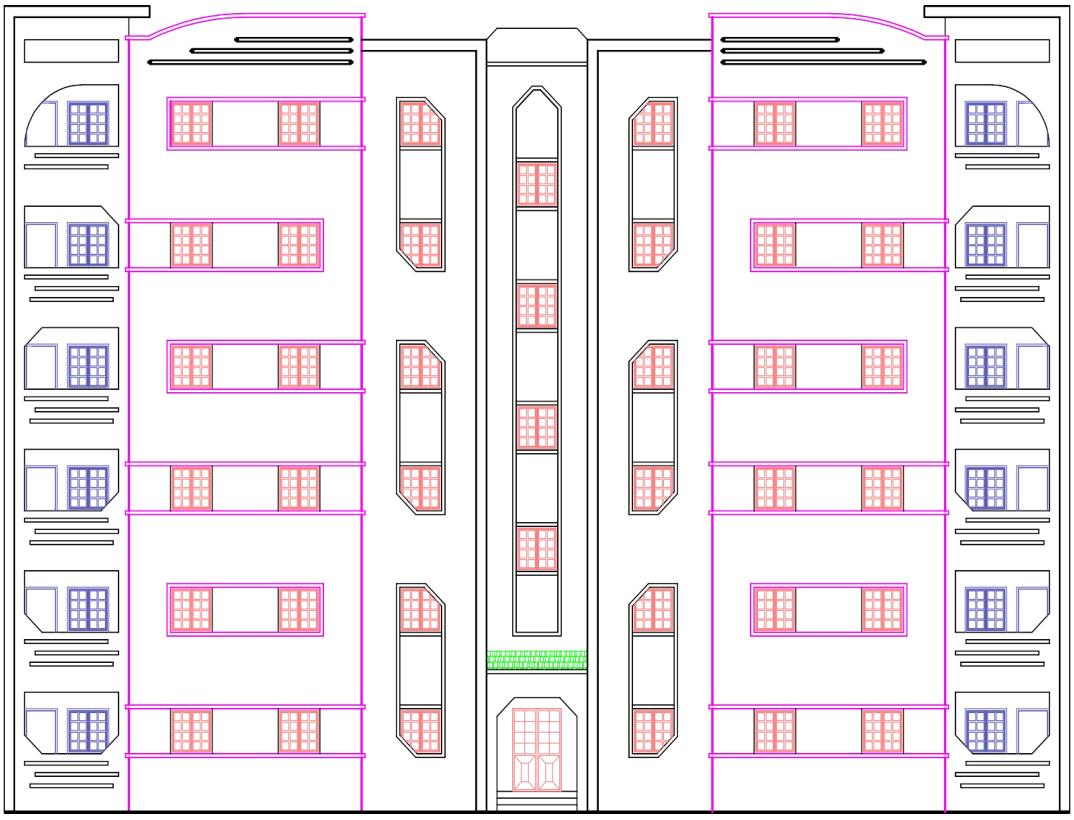


Figure .I1- *Vue du Projet*

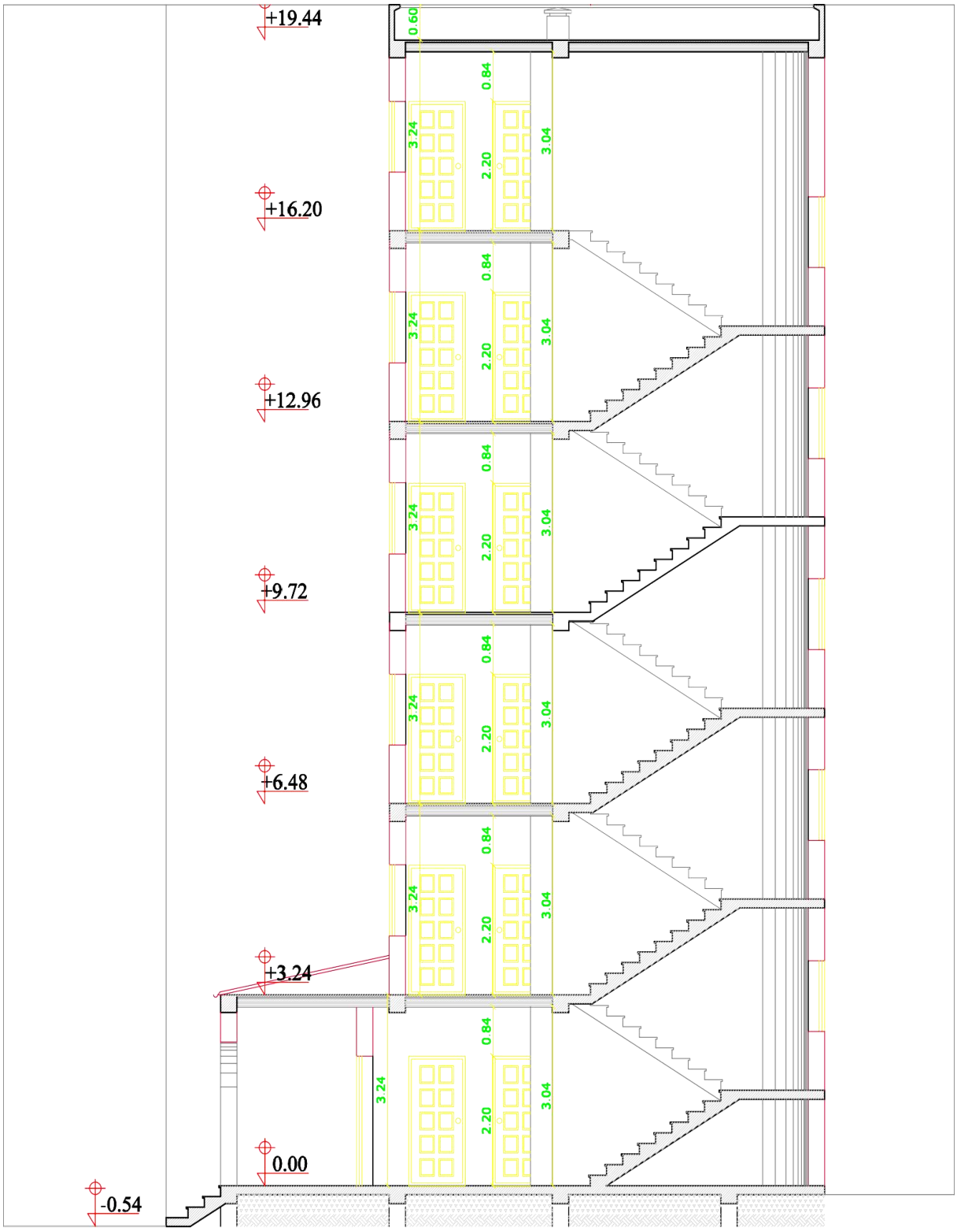


Figure .I2- *Vue du Projet*

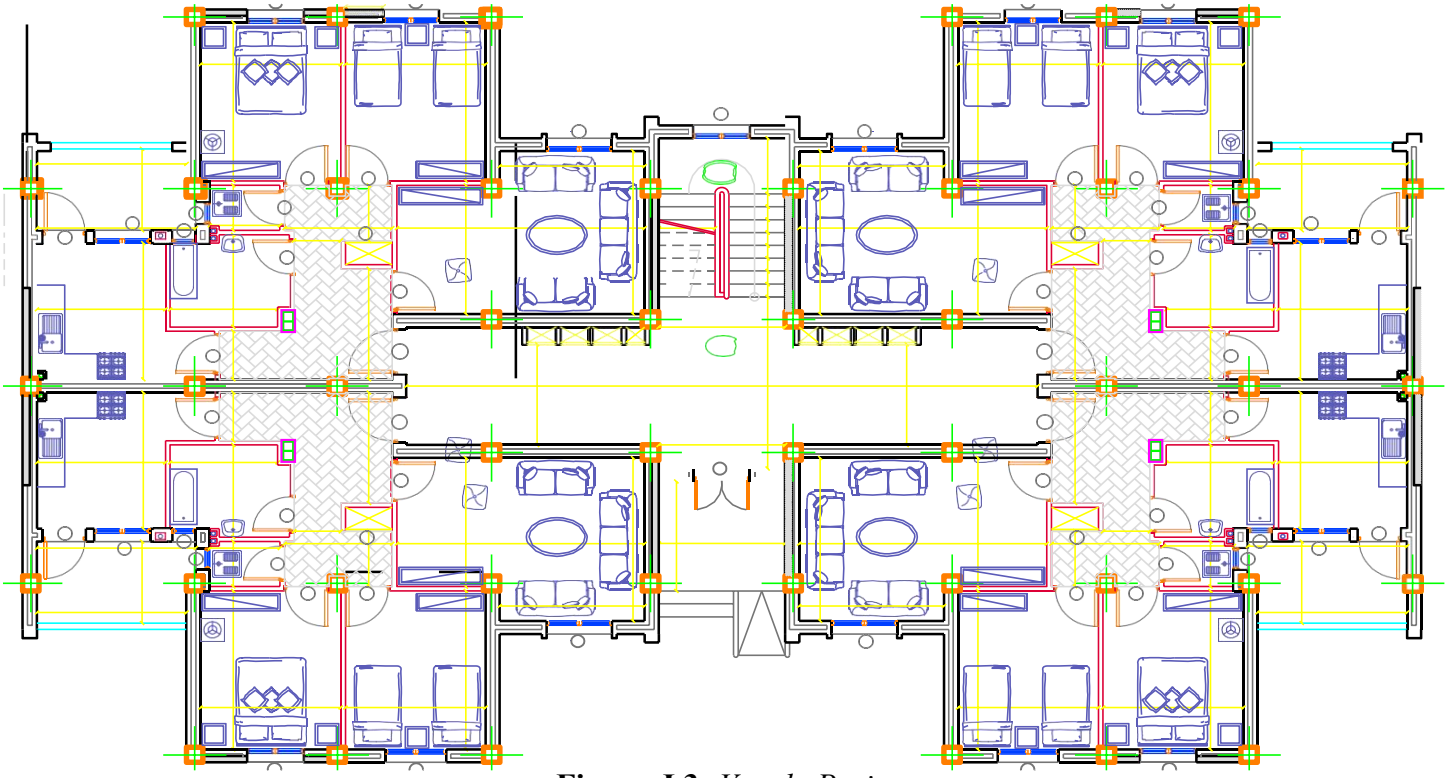


Figure .I.3- *Vue du Projet*

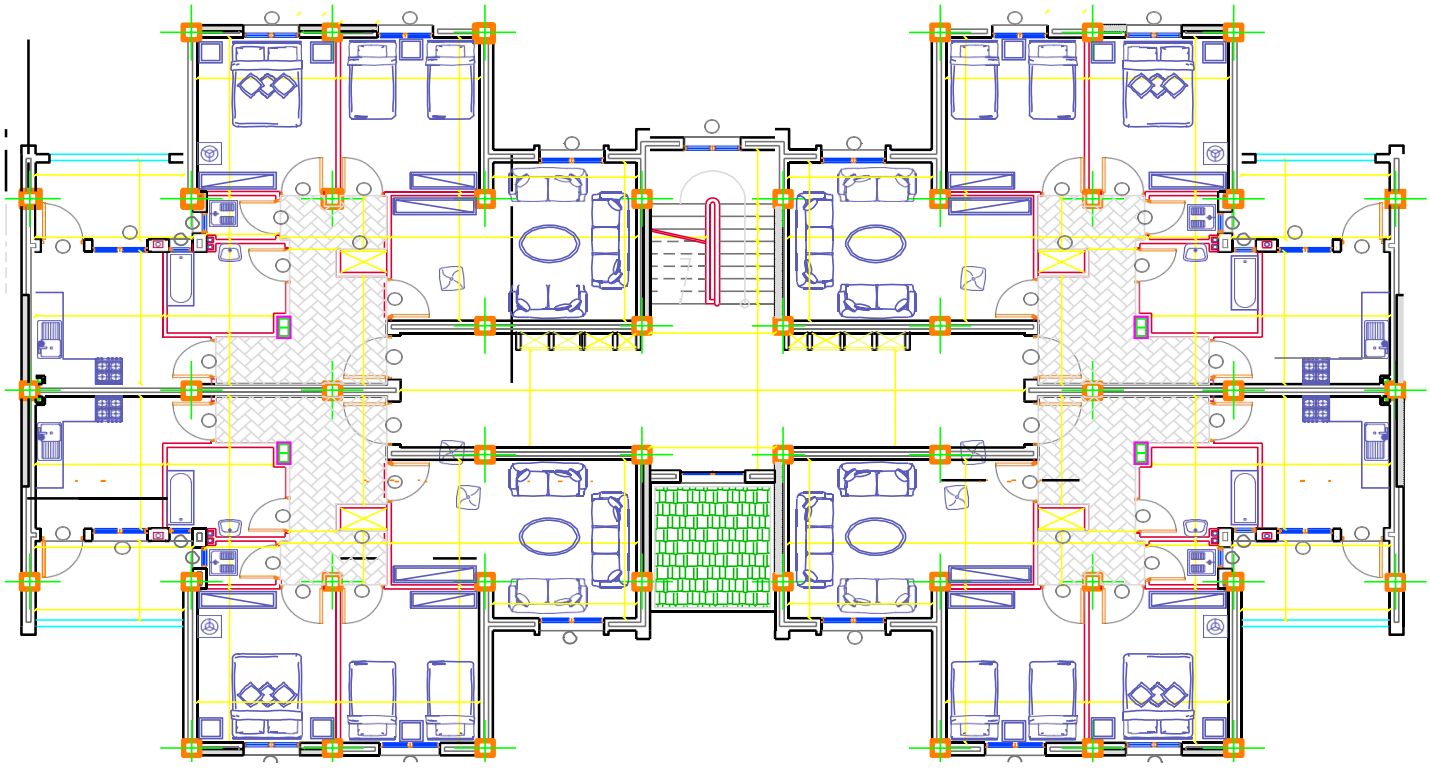


Figure .I.4- *Vue du Projet*

I.2.1. Présentation de l'ouvrage :

- ❖ Sous-sol stockage
- ❖ Les 5 niveaux et RDC habitation

I.2.2. Caractéristique géométrique de L'ouvrage:

- ➢ En plan :
  - ❖ La longueur totale =29,90 m .
  - ❖ La largeur totale =17.55 m.
- ➢ En élévation :
  - ❖ La hauteur totale du bâtiment : H =19.44m.
  - ❖ La hauteur du sous-sol : h = 3,24 m.
  - ❖ La hauteur du RDC: h = 3.24 m.
  - ❖ La hauteur du 1 et des 5 étages : h = 3.24 m.

I.3. Classification de l'ouvrage :

I.3.1. Classification des zones sismiques : [Art 3.1 RPA99 v2003]

Le bâtiment sera implanté à la wilaya ALGER zone classée par le règlement parasismique Algérien [RPA99V2003] comme une zone de sismicité moyenne «Zone III».

I.3.2. Classifications des ouvrages selon leur importance : [Art 3.2 RPA99 v2003]

Ouvrage appartient au groupe 2 bâtiments d'habitation collective, la hauteur de 19.44 m (ouvrages courant ou d'importance moyenne).

I.3.3. Classification des sols : [Art 3.3 RPA99 v2003]

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a considéré le site comme meuble (S3).

I.3.4. Classification des systèmes de contreventement : [Art 3.4 RPA99 v2003]

Notre bâtiment dépasse 4 niveaux (14 mètres) et est situé en zone III. Le contreventement par portique est donc écarté [Art. 3.4.1-b RPA99 v2003] et le choix va se porter sur :

- ➢ Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé [Art. 3.4. A.2 RPA99 v2003].
- ➢ Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avecjustification d'interaction portiques–voiles [Art. 3.4. A.4-a RPA99 v2003].
- ➢ Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé [Art. 3.4. A.4-b RPA99 v2003].

I.4. DESCRIPTION STRUCTURELLE :

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment à une hauteur dépassant 14m, alors le RPA99 version 2003, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2. Planchers

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

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

I.4.3. 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.

I.4.4. 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 60 cm de hauteur et 10cm d'épaisseur.

I.4.5. Escalier

Le bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation d'usage

Dans ce projet on a:

- Un escalier à deux volées.

I.5.Caractéristique mécanique des matériaux :

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

I.5.1. Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à lamise 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. II 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.

I.5.2. Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, on utilisera un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.5.3. Granulats

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

I.5.4. Béton armé

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

I.5.4.1. Résistance du béton

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

I.5.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (fc28). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (∅ = 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 :

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

$$f_{cj} = \frac{J}{1.4+0.95J} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40\ MPa \qquad \text{(I.2)}$$

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.

I.5.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par "f_{tj}" pourrait être déterminée en traction directe ou par fendage, 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+0.06f_{cj} Avec :f_{cj}et f_{tj} en [MPa]

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

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

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

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

υ = 0.2 pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS).

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

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

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

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

I.5.5. Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme

géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.1 :

Tableau I.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 : $E_s = 2 \times 10^5 MPa$ .Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6.Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

- **Etat limite ultime** (ELU) basé sur:
  1- Equilibre statique.
  2- L'ouverture des fissures.
  3- La stabilité de forme.

-Etat limite de service (ELS) basé sur :
1- La compression du béton.
2- L'ouverture des fissures.
3- La déformation.

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

La résistance du béton à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPA.

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

Pour lesarmatures 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

pré dimensionnement

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire: il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

II.2. Les plancher

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages ; sa fonction principale est de résister et supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs

II.2. 1 a- Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$(L/25) \leq ht \leq (L/20)$ [2]

Avec : L: longueur max de poutrelle d'axe en axe.

L = 4.60 m d'où alors 18.4 cm $\leq$ht $\leq$ 23 cm

On adoptera :h_t = 20 cm telle que : $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression). Donc h_t = (16+ 4) cm.

II.2.2- Dalle pleine

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

i) Critère de résistance

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$(Lx/45) \leq ep \leq (Lx/40)$ [2]

L : la plus grande portée mesurée entre axe.

Dalle pleine 1 :

L = 3.50 m d'où alors 8cm $\leq$ ep$\leq$9 cm

Pour la dalle plaine on adoptera : ep = 15cm

ii) Sécurité contre l'incendie

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

ep = 9 cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

iii) condition d'isolation acoustique ep $\geq$ 15cm.

- ✓ Critère de résistance3.50/45 $\leq$ ep $\leq$3.50/40 $\rightarrow$ 7cm $\leq$ ep $\leq$ 8cm
- ✓ La sécurité contre l'incendie : ep = 9cm
- ✓ Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

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

II.3.1. Plancher corps creux

a) Plancher terrasse

Tableau II.1- *Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse*

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,04	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft		0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane		0,01
6	Isolant thermique(liège)	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Planche à corps creux	0,16+0,04	2,80
9	Enduit de plâtre	0,02	0,20
G (kN/m^2)			6,8

b) Plancher courant

Tableau II .2 - *Evaluation de la charge permanente du plancher courant*

№	Composants	Épaisseur(m)	Poids surfacique(kN/m2)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,30	0,54
5	Planche à corps creux	0,16+0,04	2,80
6	Enduit de plâtre	0,10	1,62
G (kN/m^2)			6,36

II.3.2. Dalle pleine

a) Terrasse

Tableau II.3 - *Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse*

№	Composants	Épaisseur(m)	Poids surfacique(kN/m2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,04	0,80
2	Etanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier Kraft		0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane		0,01
6	Plaque de liège	0,04	0,03
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Dalle pleine	0,15	3,75
9	Enduit de plâtre	0,02	0,20
G (kN/m^2)			7,22

c) Etage courant

Tableau II .4 - *Evaluation de la charge permanente du plancher courant*

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m2)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Dalle pleine	0,15	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	0,20
6	Mur simple cloison	0,10	1,62
G (kN/m^2)			6,71

II.3.3. Maçonnerie

Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II .5 - *Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison*

№	Composants	Épaisseur (m)	Poidsvolumique (kN/m3)	Poids surfaciques (kN/m2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2× 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0.90
G (kN/m^2)				1,62

d) Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II .6 - *Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison*

№	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumiques (kN/m3)	Poids surfaciques (kN/m2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 × 0.36
2	Brique creuse	0,10	9	2 × 0.90
3	Lame d'aire	0,10		
G (kN/m^2)				2,52

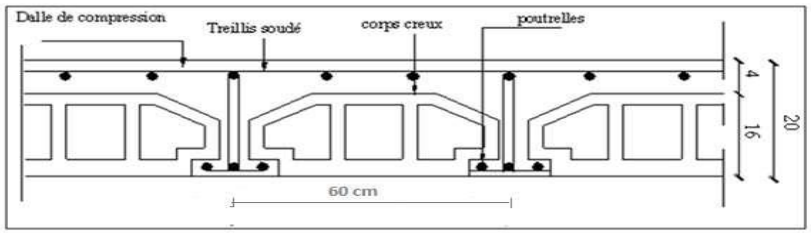


Figure II .1: *Plancher à corps creux*

e) Surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible : Q = 1kN/m2 [4]

Le plancher courant à usage d'habitation : Q = 1.5kN/m2[4]

Le plancher stockage : Q = 2.5kN/m2[4]

II.4. Les poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T. leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

II.4.1. Pré dimensionnement

Elles sont pré dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA93) à partir de L (L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis). Comme suit:

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

b : largeur de la base de la poutre.

h : hauteur totale de la poutre.

II.4.2. Vérification vis-à-vis du RPA99

B ≥ 20cm

H ≥30cm 1

H/b≤4.0 Bmax ≤1.5h+b_l

Avec : e≤ max (b_l/2 ; h_l/2)

II.4.3. Poutres principales

On a Lmax= 4.60 m

Alors : 30.33cm ≤h ≤ 46cm On adopte h= 40 cm

Et 12.00cm ≤ b ≤28.00cm On adopte b = 30 cm

-Vérification selon leRPA99

NB: Les vérifications seront faites pour le cas le plus défavorable des dimensions.

b = 30 > 20 cm (C.V)

h = 40 > 30 cm (C.V)

h/b = 1.33 > 4.0 (C.V)

Toutes les vérifications de **RPA99** sont satisfaisantes.

II.4.4-Poutres secondaires

On a : Lmax = 3.50 m

Alors : 24 cm ≤ h ≤36 cm On adopte h = 35 cm

Et 10.50cm ≤ b ≤ 24.50 cm On adopte b = 30 cm

-Vérification selon le RPA99

b = 30>20 cm (C.V)

h = 35 > 30 cm (C.V)

h/b = 1.17 <4 (C.V)

II.5.Conclusion

Toutes les vérifications de RPA99 sont satisfaisantes.

II.6. Les 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 estpré 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.6.1. Etapes de pré dimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.

- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées

Vérifier : $\mathbf{N_{ultime}} \leq \left(\frac{\mathbf{B_r}\, \mathbf{f_{c28}}}{\mathbf{0.9}\ \boldsymbol{\gamma_b}} + \mathbf{A}\frac{\mathbf{f_e}}{\boldsymbol{\gamma_s}}\right).\boldsymbol{\alpha}$ [1

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

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

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

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1+0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 5 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \quad [1]$$

Avec : $\lambda=\frac{L_f}{i}$: C'est l'élancement mécanique

$L_f=0{,}7L_0$: C'est la longueur de flambement.

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

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

$i = \frac{D}{4}$ $\quad I = \frac{\pi D^3}{64}$ (Poteau circulaire).

II.6.2. Détermination des charges et surcharges

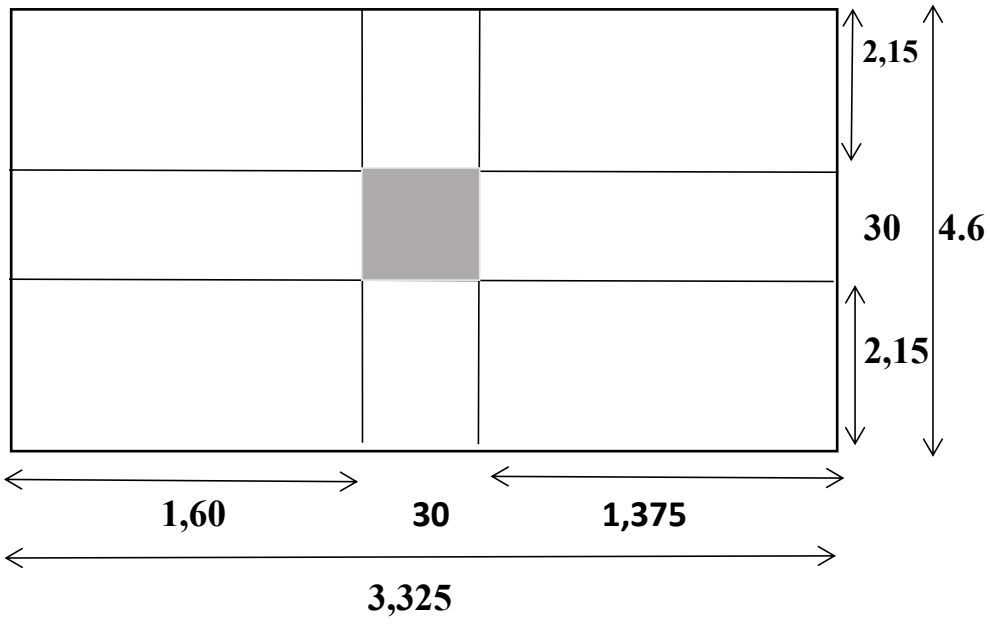


Figure II.2: Représentation du poteau le plus sollicité

❖ Surface du plancher revenant au poteau :

$S_p = (2{,}15 + 2{,}15) \times (1{,}60 + 1{,}375) = \mathbf{12{,}792 m^2}$

❖ Surface totale :

$S_t = (2{,}15 + 0{,}30 + 2{,}15) \times (1.65 + 0{,}30 + 1{,}375) = \mathbf{15{,}065 m^2}$

- Niveau (5éme étage)

$G_{Plancher} = 6.80 \times 12{,}792 = 86{,}985 kN$

$G_{poteau\ sollicite} = 0.30 \times 0{,}30 \times 3{,}24 \times 25 = 7{,}29 kN$

$G_{poutres} = 25 \times [(7{,}55 \times 0{,}30 \times 0{,}40) + (6{,}35 \times 0{,}30 \times 0{,}35)] = 39{,}345 kN$

D'où alors: $G_{Plancher} + G_{poteau\ sollicite} + G_{poutres} = \mathbf{133{,}62 kN}$

-Niveau (4éme étage)

$G_{Plancher} = 6{,}36 \times 12{,}792 = 81{,}357 kN$

$G_{poteau\ sollicite} = 0.30 \times 0{,}30 \times 3{,}24 \times 25 = 7{,}29 kN$

$G_{poutres} = 25 \times [(7{,}55 \times 0{,}30 \times 0{,}40) + (6{,}35 \times 0{,}30 \times 0{,}35)] = 39{,}345 kN$

D'où alors: $G_{Plancher} + G_{poteau\ sollicite} + G_{poutres} = \mathbf{127{,}992 kN}$

-Niveau (3éme étage)

$G_{Plancher} = 6{,}36 \times 12{,}792 = 81{,}357 kN$

$G_{poteau\ sollicite} = 0.35 \times 0{,}35 \times 3{,}24 \times 25 = 9{,}9225 kN$

$G_{poutres} = 25 \times [(7{,}55 \times 0{,}30 \times 0{,}40) + (6{,}35 \times 0{,}30 \times 0{,}35)] = 39{,}345 kN$

D'où alors: $G_{Plancher} + G_{poteau\ sollicite} + G_{poutres} = \mathbf{130{,}6245 kN}$

-Niveau (2éme étage)

$G_{Plancher} = 6{,}36 \times 12{,}792 = 81{,}357 kN$

$G_{poteau\ sollicite} = 0.35 \times 0{,}35 \times 3{,}24 \times 25 = 9{,}9225 kN$

$G_{poutres} = 25 \times [(7{,}55 \times 0{,}30 \times 0{,}40) + (6{,}35 \times 0{,}30 \times 0{,}35)] = 39{,}345 kN$

D'où alors: $G_{Plancher} + G_{poteau\ sollicite} + G_{poutres} = \mathbf{130{,}6245 kN}$

-Niveau (1éme étage)

$G_{Plancher} = 6{,}36 \times 12{,}792 = 81{,}357 kN$

$G_{poteau\ sollicite} = 0.35 \times 0{,}35 \times 3{,}24 \times 25 = 9{,}9225 kN$

$G_{poutres} = 25 \times [(7{,}55 \times 0{,}30 \times 0{,}40) + (6{,}35 \times 0{,}30 \times 0{,}35)] = 39{,}345 kN$

D'où alors: $G_{Plancher} + G_{poteau\ sollicite} + G_{poutres} = \mathbf{130{,}6245 kN}$

-Niveau (RDC)

$G_{Plancher} = 6{,}36 \times 12{,}792 = 81{,}357kN$

$G_{poteau\ sollicite} = 0.40 \times 0{,}40 \times 3{,}24 \times 25 = 12{,}96kN$

$G_{poutres} = 25 \times [(7{,}55 \times 0{,}30 \times 0{,}40) + (6{,}35 \times 0{,}30 \times 0{,}35)] = 39{,}345kN$

D'où alors: $G_{Plancher} + G_{poteau\ sollicite} + G_{poutres} = \mathbf{133,662kN}$

-Niveau (SOUS SOL)

$G_{Plancher} = 6{,}36 \times 12{,}792 = 81{,}357kN$

$G_{poteau\ sollicite} = 0.40 \times 0{,}40 \times 3{,}24 \times 25 = 12{,}96kN$

$G_{poutres} = 25 \times [(7{,}55 \times 0{,}30 \times 0{,}40) + (6{,}35 \times 0{,}30 \times 0{,}35)] = 39{,}345kN$

D'où alors: $G_{Plancher} + G_{poteau\ sollicite} + G_{poutres} = \mathbf{133,662kN}$

- Loi de dégression [4]

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

- **charge d'exploitation:**

Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m²

Habitation : Q =1.5 KN/m²

Le plancher stockage : Q = 2.5kN/m2

- **Charge permanentes total :**

Détermination des charges permanente :

G plancher t ou c = point de plancher terrasse × S plancher t ou c .

G (poutres principales ou secondaires) =b × h× L × poids volumique du béton armé .

G (poteau) = b × h × he× poids volumique du béton armé .

Poids volumique de béton armé =25KN/m .

- **Charge d'exploitation totale :**

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression.

La loi de dégression des charges s'applique au bâtiment à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes.

Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégressions, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de(05) .

$Qn=Q_0+[(3+n)/(2n)][Q_1+Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots+Q_n]$

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

Q :Le coefficient etant valable pour n ≥ 5.

n : Nombre d'étage .

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse .

Q1,Q2 , …….. ,Qn :Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs .

Tableau II .7 - *Dégression des surcharges*

Niveau des planchers	Surcharge	∑ Surcharge	∑ Surcharge (KN/m²)
5	Q_0	$\sum_1 = Q_0$	12,792
4	Q_1	$\sum_2 = Q_0+Q_1$	31,98
3	Q_2	$\sum_3 = Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	49,24
2	Q_3	$\sum_4 = Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	64,59
1	Q_4	$\sum_5 = Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	78,01
RDC	Q_5	$\sum_6 = Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	89,53
SOUS SOL	Q_6	$\sum_7 = Q_0+0,75(Q_1 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Q_6)$	108.72

Tableau II.8-*Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau*

Niv	G (kN)		Q (kN)		Nu (kN)	1.1Nu (kN)
	G (du niv)	G cumulée	Q etage	Qcumue		
5	133,62	133,62	12,792	12,792	199,57	219,53
4	127,992	261,612	31,98	44,77	419,50	461,45
3	130,6245	392,236	49,24	94,01	670,53	737,58
2	130,6245	522,236	64,59	158,6	942,91	1037,21
1	130,6245	652,236	78,01	236,61	1235,43	1358,97
RDC	133,662	785,898	89,53	335,14	1563,67	1720,03
Sous sol	133,662	919,56	108.72	443,86	1907,19	2097,91

II.6.3. Prédimensionnement des poteaux

Tableau II .9-*Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau*

Étage	Dimension	B_r $(mm)^2$	l_0 (m)	l_f (m)	ı (m)	λ	α	A_s (mm^2)	$\bar{N}$ (kN)
5	30×30	78400	3,24	2,26	0.087	25,98	0,76	90	1121,65
4	30×30	78400	3,24	2,26	0.087	25,98	0,76	90	1121,65
3	35×35	108900	3,24	2,26	0.101	22,38	0,78	122,5	1598,48
2	35×35	108900	3,24	2,26	0.101	22,38	0,78	122,5	1598,48
1	35×35	108900	3,24	2,26	0.101	22,38	0,78	122,5	1598,48
RDC	40×40	144400	3,24	2,26	0.115	19,65	0,80	160	2173,92
SOUS SOL	40×40	144400	3,24	2,26	0.115	19,65	0,80	160	2173,92

✓ **Vérification du N_u (KN)≤ $\bar{\bar{N}}_u$ (kN)**

Tableau II.10 -*Vérification du Nu(KN) ≤Nu (kN)*

Étage	1.1Nu	$\bar{N}$	Nu ≤ $\bar{N}$
5	219,53	1121,65	C.V
4	461,45	1121,65	C.V
3	737,58	1598,48	C,V
2	1037,21	1598,48	C,V
1	1358,97	1598,48	C,V
RDC	1720,03	2173,92	C,V
SOUSOL	2097,91	2173,92	C,V

-Vérification vis-à-vis du RPA 99

On doit vérifier les conditions suivantes:

Min (b1. h1) ≥25 cm. En zone III

Min (b1. h1) ≥ he / 20

1/4< b1 / h1< 4

Donc. pour le poteau carré (30x30) on a :

Min (30. 30) = 30 cm ≥ 30 cm. (C.V)

Min (30. 30) =30 cm ≥310/20 =15.50 cm (C.V)

1/4< 30/30 = 1 < 4 (C.V)

II.7.Conclusion

Toutes les vérifications deRPA99 sont satisfaisantes.

II.8.LES 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.

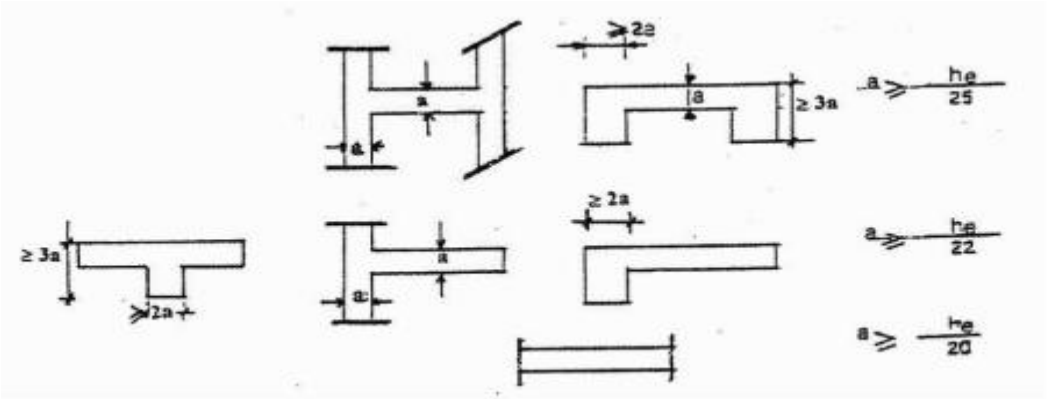


Figure II.3-*coupes de voile en plan*

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{304}{20} = 15{,}2cm$$

$\Longrightarrow$On prend e=20 cm

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III.1. INTRODUCTION

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers et les planchers dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement « BAEL 91 modifié 99 » [1] en respectant le règlement parasismique Algérien « RPA 99 version 2003 » [2].

III.2. ACROTÈRE

III.2.1. Introduction

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante Q=1kN/ml.

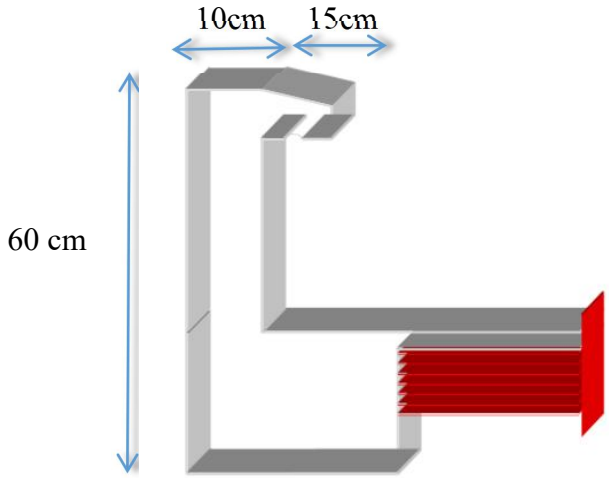


Figure. III.1 : *Acrotère*

III.2.2. Evaluation des charges

Charge d'exploitation

Q=1,00kN/ml

Charges permanentes

Surface de l'acrotère :

$$s = \left[(0{,}1 \times 0{,}6) + (0{,}1 \times 0{,}15) + \frac{(0{,}05 \times 0{,}15)}{2}\right] = 0{,}0712 m^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times s = 25 \times 0{,}0712 = 1{,}775 kN/ml$$

- Revêtement en ciment (e=2cm ; ρ=14kN/m^3),

$$G = \rho_b \times e \times p_{cme}$$

$$p_{cme} = 0{,}6 + 0{,}1 + 0{,}16 + 0{,}05 + 0{,}5 = 1{,}56 \text{ m}$$

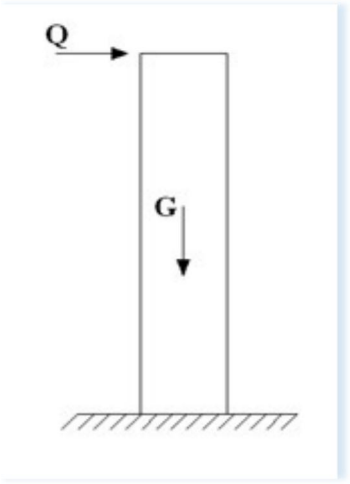


Figure.III.2- *Sollicitation de l'acrotère*

L'action des forces horizontales Qh : (Fp)

- L'action des forces horizontales est données par :Fp=4ACpWp[2]

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le grouped'usage appropriés [A=0,25]……groupe 2.

C_p: Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)……. [C_p=0,8].

W_p : Poids de l'acrotère =2,21kN.

F_p =4×0, 25×0, 8×2, 21=1,768kN.

Q_u=Max (1,5Q ; F_p)

$$\begin{cases} F_P = 1{,}76 kN \\ 1{,}5Q = 1{,}5 kN \end{cases} \rightarrow \quad Q_M = Q_h = 1{,}76 kN$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

G=2,21kN/ml et Q=1,76KN/ml

III.2.3. Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

N_u=1,35G=2,98kN

$M_u = Q_h$=1,5×1,76×0,6=1,58 kNm

T_u=Q_h=1,76×1,5=2,65 kN

E.L.S :

N_{ser}=G=2,21kN

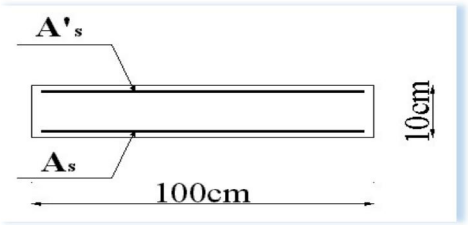
M_{ser}=Q_h=1,76kN.m

T_{ser}=Q_h=1,05kN

III.2.4. Ferraillage de l'acrotère

e=10cm ; b=100cm ; fc28=25MPa ; σbc=14,17MPa ; c=c'=2cm ; fe=400MPa

III.2.4. Ferraillage de l'acrotère



a) Calcul de l'excentricité

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,59}{2,98} = 53,35\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{cases} \rightarrow \quad e_0 > \frac{h}{2} - c' \quad \rightarrow \text{ Section partiellementcomprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif Mf.

b) Calcul du moment fictif « Mf »

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c'\right) = 1,68\text{Nm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,014$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \rightarrow \acute{A}_S = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,017$

$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,938\text{cm}$

$\mu = 0,013 < 0,186 \quad \Rightarrow \zeta_s = 10$ et $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$

$A_{Sf} = f(M_f)$

$A_{Sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_S} = 54mm^2$

$A_{S1} = \acute{A}_S = 0$

$A_{S2} = A_{Sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 45{,}44mm^2$

Donc ,$\begin{cases} A_{S1} = 0cm^2 \\ A_{S2} = 0{,}45cm^2 \end{cases}$

II.2.5.Vérification de la section d'acier selon « bael 91Modifié 99 » [1]

Il faut vérifier As avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$A_s^{min} \geq MAX\left\{\frac{bh}{1000}; 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$

Avec :

$f_{t28} = 2{,}1MPa;\ f_e = 400MPa;\ b = 100cm;\ d = 9cm$

$A_s^{min} \geq MAX\{1cm^2; 1{,}087cm^2\} = 1{,}087cm^2$

Donc : on opte finalement pour 4HA8=2,01cm^2

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

III.2.6. Armatures de répartitions

$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0{,}425cm^2\ pour(100cm)$

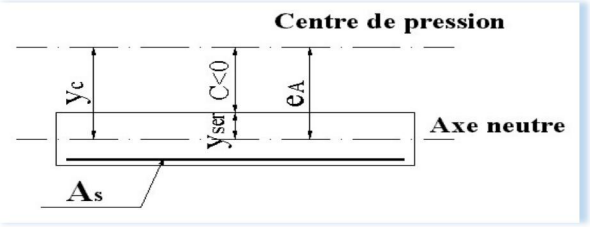
$A_r \geq 0{,}255cm^2 pour\ (60cm)$

On choisit $4HA6 = 1{,}13cm^2$ avec un espacement $S_t = \frac{60-5}{4} = \frac{55}{4} = 14{,}5$

III.2.7. Vérification à L'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47{,}51cm$



On a :$e_0 > \frac{h}{2} - c'$ ⇒ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = e - \frac{h}{2} = 0{,}475 - \frac{0{,}1}{2} = 42{,}51\text{cm}$$

D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [1], on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec : n=15

$$\begin{cases} p = -3c^2 + 6n\frac{A_1}{b}(c + c_1) + 6n(d + c)\frac{A_2}{b} = -532{,}81 \\ q = 2c^2 - 6n(d + c)^2\frac{A_2}{b} = 14889{,}8 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^4}{27}\right) = -255{,}2 \times 10^6$$

$$\Delta < 0$$

$$\text{Arccos}\varphi = \left[\frac{q}{3}\left(\frac{-p}{3}\right)^{\frac{-3}{2}}\right] \Rightarrow \varphi = 0{,}107\text{rad}$$

La solution qui convient est :$y_c = 44{,}61\text{cm}$

$$y_1 = y_c - c = 44{,}61 - 42{,}51 = 2{,}1 \quad \Rightarrow y_1 = 2{,}1\text{cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{2}y_1^2 - nA_2(d - y_1) = 12{,}46\text{cm}^3 \quad ; n = 15$$

III.2.7.1. Vérification des contraintes

a) Contraintes du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I}y_c\right) \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2{,}21\times10^3}{12{,}46\times10^3}\right) \times 2{,}1 \times 10 = 3{,}72 \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \ldots\ldots\ldots\text{(c.v)}$$

b) Contraintes de l'acier

$$\sigma_{s1} = 15\sigma_{bc}\frac{y_{1-}c_1}{y_1} \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\sigma_{s2} = 15\sigma_{bc}\frac{d - y_1}{y_1} \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; \text{Max}\left(0{,}5f_e; 100\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right) = 201{,}63\text{MP}$$

$(\eta = 1{,}6\text{pour les aciers Ha})$

$\sigma_1 = 2{,}65\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_s$.....(c,v)

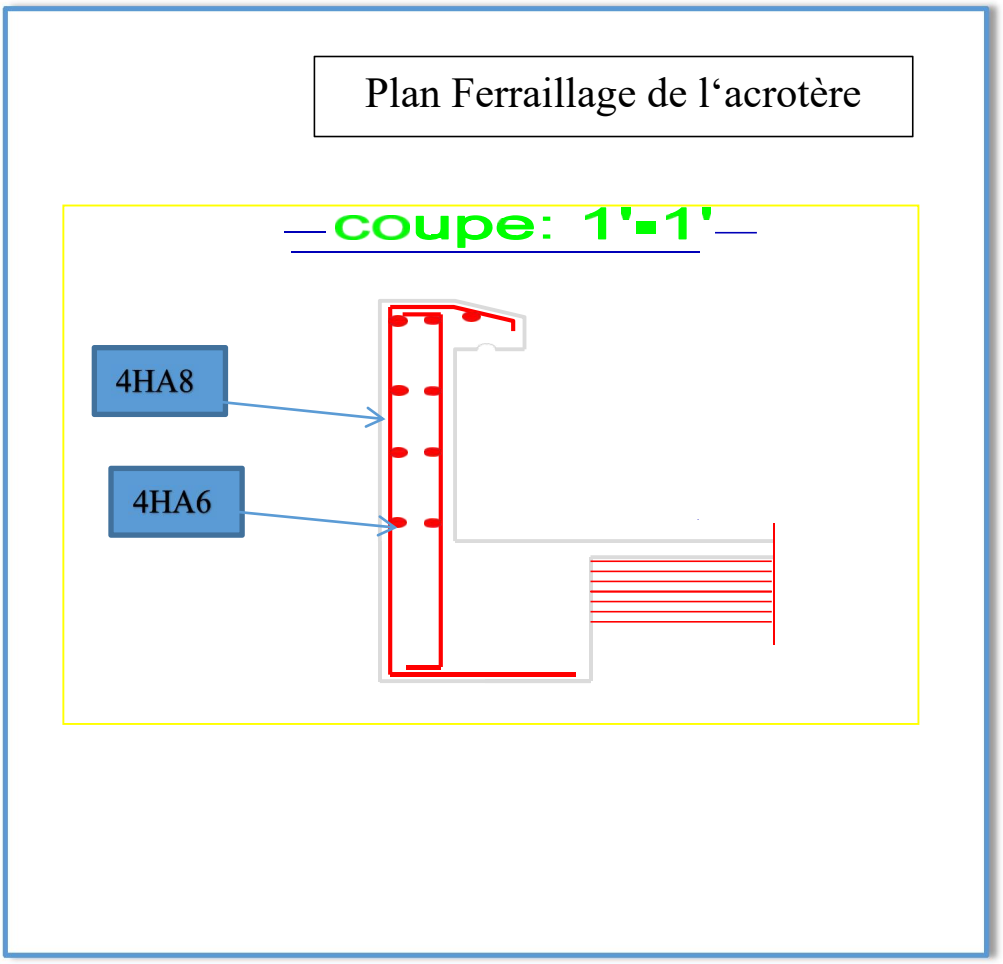
$\sigma_{s2} = 183{,}34\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_s$.....(c,v)

III.2.7.2. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = \text{Min}\{0{,}1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2{,}5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2{,}65 \times 10^3}{90 \times 10^3} = 0{,}03\text{MPa} \leq \overline{\tau}_u \ldots\ldots\ldots (c.v)$$



III.3.1. Escalier :

III.3.1. Escalier à deux. volées

III.3.1.1. Pré dimensionnement

Le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure suivante :

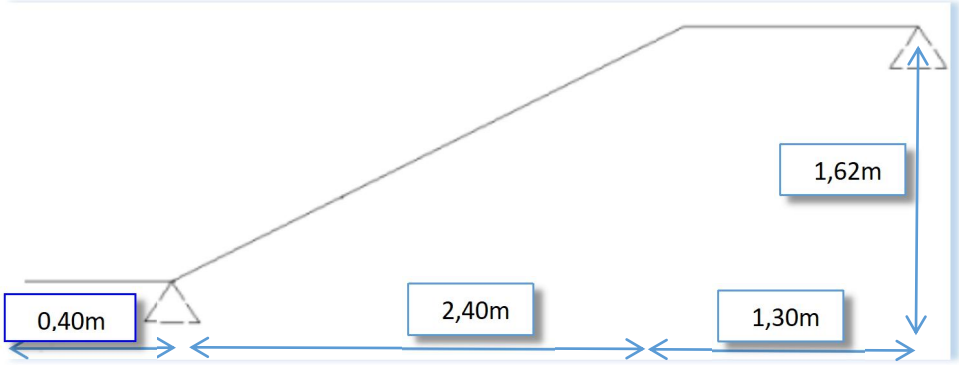


Figure III.3-*Schéma statique d'Escalier à trois volées.*

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 18.

- Hauteur du palier: H = 1.62m (on va traiter la partie qui contient 9 contre marches)

- Hauteur de la contre marche :

$$h = \frac{3,24}{18} = 0,18m \Rightarrow 18cm$$

- Largeur de la marche : g = 30cm

Vérification de la formule de Blondel (Norme NP-11 19 111)

$$59cm \leq g + 2h \leq 66cm \Rightarrow g + 2h = 66cm \ldots\ldots\ldots (c.v)$$

Détermination de l'épaisseur de l'escalier

tg α = H / L = 18/30 = 0.6 D'où alors : α =30,96°

$$L_0 = \frac{2,4}{COS\alpha} = 2,80 \Rightarrow L_{tol} = 2,80 + 1,30 + 0,40 = 4,5m$$

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

$$\frac{L_{tol}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tol}}{30} \Rightarrow 0,12 \leq e \leq 0,15 \Rightarrow e = 15cm$$

➢ **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.1et III.2.

Tableau III.1- *Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier.*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	00,40
3	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
4	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Tota				4,95

.

Tableau III.2-*Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre du palier	0,15/cosα	25	4,35
4	Poids des marches	0,18/2	25	2,25
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				7,80

➢ **Charges d'exploitation**

Pour le palier de repos et la paillasse : Q=2.5 kN/m2

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

➢ **Détermination des sollicitations**

ELU Pu=1,35G+1,5Q

ELS Pser=G+Q

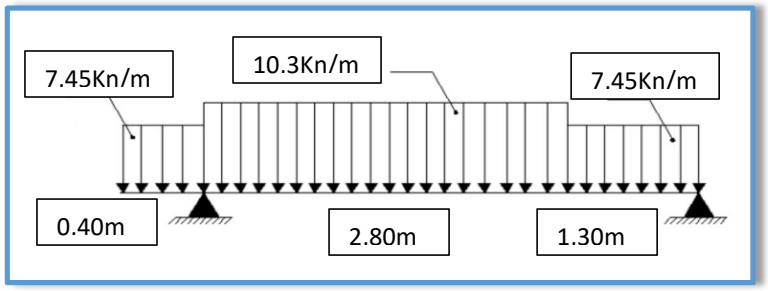


Figure III.4- *Chargement dans l'escalier d'étage courant*

Tableau III.3-*Chargement dans l'escalier d'étage courant*

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	Pu(kN/ml)	Pser(kN/ml)
Paillasse	7,8	2,5	14,28	10,3
Palier	4,95	2,5	10,43	7,45

➢ **Détermination des efforts**

Tableau III.4- *Détermination des efforts*

Solicitations	M_t(kN. m)	M_a(kN. m)	T(kN)
ELU	17.837	-10.492	24.635
ELS	12.845	-7.556	20,31

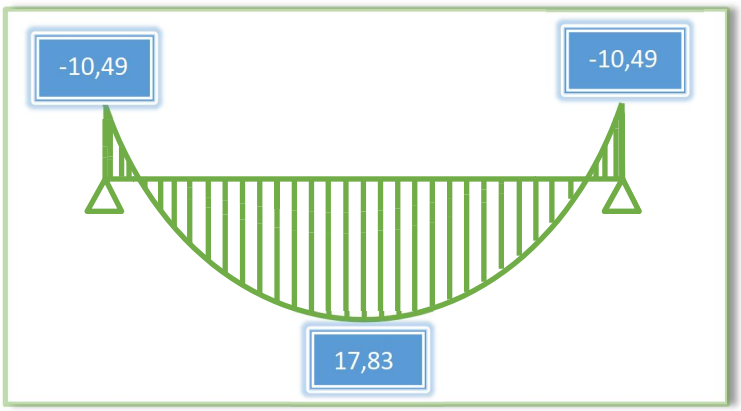


Figure III.5- *Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU*

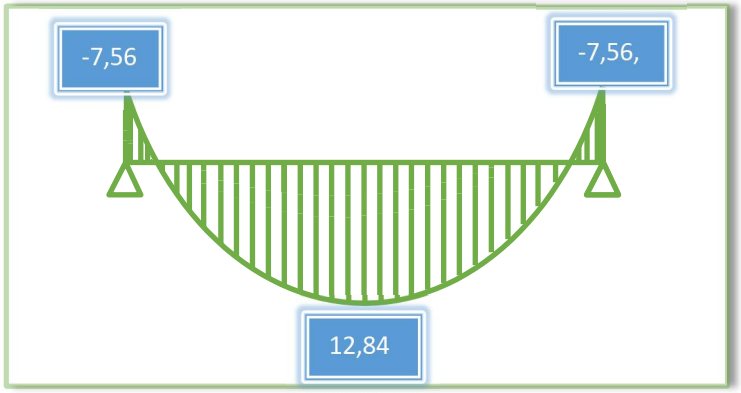


Figure III.6- *Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELS*

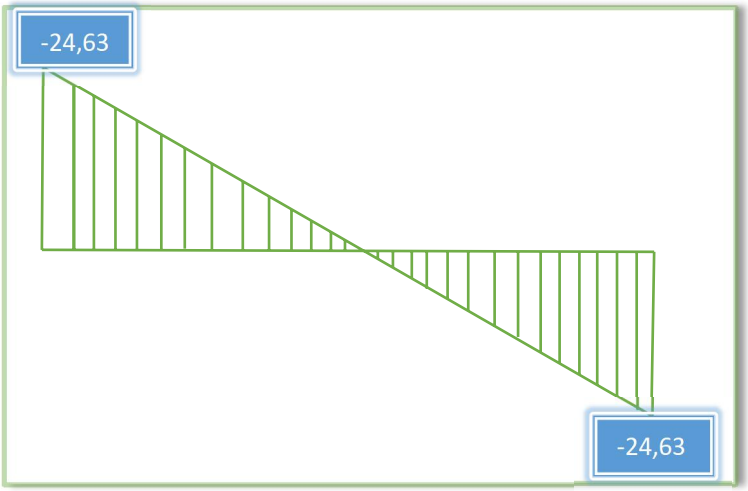


Figure III.7- *Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU*

III.3.1.2. Ferraillage

III.3.1.2.1. Armatures longitudinales

Le calcul de ferraillage se fera par la méthode forfaitaire pour une bonde de 1m

Tableau III.5- *Section d'armatures longitudinales dans l'escalier d'étage courant*

	M max(kN.m)	Acalculée(cm²)	A choisie(cm²)	St(cm)	$\bar{S}t$(cm²)	St ≤ $\bar{S}t$
Travèe	17.837	4,3	6HA12 = 6,79	15	33	oui
Appuis	-10.492	2,5	6HA12 = 6,76	15	33	oui

- Condition de non fragilité(A≥ Amin = $\frac{B}{1000}$)

Tableau III.6- *Vérification de la section d'armatures*

	A(cm²)	Amin (cm²)	Amin ≤ A
Travèe	6.79	1.5	oui
Appuis	6,79	1.5	oui

III.3.1.2.2. Armatures de répartition

Tableau III.7- *Section d'armatures de répartition dans l'escalier d'étage courant*

	A rép = A/4(cm²)	A adoptee(cm²)	St(cm)	$\overline{St}$(cm²)	St ≤ $\overline{St}$
Travèe	1,69	6HA8 = 3,02	15	45	oui
Appuis	1,69	6HA8 = 3,02	15	45	oui

III.3.1.2.3. Vérification à l'ELU

Tableau III.8- *Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant*

Section	T (kn)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
100×15	24.635	0,13	3,33	C.V

III.3.1.2.4.Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6\times f_{c28} = 0.6 \times 25 \rightarrow \overline{\sigma_b} = 15MPa$

Tableau III.9- *Vérification à l'E.L.S*

	A (cm²)	M_{ser}(kN .m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	6,79	12.845	5,6	15	oui
En appuis	6,79	-7.556	1,9	15	oui

III.3.1.2.5. Vérification de la flèche

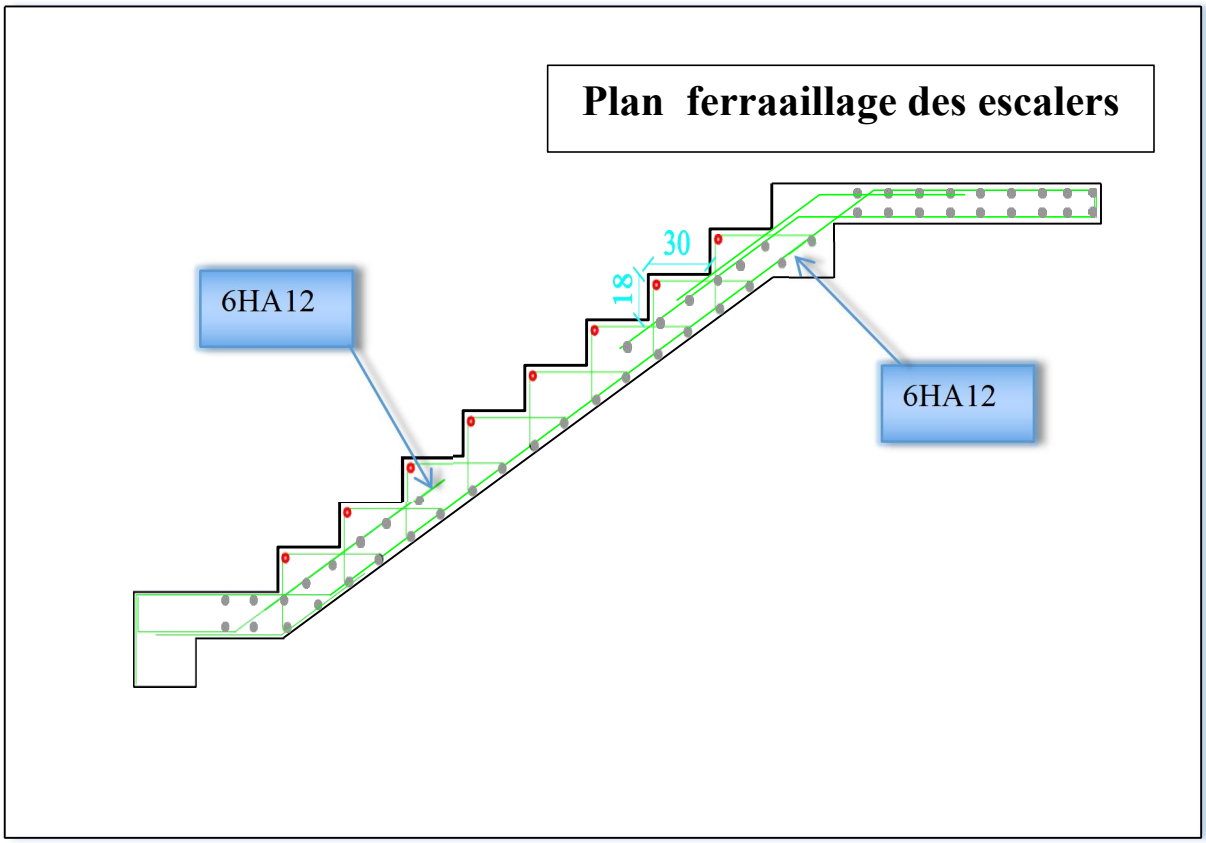
Le calcul de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{0,15}{4,1} = 0,36 \leq \frac{1}{16} = 0,06$$

Tableau III.10: *Vérification de la flèche de l'escalier.*

Escalier			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vér
B	h	L	$M_{a\,g}$	M_t	$M_{a\,d}$	As1	As2	Δ{f}	$\{f\}_{adm}$	Δ{f}≤ $\{f\}_{adm}$
(cm)	(cm)	(cm)	-7.55		-7.55	(cm^2)	(cm^2)			
100	15	4,50		12.84		6,79	0	5,2	9	C.V



III.4.1. Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle est 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 prédimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

III.4.1.1. Prédimensionnement

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

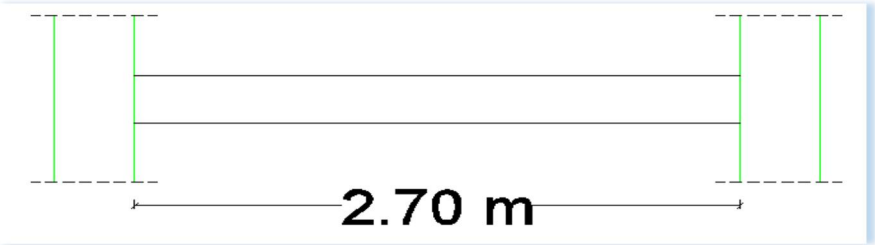


Figure III.8- *Schéma statique équivalent de la poutre palière*

Tableau III.11- *Prédimensionnement de la poutre palière*

Application numérique	$\frac{270}{15} \leq ht \leq \frac{270}{10}$	0,4(30)≤b≤0,7(30)
	18≤ ht ≤ 27	12≤b≤21
Valeur Prise	ht =30cm	B=25cm

- les vérifications relatives aux exigences de l'RPA (art 7.5.1 du RPA 99)

b ≥ 25 cm 25 ≥ 25 cm condition est vérifié

ht ≥ 30 cm 30 ≥30 cm condition est vérifier

$\frac{ht}{b} \leq 4 \quad \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4$ condition est vérifier

III.4.1.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,25 = 1,87Kn/ml$

Réaction du palier à l'ELU : RU= 24.635KN {Calculer dans la section Escaliere}

Réaction du palier à l'ELS : RS = 17.756 KN {Calculer dans la section Escaliere}

III.4.1.3. Calcul des efforts internes

$q_u = 1,35 \times G + R_u = 1,35 \times (1,87) + 24,635 = 27,15Kn/ml$

$q_s = G + R_s = (1,87) + 17,75 = 19,62Kn/ml$

a) Moment isostatique ELU:

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{27,15 \times 2,70^2}{8} \quad M_u = 24,74Kn.m$$

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{27,15 \times 2,70}{2} \quad T_u = 36,65Kn.m$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$M_{uap} = -0,3M_u = -0,3 \times 24,74 = -7,42Kn.m$

$M_{ut} = 0,85M_u = 0,85 \times 24,74 = 21,029Kn.m$

b) Moment isostatique ELS:

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{19,62 \times 2,70^2}{8} \quad M_s = 17,87Kn.m$$

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{19,62 \times 2,70}{2} \quad T_s = 26,48Kn.m$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$M_{uap} = -0{,}3M_u = -0{,}3 \times 17{,}87 = -5{,}36 Kn.m$

$M_{ut} = 0{,}85M_u = 0{,}85 \times 17{,}87 = 15{,}18 Kn.m$

III.4.1.4. Ferraillage de la poutre palière

Tableau III.12-*Ferraillage de la poutre palière*

	M_u (kN.m)	A (cm^2)	A′ (cm^2)	$A_{adoptee}$ (cm^2)	A (cm^2)	$A_{totalemin}$ (cm^2)	obs
En travée	21,029	1,8	0	3HA14	4.62	0,99	C.V
En appuis	7,42	0,7	0	3HA10	2.35	0,99	C.V

III4.1.4.1Vérification à l'ELU

Tableau III.14-*Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière*

Section (cm^2)	Tu (kN)	τu (MPa)	τu adm (MPa)	τu< τu adm
30× 25	36,65	0,48	3.33	C,v

III4.1.4.2Vérification à l'ELS

Tableau III.13 - *Vérification à l'E.L.S de la poutre palière*

Section (cm^2)	Position	Mser (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	σb (MPa)	σb (MPa)	Obs
30× 25	En travée	15,18	4.62	0	5,3	15	C.V
	En appuis	−5,36	2.35	0	1,3	15	C.V

III.4.1.5. Calcul les armatures transversales :

a-Diamètre :

$$\phi_t \leq min\left\{\frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right\}$$

$$\phi_t \leq min\left\{\frac{30}{35} = 0{,}85; \frac{25}{10} = 2{,}5; \phi_l = 12\right\} = 8mm$$

$$\phi_l = 8mm$$

b-Espacement :

$$s_t =< min\{0{,}9; d, 40cm\}$$

$$s_t =< min\{24{,}75, 40cm = 24{,}75cm\}$$

St=20cm

Selon le RPA 99/2003 (Art 7.5-2) L'espacement doit vérifier :

a) Aux appuis :

$s_t =< min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi, 30\right\}$

$s_t =< min\{7{,}5; 12{,}30\}$

st=7cm

b) En travée :

$s_t < \frac{h}{2} = 15cm$

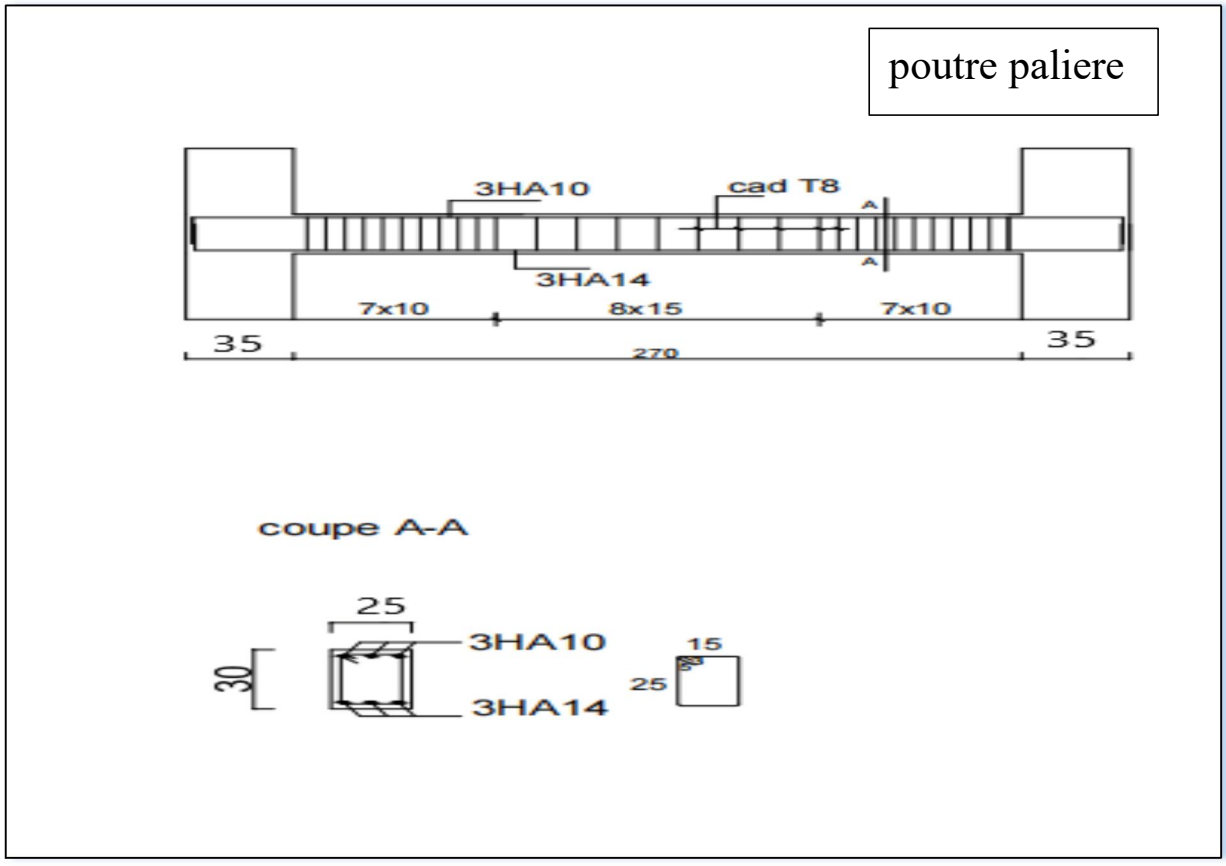
St=15cm

III.4.1.1.6Vérification de la flèche de la poutre palier

Tableau III.15: Vérification de la flèche de la poutre palier

L(m)	f_i(mm)	f_v(mm)	Δf(mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$
2,70	0.6	1.2	1,1	5.3	C.V

Donc, la vérification de la flèche est satisfaite. On garde alors les dimensions choisies initialement en pré dimensionnement : **(b× h)=30×25 cm²**



III.5.1- Introduction :

Les planchers sont des surfaces planes horizontales séparant deux niveaux, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils transmettent les charges du bâtiment aux éléments porteurs, et assurent l'isolation thermique et phoniques entres les niveaux de la construction. Ils assurent également la compatibilité de déplacement. Notre structure comporte deux types de planchers :

- planchers à corps creux.
- plancher à dalle pleine.

III.5.2. Plancher à corps creux (16+4) cm:

III.5.2.1. Dimensionnement des poutrelles :

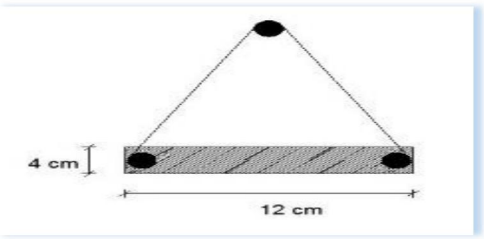


Fig. III.9- *Dimensionnement de la poutrelle*

Le calcul se fait en deux étapes :

Première étape : Avant le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à :

$Q = Mmx\begin{cases}1kN\\500 \times L(kN)\end{cases}$ Localisée au milieu de la travée [B.6.8.4.1.2]

Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle : $0{,}04\times 0{,}12 \times 25 = 0{,}12kN/ml$

- Poids du corps creux : $0{,}65\times 1 = 0{,}65kN/ml$

$G_{tol} = 0{,}12 + 0{,}65 = 0.77kN/ml$

$Q = Mmx\begin{cases}1kN\\500 \times 3{,}60 = 1800(N)\end{cases} \Rightarrow \quad Q = 1{,}8\ KN.$

III.5.2.2. Calcul des sollicitations (E.L.U) :

ELU :

$M_u = 1{,}35M_G + 1{,}5M_Q$

$M_G = G \times L^2/8 = 0{,}77 \times (3{,}60)^2/8 = 1{,}24kN.m$

$M_Q = QL^2/8 = 1{,}8 \times (3{,}60)^2/8 = 2{,}91kN.m$

$\Rightarrow M_u = 6{,}03 kN.m$

La poutrelle travaille en flexion simple, et les dimensions sont :

$h = 4cm$; $b = 12cm$; $d = 0{,}4h = 3{,}6cm$; $\sigma_{bc} = 14{,}2M$; $\sigma_s = 348MPa$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 2{,}73 > \mu_L = 0{,}392 \Rightarrow A' \neq 0$$

Mais, il est impossible pratiquement de placer des armatures de compression (section très faible).

On prévoit un échafaudage ou des étaiements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage.

Calcul des poutrelles

On a trois types de poutrelles à calculer :

1. Poutrelles à 2 travées
2. Poutrelles à 4 travées
3. Poutrelles à 9 travées

III.5.2.3. Méthode de calcul :

La méthode forfaitaire :

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

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes

Ou bien $5000\ N/mm^2 . Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000\ N/mm^2 \end{cases}$

- 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.

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

- $Q = 2.5\ kN/m^2 \leq 5$ …….(C.V)

- l'inertie est constante pour toutes les travées .

- $0.8 < Li / Li+1 = 0.78 < 1.25$ ……(C.V)

III.5.2.3.1.1er Type : Poutrelles travées :

a) Plancher courant

ELU

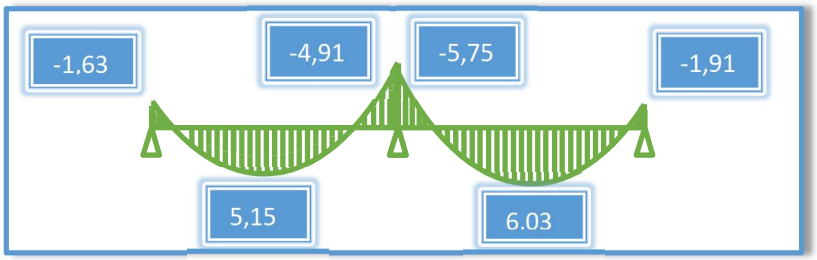


Figure. III.10- *Diagrammes des moment Plancher courant l'ELU*

Tableau III.16- *Calcul du moment et effort tranchant à Plancher courant à l'ELU*

Travée	Pu	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T0(kN)	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	7.0434	3.05	8.19	5.15	1.63	4.91	10.74	9.66	11.81
B-C	7.0434	3.3	9.58	6.03	5.75	1.91	11.62	12.78	10.4

ELS

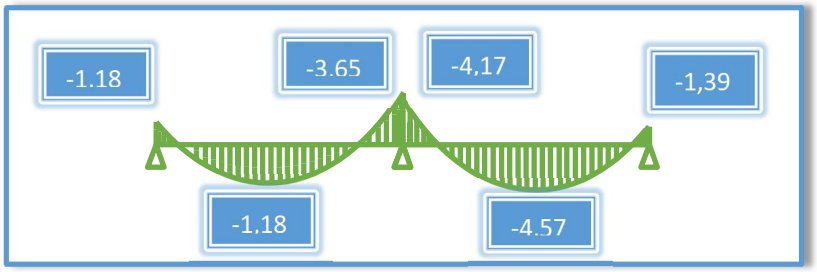


Figure. III.12 - *Diagrammes des moment Plancher courant ELS*

Tableau III.17- *Calcul du moment et effort tranchant à Plancher courant'ELS*

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	5.109	3.05	5.94	3.73	1.18	3.56
B-C	5.109	3.3	6.95	4.37	4.17	1.39

ELU

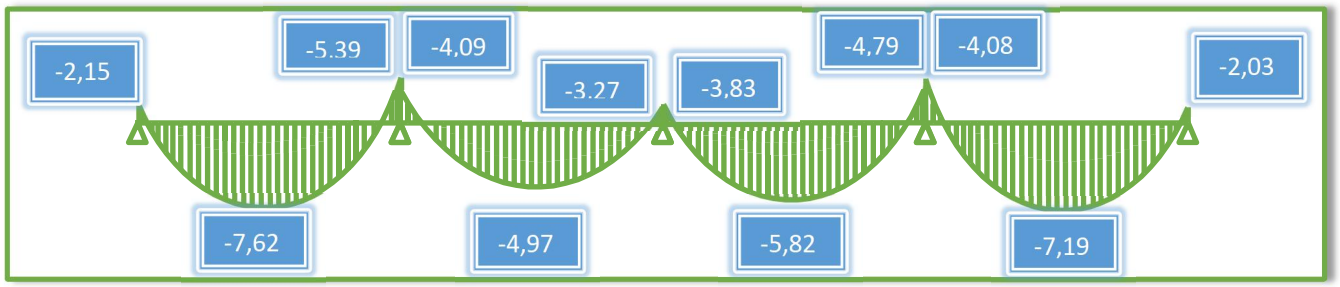


Figure. III.13 - *Diagrammes des moment à Plancher courant ELU*

Tableau III.18- *Calcul du moment et effort tranchant Plancher courant l'ELU*

Travée	Pu	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T0	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	7.0434	3.5	10.78	7.62	2.15	5.39	12.32	11.4	13.25
B-C	7.0434	3.05	8.19	4.97	4.09	3.27	10.74	11.00	10.47
C-D	7.0434	3.3	9.58	5.82	3.83	4.79	11.62	11.33	11.91
D-E	7.0434	3.4	10.17	7.19	5.088	2.03	11.97	12.87	11.07

ELS

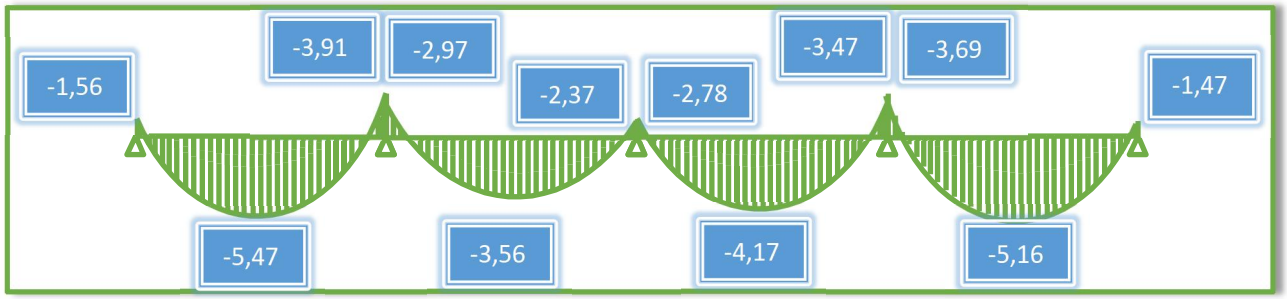


Figure. III.14 - *Diagrammes des moment à Plancher courant ELS*

Tableau III.19- *Calcul du moment et effort tranchant à Plancher courant ELS*

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	5.109	3.5	7.82	5.47	1.56	3.91
B-C	5.109	3.05	5.94	3.56	2.97	2.37
C-D	5.109	3.3	6.95	4.17	2.78	3.47
D-E	5.109	3.4	7.38	5.16	3.69	1.47

b) Plancher teraase

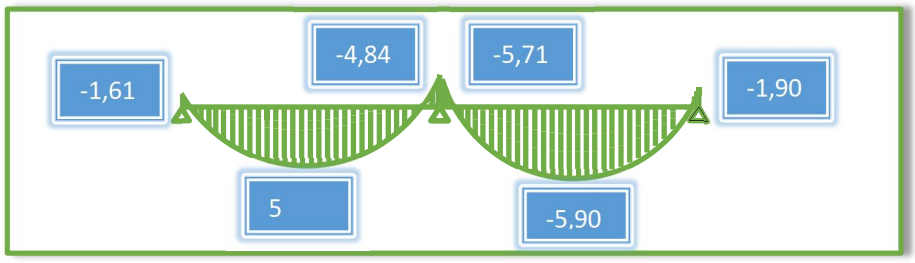


Figure. III.15- *Diagrammes des moment à teraase ELU*

Tableau III.20-*Calcul du moment et effort tranchant teraase ELU*

Travée	Pu	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T0(kN)	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	7	3.05	8.07	5.00	1.61	4.84	10.58	9.527895	11.64
B-C	7	3.3	9.52	5.90	5.71	1.90	11.4	12.6093	10.29

ELS

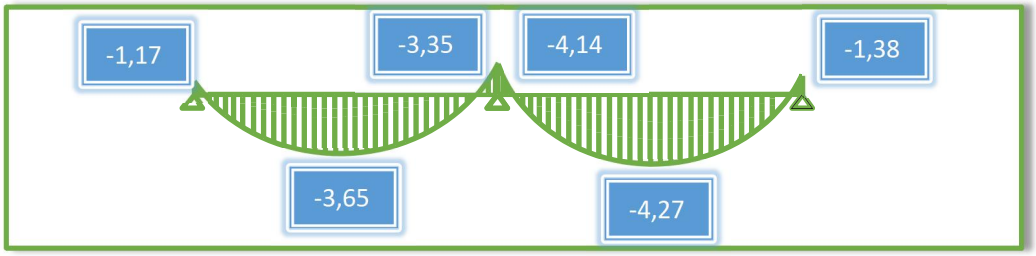


Figure. III.16- *Diagrammes des moment à teraase ELS*

Tableau III.21-*Calcul du moment et effort tranchant à teraase'ELS*

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	5.07	3.05	5.89	3.65	1.17	3.53
B-C	5.07	3.3	6.9015375	4.27	4.14	1.38

ELU



Figure. III.17- Diagrammes des moment *à teraase ELU*

Tableau III.22-Calcul du moment et effort tranchant *à teraase ELU*

Travée	Pu	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T0	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	6.942	3.5	10.62	7.44	2.12	5.31	12.14	11.23	13.05
B-C	6.942	3.05	8.07	4.84	4.03	3.22	10.58	10.85	10.32
C-D	6.942	3.3	9.44	5.66	3.77	4.72	11.45	11.16	11.74
D-E	6.942	3.4	10.03	7.02	5.01	2.00	11.80	12.68	10.91

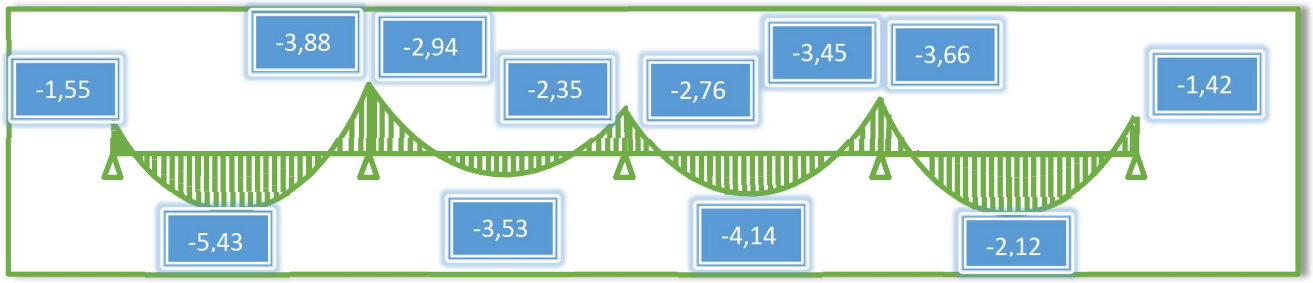


Figure. III.18-*Calcul du moment à teraase ELS*

Tableau III.23-Calcul du moment et effort tranchant *à teraase ELS*

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	5.07	3.5	7.76	5.43	1.55	3.88
B-C	5.07	3.05	5.89	3.53	2.94	2.35
C-D	5.07	3.3	6.90	4.14	2.76	3.45
D-E	5.07	3.4	7.32	5.12	3.66	1.42

III.5.2.4. Ferraillage des poutrelles :

Le ferraillage se fait pour le des poutrelles, c'est le cas le plus défavorable.

ELU $\mathbf{M_t\ Max\ = 7,62kN.m}$

$\mathbf{M_a\ Max = 5,75\ kN.m}$

ELS $\mathbf{M_t\ Max\ = 5,47kN.m}$

$\mathbf{M_a\ Max = 4,17\ kN.m}$

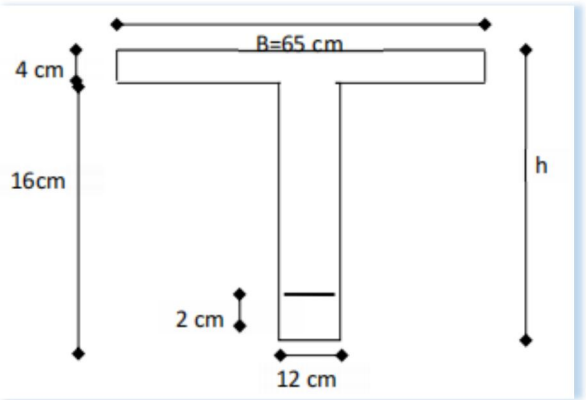


Figure III.19 - Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles

Position de l'axe neutre :

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

Avec $b = 65cm$; $h_0 = 4cm$; $\sigma_{bc} = 14{,}2MPa$; $d = 18cm$; $\sigma_s = 348MPa$;

$F_eE = 400MPa$; $b_0 = 12cm$; $c = 2cm$;

$$M_0 = 65 \times 4 \times 12 \times 2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 59{,}07kN.m$$

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)=(65×20) cm² en flexion simple.

1. A L'ELU :

$\mathbf{M_t\ Max\ = 7,62kN.m}$

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{7{,}62 \times 10^3}{14{,}2 \times 65 \times 18^2} \Rightarrow \mu = 0{,}025 < \mu_l = 0{,}392 \quad \text{Donc } A' = 0$$

Tableau : $\beta = 0{,}987$

$$A_t = \frac{M_T}{\beta.d.\sigma_s} = 1.23cm^2$$

On adopte: **A=2HA10=1.57 cm²**

Donc, on adopte la section suivante : A =1.57 cm².

- Aux appuis :

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

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (b0×h) = (12×20) cm²

$\mathbf{M_a\ Max = \ 5,75, kN.m}$

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_a}{b_0.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{5{,}75 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14{,}2} = 0{,}104 < \mu_l = 0{,}392$$

Donc A'=0

Tableau :β =0,945

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_s} = 0{,}97 cm^2$$

On adopte**: A = 1HA10+1HA8=1,28cm²**

i. Armature transversale :

$$\phi_t < min(\frac{h}{35}; \phi^{max}; \frac{b_0}{10})$$

$$\phi_t < min(\frac{20}{35}; 1; \frac{12}{10}) = 0{,}571 \quad \phi_t = 6mm$$

ii. Espacement d'armature : BAEL (A, 5, 1, BAEL91/99) :

$$s_t < min(0{,}9d; 40)cm$$

$$s_t < min(0{,}9 \times 18; 40)\ s_t = 15\ cm$$

a) vérifications à l'ELU :

i. condition de ferraillage :

<u>Aux appuis :</u>

$$A_s \geq A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{f_{tj}}{fe}$$

$$A_s \geq A_{min} = 0{,}23 \times 12 \times 18 \times \frac{2{,}1}{400} = 0.260\ cm^2$$

$$A_s = 1{,}28 \geq A_{min} = 0{,}260\ cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (C.V)$$

<u>En travée :</u>

$$A_s \geq A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{f_{tj}}{fe}$$

$$A_s \geq A_{min} = 0{,}23 \times 65 \times 18 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}41\ cm^2$$

$A_s = 1.57 \geq A_{min} = 1{,}41\ cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (C.V)$

ii. Vérification de la contrainte tangentielle (A.5.211 BAEL 91/99)

$\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{Tmax}{b_0.d} = \frac{13{,}25 \times 10^3}{120 \times 180} = 0{,}61\ MPa$$

$$\overline{\tau_u} < \min\left(\frac{0{,}2.f_{c28}}{\gamma_b} \times 5MPa\right) = 3{,}33MPa$$

$0{,}61 < 3{,}33\ MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (C.V)$

iii. Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = min\left(\frac{Tmax}{0{,}9.d\sum Ui}\right)$$

$$\tau_{se} = \left(\frac{13{,}25 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times (2 \times 10 \times 3{,}14)}\right) = 1{,}30MPa$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_0.f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15Mpa$$

$1{,}30 < 3{,}15 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ (c.v pour *Appuis de rives*)

$1{,}25 < 3{,}15 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ (c.v pour *Appuis deAppuis intermédiaires*)

iv. **Influence de l'effort tranchant sur le béton (A.5.1. 313 BAEL 91/99)**

$$T_umax \leq 0{,}4.b_0.a.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \qquad a = 0{,}9.d$$

$$T_umax \leq 0{,}4 \times 0{,}12 \times 0{,}9 \times 0{,}18 \times \frac{25 \times 10^3}{1{,}5} = 129.6$$

$T_umax = 13{,}25 < 136{,}8 \ldots\ldots\ldots\ldots$ (C.V)

v. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(T_{u\,max} + \frac{M^{max}}{0{,}9d}\right)$$

$$1{,}57 \geq \frac{1{,}15}{40}\left(13{,}25 + \frac{5{,}39}{0{,}9 \times 0{,}10}\right) = 1{,}33cm^2 \ldots\ldots (C.V)$$

vi. Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

$$\sigma_{bc}^{max} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 1.3.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 21{,}66MPa \qquad \sigma_{bc}^{max} = \frac{T_umax}{a.b_0} = \frac{13{,}25 \times 10^3}{162 \times 120} = 0{,}681Mpa\ .$$

$\sigma_{bc}^{max} < \overline{\sigma_{bc}} \ldots\ldots$ (c.v)

b) Vérification a l'ELS

i. vérification de l'état limite de compression :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_{bc}} = 15MAp$$

En travée :

La section d'armature adopte a L'ELU en travée est $A_t = 2HA10 = 1{,}57cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 1{,}57}{12 \times 18} = 0{,}726$$

$$\beta = 0{,}876 \quad u_1 = 0{,}0064 \quad k_1 = 39$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta.d.A_t} = \frac{7.62 \times 10^3}{0{,}876 \times 18 \times 1{,}57} = 307{,}80MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 7{,}89MPa$$

$$\sigma_b = 7{,}89MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MAp$$

Aux appuis:

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 1{,}28}{12 \times 18} = 0{,}592$$

$$\beta = 0{,}886 \quad u_1 = 0{,}0052 \quad k_1 = 35$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta.d.A_t} = \frac{7.62 \times 10^3}{0{,}876 \times 18 \times 1{,}28} = 377{,}54MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 10MPa$$

$$\sigma_b = 10MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MAp$$

ii. Vérification a l'état limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

iii. **Vérification a l'état limite de déformation** :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. Les règles du **BAEL91 (B.6.8,424),** précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4{,}2}{16}$$

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_t^{ser} \times l^2}{10.E_v.I_{fV}} < \overline{f_v} = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0{,}7cm$$

$M_t^{ser} = 5{,}47Kn.m$

Ifv: Inertie de la section pour les charges de longue durée

Ev: Module de déformation différée Ev = 10818.866

$$I_{fV} = \frac{1{,}1.I_0}{1 + (\mu.\lambda_v)}$$

I_0: Moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max\left[1 - \frac{1{,}75.f_{t28}}{(4.\rho.\sigma_s)}\right] \qquad \lambda_v = \frac{0{,}02f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho}$$

Calcul des paramètres :

Air de la section homogénéisée :

$$B_0 = b_0(h - h_0) + (b.h_0) + (15.A_t)$$

$$B_0 = 12 \times (20 - 4) + (65 \times 4) + (151 \times 1{,}57) = 475{,}55cm^2$$

Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à (xx') :

$$S_{XX} = \frac{b_0.h^2}{2} + (b - b_0).\frac{h_0^2}{2} + (15A_t.d)$$

$$S_{XX} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12).\frac{4^2}{2} + (15 \times 1{,}51.18) = 3458{,}5cm^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3458{,}5}{475{,}55} = 7{,}272cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7{,}272 = 12{,}728\ cm$$

$$I_0 = \frac{b_0}{12}(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)\frac{h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left[V_1 - \frac{h_0}{2}\right]^2 + 15A_t(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = 18670{,}57cm^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0.d} = \frac{1{,}57}{12 \times 18} = 0{,}007 \qquad \beta = 0{,}985$$

$$\lambda_v = \frac{0{,}02f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} = \lambda_v = \frac{0{,}02 \times 2{,}1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)0{,}007} = 2{,}34$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta.d.A_t} = \frac{5{,}47}{0{,}985 \times 18 \times 1{,}57} = 196{,}50MPa$$

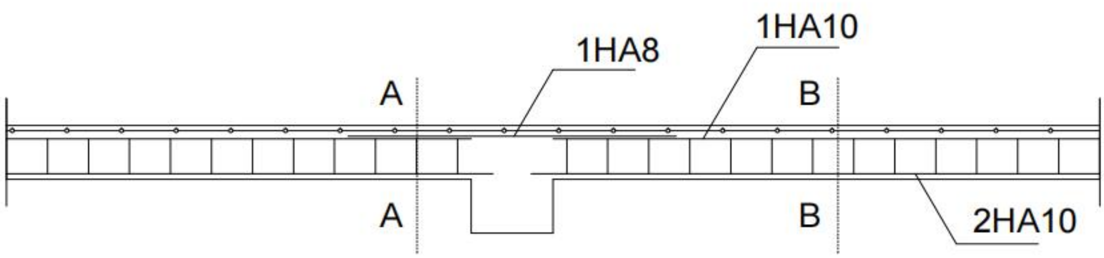
$$\mu = \max\left[1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{(4 \times 0{,}007 \times 196{,}50) + 2{,}1}; 0\right] \quad \mu = (0{,}318; 0)$$

$$I_{fV} = \frac{1{,}1.I_0}{1 + (\mu.\lambda_v)} = I_{fV} = \frac{1{,}1 \times 18670{,}57}{1 + (0{,}318 \times 2{,}34)} = 11775{,}35cm^4$$

$$f_v = \frac{M_t^{ser} \times l^2}{10.E_v.I_{fV}} = f_v = \frac{5{,}47 \times 3{,}5^2 \times 10^7}{10 \times 10818{,}66 \times 11775{,}35} = 0{,}525cm$$

$f_v = 0{,}525cm < \overline{f_v} = 0{,}7$…………………………………………………(C.V)

Ferraillage Des Poutrelles



III.6.1 DALLE PLEINE :

Balcons de la terrasse :

Charges permanentes :

Tableau III.24- *Charge permanente due aux balcons de la terrasse* ***« DTR B.C 2.2 »***

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,04	20	0,80
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier Kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Liège (isolant thermique)	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Dalle pleine	0,15	25	3,75
9	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				7,51

Charges d'exploitations :

Q = 1 KN/m^2. **« D.T.R B.C.2.2 ART 7.5 »**

Balcons de l'étage :

Charges permanentes

Tableau III.25-*Charge permanente due aux balcons du plancher* « DTR B.C 2.2 »

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (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	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
6	Mur simple	0.10	16.2	1.62
TOTAL				**7,07**

Charges d'exploitations :

Q = 3.5 KN/m^2. « D.T.R B.C.2.2

III.6.2 Calcul des ractions :

Tableau III.26-*Calcul des ractions*

Dalle pleine		1^{ier} Dalle pleine	2^{eme} Dalle pleine
Balcons de la terrasse	ELU	11,63	11,63
	ELS	8,51	8,51
Balcons de l'étage	ELU	14,79	14,79
	ELS	11,57	11,57
Balcons de la terrasse	$\rho = \frac{Ly}{Lx}$ (suivant X)	0,30	0,30
	M_{Tu}	11,06	11,06
	M_{Tser}	8,08	8,08
	M_{au}	-4,99	-4,99
	M_{aser}	-3,64	-3,64
Balcons de l'étage	$\rho = \frac{Lx}{Ly}$	0,30	0,30
	M_{Tu}	13,42	13,42
	M_{Tser}	9,59	9,59
	M_{au}	-5,13	-5,13
	M_{aser}	-3,60	-3,60

Tableau III.27-*Calcul des ractions*

Dalle pleine		1^{ier} Dalle pleine	2^{eme} Dalle pleine
porte-à-faux de la terrasse	ELU	11,24	11,24
	ELS	8,22	8,22
porte-à-faux de l'étage	ELU	11,30	11,30
	ELS	8,21	8,21
porte-à-faux de la terrasse	$\rho = \frac{LY}{LX}$ (suivant X)	0,34	0,34
	M_{Tu}	18,01	18,01
	M_{Tser}	13,16	13,16
	M_{au}	-6,96	-6,96
	M_{aser}	-5,09	-5,09
porte-à-faux de l'étage	$\rho = \frac{Lx}{Ly}$	0,34	0,34
	M_{Tu}	13,10	13,10
	M_{Tser}	9,52	9,52
	M_{au}	-4,99	-4,99
	M_{aser}	-3,61	-3,61

III.6.3 Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

Tableau III.28-*Calcul du ferraillage*

Dalle pleine		1^{ier} Dalle pleine	2^{eme} Dalle pleine
Balcons de la terrasse	Travèe Acal (cm^2)	2,6	2,6
	Appuis Acal (cm^2)	1,4	1,4
	Travèe Achoi (cm^2)	6HA12=6,79	6HA12=6,79
	Appuis Achoi (cm^2)	6HA10=4,71	6HA10=4,71
	Travèe Es (cm)	15	15
	Appuis Es (cm)	15	15
Balcons de l'étage	Travèe Acal (cm^2)	3,1	3,1
	Appuis Acal (cm^2)	1,4	1,4
	Travèe Achoi (cm^2)	6HA12=6,79	6HA12=6,79
	Appuis Achoi (cm^2)	6HA10=4,71	6HA10=4,71
	Travèe Es (cm)	15	15
	Appuis Es (cm)	15	15
Balcons de la terrasse	σ_b(MPa)	6,9	6,9
	0,6× f_{28}	15	15
	obs	C.v	C.v
	{f} (mm)	2,2	2.2
	$\{f\}_{adm}$(mm)	0,5	0,5
Balcons de l'étage	σ_b(MPa)	7,6	7,6
	0,6× f_{28}	15	15
	obs	C.V	C.V
	{f} (mm)	2,2	2,2
	$\{f\}_{adm}$(mm)	0,6	0,6

Tableau III.29-*Calcul du ferraillage*

Dalle pleine		1^{ier} Dalle pleine	2^{eme} Dalle pleine
porte-à-faux de la terrasse	Travèe Acal (cm^2)	4,1	4,1
	Appuis Acal (cm^2)	1,4	1,4
	Travèe Achoi (cm^2)	6HA12=6,79	6HA12=6,79
	Appuis Achoi (cm^2)	6HA10=4,71	6HA10=4,71
	Travèe Es (cm)	15	15
	Appuis Es (cm)	15	15
porte-à-faux de l'étage	Travèe Acal (cm^2)	3,1	3,1
	Appuis Acal (cm^2)	1,4	1,4
	Travèe Achoi (cm^2)	6HA12=6,79	6HA12=6,79
	Appuis Achoi (cm^2)	6HA10=4,71	6HA10=4,71
	Travèe Es (cm)	15	15
	Appuis Es (cm)	15	15
porte-à-faux de la terrasse	σ_b(MPa)	9,3	9,3
	0,6× f_{28}	15	15
	obs	C.V	C.V
	{f} (mm)	2,3	2,3
	$\{f\}_{adm}$(mm)	0,3	0,3
porte-à-faux de l'étage	σ_b	7.6	7.6
	0,6× f_{28}	15	15
	obs	C.V	C.V
	{f} (mm)	2,3	2,3
	$\{f\}_{adm}$(mm)	0,2	0,2

CHAPITRE IV

Influence des sites sur le comportement sismique

Introduction

Pour faire le calcul de la structure qui va nous permettre de déterminer le ferraillage des éléments structuraux et vérifier par la suite la stabilité du bâtiment. Dans ce qui suit nous allons mettre en évidence les démarches pour la modélisation de la structure pour son étude dynamique et les vérifications adéquate.

Sachant que la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul, l'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis, par exemple Robot, avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

IV. Les méthodes de calcul des forces sismique:

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

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

IV.1.1. La méthode d'analyse modale spectrale.

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

IV.1.1.1. Principe :

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

VI.1.1.2. Hypothèses :

Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).

Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de
- participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale

IV.1.1.2. Détermination des paramètres à introduire dans l'analyse

Le site : d'après l'article 3.3 (RPA99version2003), en 'a un site meuble S3

Usage : d'après l'article 3.2 (RPA99version2003), Ouvrage Groupe 2

Zone sismique : d'après l'article 3.1 (RPA99version2003), III

Amortissement : d'après Tab 4.2 (RPA99version2003), ξ=7%

Coefficient de comportement : d'après Tab 4.3 (RPA99version2003), en 'a R=3.5

Facteur de qualité : d'après Tab 4.4 (RPA99version2003), en 'a $P_{qx} = 1.5$;

$P_{qy} = 1.20$

Coefficient de pondération : d'après Tab 4.5 (RPA99version2003), en 'a β=0,20

IV.2. Système de contreventement et vérification de la structure

Le règlement parasismique algérien (RPA 99Mod2003) prévoit des mesures obligatoires pour la réalisation d'une construction de manière à assurer un degré de protection accep

IV.2.1. Justification du système de contreventement :

Afin de connaitre la nature du système de contreventement on doit détermine le % des charges verticales et horizontales (forces sismiques) que reprend chaque élément entre les voiles et les portiques, après tout sa on peut juger les type de contreventement selon les règles du RPA puis tirer R coefficient de comportement [tableau 4.3 du RPA 99/ version 2003]

Cas/Etage	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
6 (C)/ 1	-42158.04	-32566.05	-9592.00
6 (C)/ 2	-34362.54	-26335.28	-8027.26
6 (C)/ 3	-27283.92	-20439.19	-6844.73
6 (C)/ 4	-20313.26	-15146.62	-5166.64
6 (C)/ 5	-13409.44	-9823.50	-3585.94
6 (C)/ 6	-6609.67	-4880.10	-1729.57

Figure IV.1-*efforts Verticales agissant sur la structure (ELU)*

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
5/ 1	4639.80	1292.62	3347.18
5/ 2	4460.82	1269.64	3191.18
5/ 3	4070.76	1164.87	2905.90
5/ 4	3472.48	1330.12	2142.36
5/ 5	2643.04	841.62	1801.42
5/ 6	1551.10	906.16	644.94

Figure IV.2-*efforts Horizontal agissant sur la structure (Fy)*

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
4/ 1	4436.30	858.95	3577.35
4/ 2	4237.34	505.90	3731.45
4/ 3	3826.95	464.75	3362.20
4/ 4	3257.88	537.07	2720.80
4/ 5	2509.18	347.10	2162.08
4/ 6	1465.53	367.09	1098.44

Figure IV.3-*efforts Horizontal agissant sur la structure (Fx)*

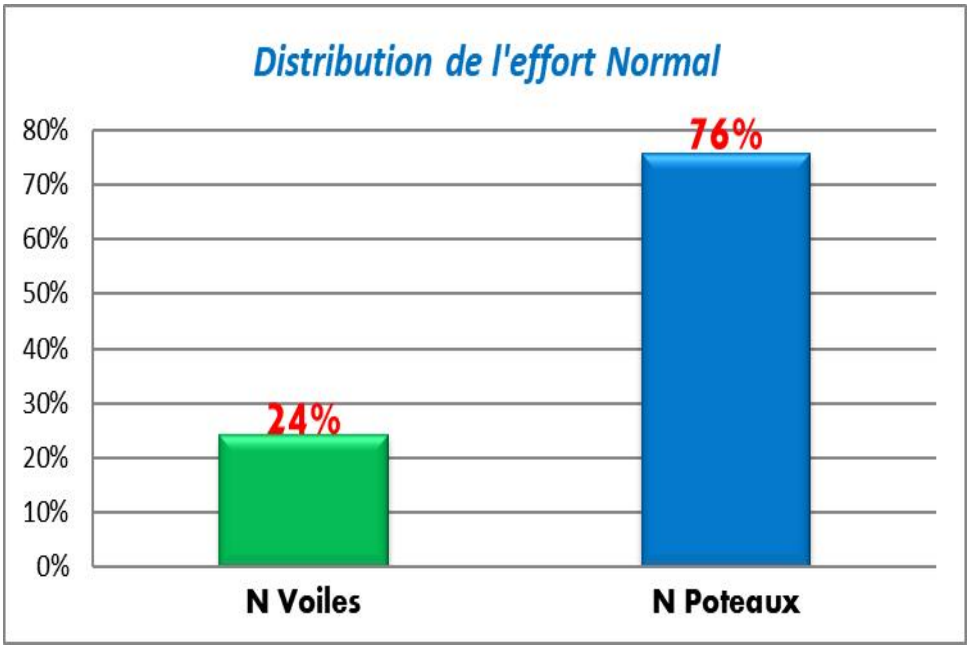
Tableau IV.1-*les efforts revenant aux voiles*

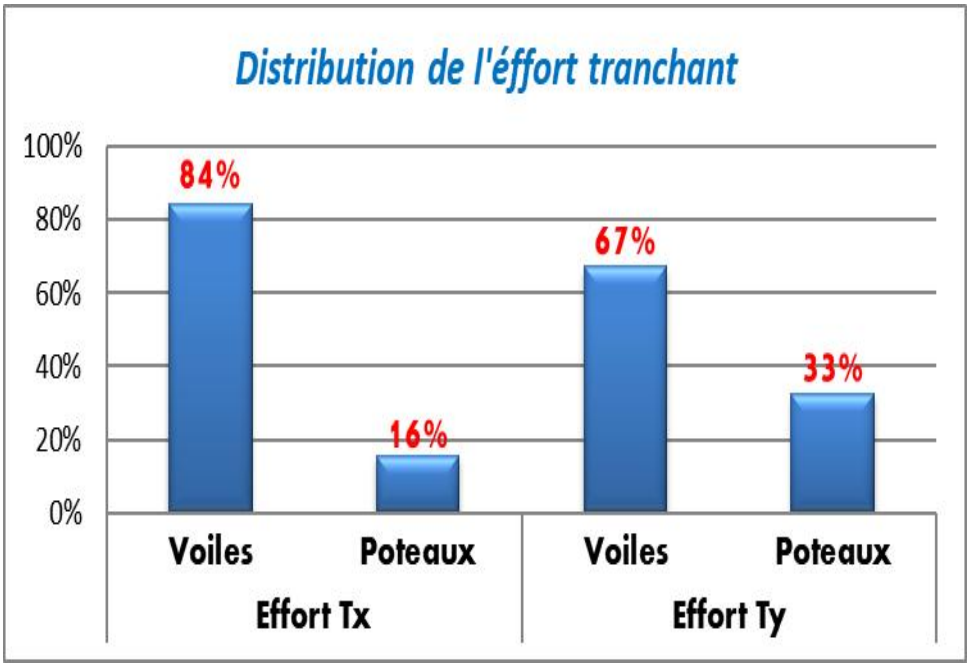
	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		**Effort normal**
Etage	Tx	Ty	N
1	3577.35	3347.18	-9592
2	3731.45	3191.18	-8027.26
3	3362.2	2905.9	-6844.73
4	2720.8	2142.36	-5166.64
5	2162.08	1801.42	-3585.94
6	1098.44	644.94	-1729.57

Tableau IV.2-*les efforts revenant aux poteaux*

	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		**Effort normal**
Etage	Tx	Ty	N
1	3577.35	3347.18	-9592
2	3731.45	3191.18	-8027.26
3	3362.2	2905.9	-6844.73
4	2720.8	2142.36	-5166.64
5	2162.08	1801.42	-3585.94
6	1098.44	644.94	-1729.57

Récapitulatifs des résultats trouvés :





Conclusion :

Les voiles reprenant plus de 20% des charges verticales et plus de 50% des charges horizontales, d'après [Art 3.4.A.2 du RPA 99/2003], notre structure est contrevente par voiles porteurs, alors on prend un coefficient de comportement « R=3.5».

IV.3.1 Vérification des résultats selon RPA 99/Mod 2003 :

Pour passer au ferraillage de la structure il faut d'abord vérifier les conditions ci-dessousexigées par le RPA99 Modifier 2003 (règlement parasismique algérien), Pourcentage de masse participante

- Estimation de la période fondamental
- Les modes de déformations
- Vérification de l'excentricité
- Vérification de l'effort tranchant à la base
- Vérification de l'effort normale réduit
- Vérification du déplacement inter étage
- Vérification du déplacement second ordre (l'effet P-Δ)

IV.3.1.1. Pourcentage de la masse Participante [art 4.3.4 RPA 99/2003]

Tableau IV.3-*masse Participante*

Cas/ mode	Periode (sec)	M cum UX (%)	M.cumUY (%)	M.modaleUX(%)	M.modaeUY(%)
15	0.06	88.81	92.82	0.00	6.18
28	0.05	91.38	93.14	2.55	0.01

Comme on peut voir dans le tableau que la masse participante est atteinte

*Dans le sens x-x au mode 28 *Dans le sens y-y au mode 15

IV.3.2.2. Estimation de la période fondamentale de la structure [Art4.2.4 RPA99/2003]

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 du RPA99/2003.

$$T = \text{Min}\left\{C_t H_n^{\frac{3}{4}}; \frac{0{,}09 H_n}{\sqrt{d}}\right\}$$

Avec : H : Hauteur total de la structure mesure de la base au dernier niveau.

C_t: Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage tirée du tableau 4.6 du RPA 99/2003.

d : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

a) Pour le sens transversal :

$H_n = 19{,}44$ m $\quad d_x = 29.55$m $\quad C_T = 0{,}05$

T Min $= \{0{,}46; 0{,}32\}$

Donc T_{emp}=0,32 S $\Rightarrow 1{,}3\times T_{emp} = 0{,}41$ s

b) Pour le sens longitudinal :

$H_n = 19{,}44$ m $\quad d_y = 17{,}20$m $\quad C_T = 0{,}05$

T Min $= \{0{,}46; 0{,}42\}$

Donc T_{emp}=0,42 S $\Rightarrow 1{,}3\times T_{emp} = 0{,}54$ s

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estime à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

⇒ Pour le sens transversal

$$T_{empirique} \leq T_{analytique} \leq 1{,}3T_{empirique}$$

$$0{,}32 \leq 0{,}34 \leq 0{,}41 \ldots\ldots\ldots\ldots (C.V)$$

⇒Pour le sens longitudinal

$$T_{empirique} \leq T_{analytique} \leq 1{,}3T_{empirique}$$

$$0{,}42 \leq 0{,}50 \leq 0{,}54 \ldots\ldots\ldots\ldots (C.V)$$

Tableau IV.4-*période fondamentale de la structure*

Cas/ mode	Periode (sec)	M cum UX (%)	M.cumUY (%)	M.modale UX(%)	M.modale UY(%)
1	0.50	0.01	67.52	0.01	67.52
2	0.39	4.79	68.90	4.78	1.38
3	0.34	68.69	68.94	63.90	0.04

IV.3.2.3. Les modes de déformations

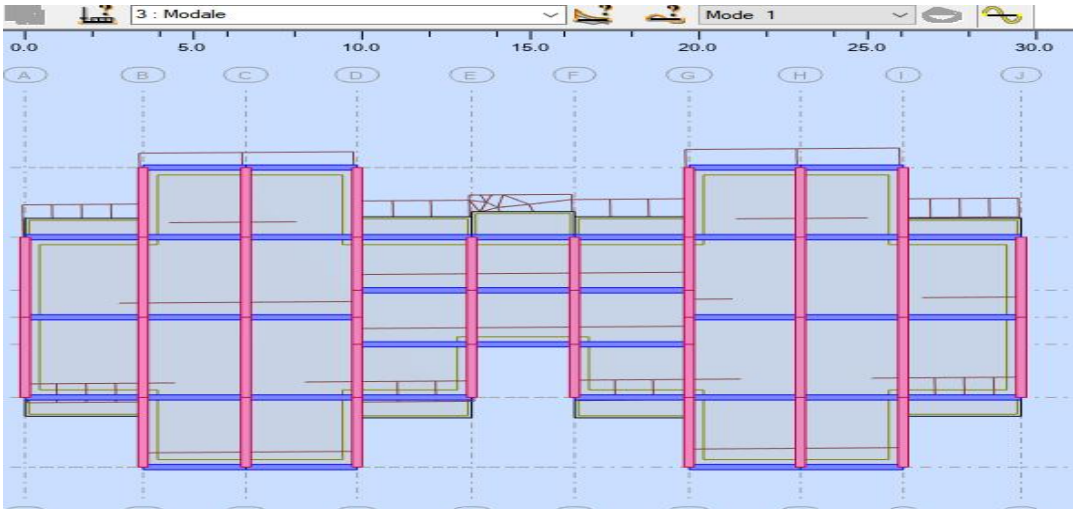


Figure IV.4-*Translation selon (Y-Y)*

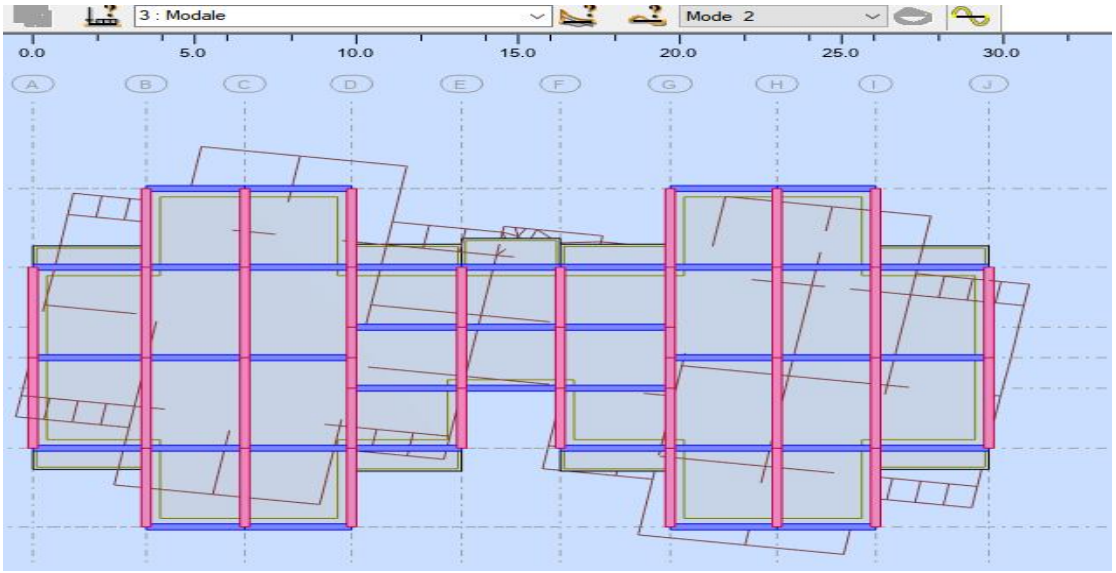


Figure IV.5-*Rotation au tour de l'axe (Z)*

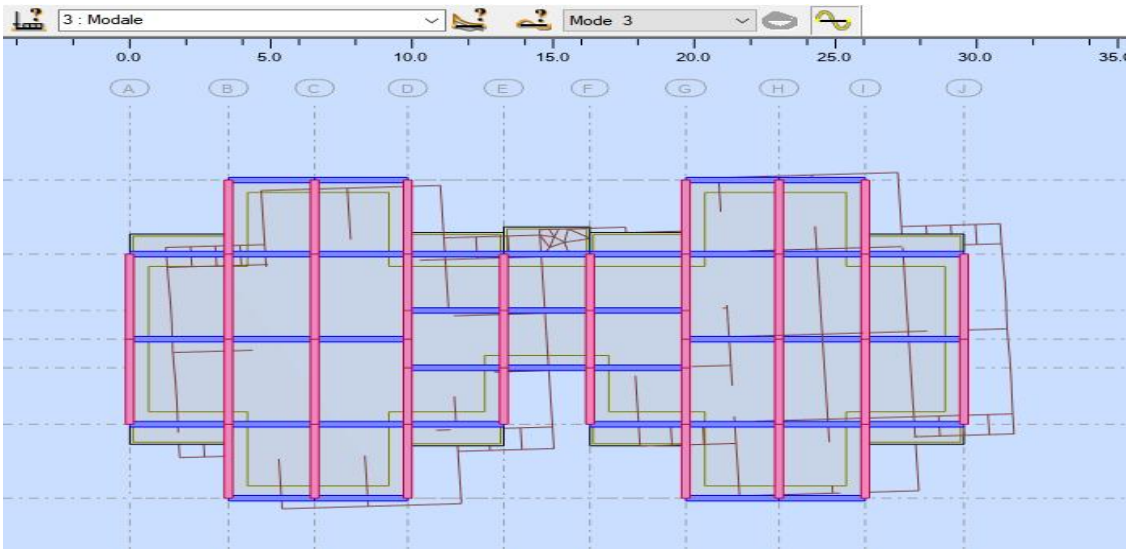


Figure IV.6-*Mode01 Translation selon (X-X)*

IV.3.2.4. Vérification de l'excentricité [art 4-2-7 RPA99/2003]:

Dans cette étape on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et l'en compare à la valeur 5% de la longueur et la largeur selon les deux axes,

C. a.d $\begin{cases} e_{x0} \leq e_{x1} \\ e_{y0} \leq e_y 1 \end{cases}$

D. Sachant que $\begin{cases} e_{x1} = 5\%\, L_x \\ e_y 1 = 5\% L_y \end{cases}$

Comparaison des résultats :

Tableau IV.5-*les excentricités*

Nom	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
Etage 1	14.77, 8.64, 1.33,	14.77, 8.69, 2.83	0.00	0.02	1.53	0.91
Etage 2	14.77, 8.69, 6.11	14.77 ,8.69 ,6.11	0.00	0.03	1.48	0.86
Etage 3	14.77 ,8.69 ,9.38	14.77 ,8.69 ,9.38	0.00	0.04	1.48	0.86
Etage 4	14.77 ,8.69 ,12.62	14.77 ,8.69 ,12.62	0.00	0.04	1.48	0.86
Etage 5	14.77 ,8.69, 15.90	14.77 ,8.69 ,15.90	0.00	0.04	1.48	0.86
Etage 6	14.80 ,8.68, 19.18	14.80, 8.68 ,19.18	0.00	0.08	1.48	0.86

Comme on peut le voir dans ce tableau, l'excentricité est vérifiée pour tous les étages et cela dans les deux directions.Remarque : ex0=0 pour tous les niveaux car on 'a une parfaite symétrie selon l'axe (X-X)

IV.3.2.5. Vérification de l'effort normal réduit [art 7.4.3.1 RPA99/2003]

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_C \times f_{cj}} \leq 0.3$$

Avec :

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

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

f_{cj} : La résistance caractéristique du béton. $f_{cj} = 25Mpa$

Tableau IV.6-*Vérification de l'effort normal réduit*

Niveaux	N_d(Kn)	Section brute(cm)			Observation
RDC	1474.22	40	40	2025	C.N.V
1ere Etage	1193.11	35	35	1225	C.N.V
2ème Etage	880.84	35	35	1225	C.V
3ème Etage	413	35	35	1225	C.V
4ème Etage	351.46	30	30	900	C.V
5ème Etage	177.97	30	30	900	C.V

***Remarque** : après la première modélisation l'effort normal n'étant pas vérifié, donc nous avons dûe augmenter les sections des poteaux*

`Niveaux	RDC	1Etage	2Etage	3Etage	4Etage	5Etage
Section Adpt(b*h) [cm²]	45×45	40×40	35×35	35×35	30×30	30×30

IV.3.2.6. Vérification de l'effort tranchant à la base [art 4-3- 6RPA99/2003]

La résultante des forces sismiques à la base (Vdynamiqye) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (Vstatique).

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente.

Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

Soit :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Coefficient d'accélération de la zone A :

TableauIV 7 (RPA99/2003) *-coefficient d'accélération de la zone A*

ZONE				
GROUPE	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Pour la zone : IIa et Groupe 2 en' a « **A=0.25** »

Facteur d'amplification dynamique D :

Nous avons un contreventement par voiles, donc on prendra $\xi = 7\%$

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \Rightarrow \eta = 0{,}881 \geq 0.7$

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

$$T = \text{Min}\left\{C_t H_n^{\frac{3}{4}}; \frac{0{,}09 H_n}{\sqrt{d}}\right\}$$

A'partir Tableau 4.7 (RPA99/2003) et de la classe du site S3 en 'a : T1=0,15s et T2=0,50s

⇒ Direction Xx

T=0.32 ⟶ $0{,}15 \leq 0.32 \leq 0.50$ Donc D=2.5 . η =2.205

⇒ Direction Yy

T=0,42 ⟶ $0{,}15 \leq 0.42 \leq 0.50$ Donc D=2.5 . η =2.205

Coefficient de comportement global de la structure R :

A'partir Tableau 4.3 (RPA99/2003) R= 3,5

Facteur de qualité Q :

Q est déterminé par la formule : $Q = \sum_1^6 Pq$

⇒ Direction Xx

Q=1.15

⇒ Direction Yy

Q=1.20

Avec :

Pq: pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" soit satisfaite ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA99/2003).

Masse total de la structure W :

Le modèle de calcul se présente comme une console rigidement encastrée à sa base (E/Sol), les masses sont supposées concentrées aux niveaux des planchers et représentent chacune un degré de liberté.

La masse est donnée par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_i: le poids total de niveau i

W_{Gi}: le poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi}: le poids dû aux charges d'exploitation.

β: Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99/2003)

Notre bâtiment est à usage d'habitation donc β=0.2

Direction	A	D	W	Q	R
Xx	0.25	2.205	28290,36	1.15	3,5
Yy	0.25	2.205	28290,36	1.20	3,5

Direction X

$$V_{stat\,x} = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0{,}25 \times 2.205 \times 1.15}{3.5} \times 28290{,}36 = 5124{,}09\text{Kn}$$

$$0{,}8.V_{stat\,x} = 5124{,}09 \times 0{,}8 = 4099{,}27\text{Kn}$$

Direction Y

$$V_{stat\,y} = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0{,}25 \times 2.205 \times 1{,}20}{3.5} \times 28290{,}36 = 5346{,}87\text{Kn}$$

$$0{,}8.V_{stat\,y} = 5346{,}87 \times 0{,}8 = 4277{,}49\text{Kn}$$

Vérification de l'effort tranchant à la base :

Tableau III.8-*Verification de l'effort tranchant à la base*

Dire	V_{dX}(Kn)	V_{dY}(Kn)	$V_{stat\,x}$(Kn)	$V_{stat\,y}$(Kn)	$0{,}8.V_{stat}$ (Kn)	obser
EX	4436.28		5124,09		4099,27	C.V
EY		4639.78		5346,87	4277,49	C.V

a résultante des forces à la base 'Vdynamique' obtenue par la combinaison des valeursModales est supérieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée

par la méthode statique équivalente 'Vstatique'. [Art 4.3.6 RPA99/2003] donc la condition est vérifiée.

IV3.2.7. Vérification du déplacement inter-itages [Art 4.4.3 RPA99/2003]

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

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

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

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).

$$\delta_{ek} = \frac{\tau_{ij}}{\sum R_{ij}}$$

$\sum R_{ij}$: Somme des rigidités de niveau.

τ_{ij}: Effort tranchant de niveau.

R **:** Coefficient de comportement

Déplacement relatif du niveau $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Tableau IV.9-*Vérification du déplacement inter-tages*

Etage			sensXx			Sens Yy		
Niv	h	1%h	δ_k	Δ_k	obser	δ_k	Δ_k	obser
RDC	3.24	3.24	0.244	0.244	C.V	0.480	0.480	C.V
1eme	3.24	3.24	0.688	0.444	C.V	1.476	0.996	C.V
2eme	3.24	3.24	1.268	0.579	C.V	2.784	1.308	C.V
3eme	3.24	3.24	1.913	0.645	C.V	4.195	1.412	C.V
4eme	3.24	3.24	2.580	0.667	C.V	5.618	1.422	C.V
5eme	3.24	3.24	3.218	0.638	C.V	6.947	1.329	C.V

IV.3.2.8. Vérification de l'effet PΔ [art 5.9 RPA99/2003]

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2eme ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

si $\theta_k \leq 0{,}1$: effet P-Delta peut être négligé.

si $0{,}1 \leq \theta_k \leq 0{,}2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calcules par un facteur égale à $1/(1-\theta_k)$

Si $\theta_k \geq 0{,}2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_K \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

p_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau «k» avec « Pk = WGk + 0.2WQk »

V_K effort tranchant d'étage au niveau «k»

Δ_k: déplacement relatif du niveau «k» par apport au niveau «k-1»

h_k: hauteur d'étage «k».

L'effet PΔ représente la stabilité d'ensemble c'est à dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges

Tableau IV.10-*vérificcation de l'effet PΔ dans les deux sens*

Etage			Sens XX				Sens YY			
Niv	h(cm)	p_k(Kn)	V_x^k(Kn)	Δ_x^k(cm)	θ_x	ob	V_y^k(Kn)	Δ_x^k(cm)	θ_x	ob
RDC	3.24	27743.45	4436.3	0.244	0.004	CV	4871.79	0.504	0.0088	C.V
1	3.24	22558.95	4237.34	0.444	0.007	CV	4683.86	1.046	0.0155	C.V
2	3.24	17903.69	3826.95	0.579	0.008	C.V	4274.3	1.373	0.0177	C.V
3	3.24	13328.41	3257.88	0.645	0.008	C.V	3646.11	1.482	0.0167	C.V
4	3.24	8802.63	2509.18	0.667	0.007	C.V	2775.19	1.494	0.0146	C.V
5	3.24	4352.15	1465.53	0.638	0.005	C.V	1628.65	1.396	0.0115	C.V

IV4. Influence des sites sur le comportement

IV.4.1.1 Vérification de l'effort tranchant à la base s2

$$T = \text{Min}\left\{C_t H_n^{\frac{3}{4}}; \frac{0{,}09H_n}{\sqrt{d}}\right\}$$

A'partir Tableau 4.7 (RPA99/2003) et de la classe du site S2 en 'a : T1=0,15s et T2=0,40s

⇒ Direction X

T=0.32 ⟶ 0.15≤ 0.32 ≤0.40 Donc D=2.5 . η =2.205

⇒ Direction Y

T=0,42 ⟶ 0,40≤ 0.42 ≤3,0 s Donc $D = 2{,}5.\eta(T_2/T)^{2/3} = 2{,}132$

Direction	A	D	W	Q	R
Xx	0.25	2.205	28290,36	1.15	3,5
Yy	0.25	2,132	28290,36	1.20	3,5

⇒ Direction X

$$V_{stat\,x} = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0{,}25 \times 2.205 \times 1.15}{3.5} \times 28290{,}36 = 5124{,}09\text{Kn}$$

$$0{,}8.V_{stat\,x} = 5124{,}09 \times 0{,}8 = 4099{,}27\text{Kn}$$

⇒ Direction Y

$$V_{stat\,y} = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0{,}25 \times 2{,}132 \times 1{,}20}{3{,}5} \times 28290{,}36 = 5169{,}86\text{Kn}$$

$$0{,}8.V_{stat\,x} = 5169{,}86 \times 0{,}8 = 4157{,}48\text{Kn}$$

Vérification de l'effort tranchant à la base :

Tableau IV.11-*Verification de l'effort tranchant à la base*

Dire	V_{dX}(Kn)	V_{dY}(Kn)	$V_{stat\,x}$(Kn)	$V_{stat\,y}$(Kn)	$0{,}8.V_{stat}$ (Kn)	obser
EX	4436.27		5124,09		4099,27	C.V
EY		4275.21		5169,86	4157,48	C.V

IV.4.1.2. Vérification du déplacement inter-itages [Art 4.4.3 RPA99/2003]

Tableau IV.12- *Vérification du déplacement inter-tages*

Etage			sensXx			Sens Yy		
Niv	h	1%h	δ_k	Δ_k	obser	δ_k	Δ_k	obser
RDC	3.24	3.24	0.244	0.244	C.V	0.439	0.439	C.V
1eme	3.24	3.24	0.688	0.444	C.V	1.347	0.908	C.V
2eme	3.24	3.24	1.268	0.579	C.V	2.537	1.190	C.V
3eme	3.24	3.24	1.913	0.645	C.V	3.821	1.283	C.V
4eme	3.24	3.24	2.580	0.667	C.V	5.115	1.294	C.V
5eme	3.24	3.24	3.218	0.638	C.V	6.326	1.211	C.V

IV.4.1.3. Vérification de l'effort tranchant à la base s1

A'partir Tableau 4.7 (RPA99/2003) et de la classe du site S1 en 'a : T1=0,15s et T2=0,30s

⇒ Direction Xx

T=0.32 ⟶ 0,30≤ 0.32 ≤3s Donc $D = 2{,}5.\eta(T_2/T)^{2/3} = 2{,}109$

⇒ Direction Yy

T=0,42 ⟶ 0,30≤ 0.42 ≤3 s Donc $D = 2{,}5.\eta(T_2/T)^{2/3} = 1{,}759$

Direction	A	D	W	Q	R
Xx	0.25	2,109	28290,36	1.15	3,5
Yy	0.25	1,759	28290,36	1.20	3,5

⇒Direction X

$$V_{stat\,x} = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0{,}25 \times 2{,}109 \times 1{,}15}{3.5} \times 28290{,}36 = 4901{,}00\text{Kn}$$

$$0{,}8.V_{stat\,x} = 4901{,}00 \times 0{,}8 = 3921{,}06\text{Kn}$$

⇒Direction Y

$$V_{stat\,y} = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0{,}25 \times 1{,}759 \times 1{,}20}{3.5} \times 2829036.48 = 4265{,}37\ \text{Kn}$$

$$0{,}8.V_{stat\,x} = 4265{,}37 \times 0{,}8 = 3412{,}29\text{Kn}$$

Vérification de l'effort tranchant à la base :

Tableau IV.13-*Verification de l'effort tranchant à la base*

Dire	V_{dX}(Kn)	V_{dY}(Kn)	$V_{stat\,x}$(Kn)	$V_{stat\,y}$(Kn)	0,8.V_{stat} (Kn)	obser
EX	4095.70		4901,00		3921,06	C.V
EY		3441.22		4265,37	3412,29	C.V

IV.4.1.4. Vérification du déplacement inter-itages [Art 4.4.3 RPA99/2003]

Tableau IV.14-*Vérification du déplacement inter-tages*

Etage			sensXx			Sens Yy		
Niv	h	1%h	δ_k	Δ_k	obser	δ_k	Δ_k	obser
RDC	3.24	3.24	0.224	0.224	C.V	0.348	0.348	C.V
1eme	3.24	3.24	0.630	0.406	C.V	1.065	0.716	C.V
2eme	3.24	3.24	1.158	0.528	C.V	2.000	0.935	C.V
3eme	3.24	3.24	1.747	0.588	C.V	3.006	1.007	C.V
4eme	3.24	3.24	2.355	0.608	C.V	4.023	1.016	C.V
5eme	3.24	3.24	2.937	0.582	C.V	4.976	0.954	C.V

IV.4.1.5. Vérification de l'effort tranchant à la base s4

A'partir Tableau 4.7 (RPA99/2003) et de la classe du site S4 en 'a : T1=0,15s et T2=0,70s

⇒ Direction Xx

T=0.32 ⟶ $0,15 \leq 0.32 \leq 0.70$ Donc D=2.5 . η =2.205

⇒ Direction Yy

T=0,42 ⟶ $0,15 \leq 0.42 \leq 0.70$ Donc D=2.5 . η =2.205

Direction	A	D	W	Q	R
Xx	0.25	2.205	28290,36	1.15	3,5
Yy	0.25	2.205	28290,36	1.20	3,5

⇒Direction X

$$V_{stat\,x} = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0,25 \times 2.205 \times 1,15}{3.5} \times = 5124,09\text{Kn}$$

$$0,8.V_{stat\,x} = 5124,09 \times 0,8 = 4099,27\text{Kn}$$

⇒Direction Y

$$V_{stat\,y} = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0{,}25 \times 2.205 \times 1{,}20}{3.5} \times = 5346{,}87Kn$$

$$0{,}8.V_{stat\,x} = 5346{,}87 \times 0{,}8 = 4277{,}49Kn$$

Vérification de l'effort tranchant à la base :

Tableau IV.15-*Verification de l'effort tranchant à la base*

Dire	V_{dX}(Kn)	V_{dY}(Kn)	$V_{stat\,x}$(Kn)	$V_{stat\,y}$(Kn)	$0{,}8.V_{stat}$ (Kn)	obser
EX	4436.28		5124,09		4099,27	C.V
EY		4639.78		5346,87	4277,49	C.V

IV.4.1.6. Vérification du déplacement inter-itages [Art 4.4.3 RPA99/2003]

Tableau IV.16-*Vérification du déplacement inter-itages*

Etage			sensXx			Sens Yy		
Niv	h	1%h	δ_k	Δ_k	obser	δ_k	Δ_k	obser
RDC	3.24	3.24	0.244	0.244	C.V	0.480	0.480	C.V
1eme	3.24	3.24	0.688	0.444	C.V	1.476	0.996	C.V
2eme	3.24	3.24	1.268	0.579	C.V	2.784	1.308	C.V
3eme	3.24	3.24	1.913	0.645	C.V	4.195	1.412	C.V
4eme	3.24	3.24	2.580	0.667	C.V	5.618	1.422	C.V
5eme	3.24	3.24	3.218	0.638	C.V	6.947	1.329	C.V

Tableau IV18- *Comparaison des déplacements d'étage dans la direction Y (cm))*

etage	site rocheux	site ferme	site meuble	site tres meuble
5	0.954	1.211	1.329	1.329
4	1.016	1.294	1.422	1.422
3	1.007	1.283	1.412	1.412
2	0.935	1.19	1.308	1.308
1	0.716	0.908	0.996	0.996
rdc	0.348	0.439	0.48	0.48

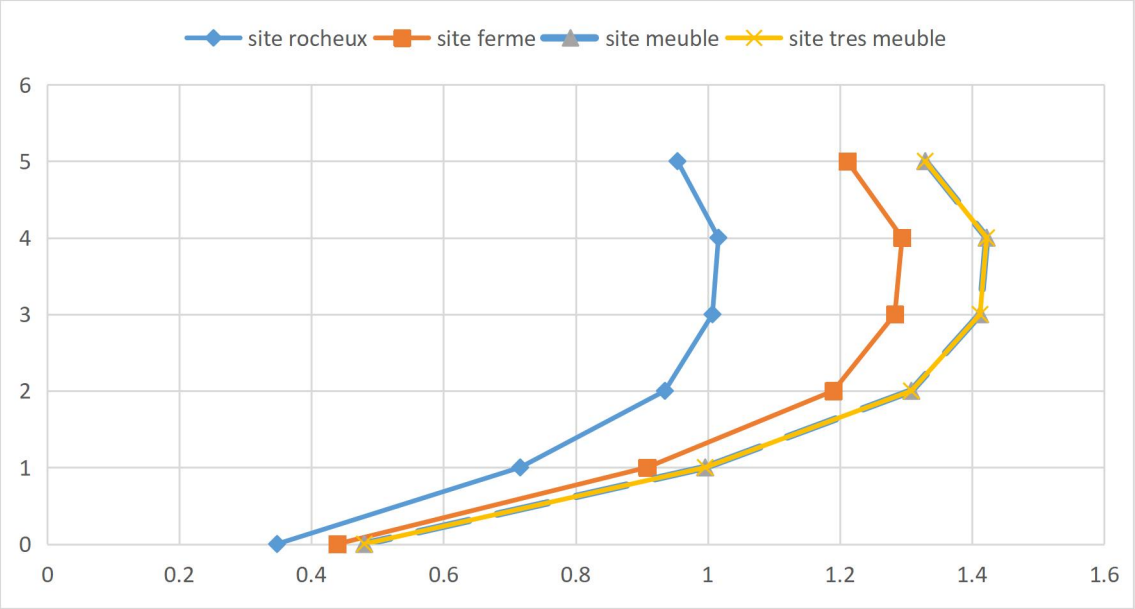


Figure IV.7 *Comparaison des déplacements d'étage dans la direction Y (cm)*

Tableau IV.19- *Comparaison des déplacements d'étage dans la direction X (cm)*

eage	site rocheux	site ferme	site meuble	site tres meuble
5	0.582	0.638	0.638	0.638
4	0.608	0.667	0.667	0.667
3	0.588	0.645	0.645	0.645
2	0.528	0.579	0.579	0.579
1	0.406	0.444	0.444	0.444
rdc	0.224	0.244	0.244	0.244

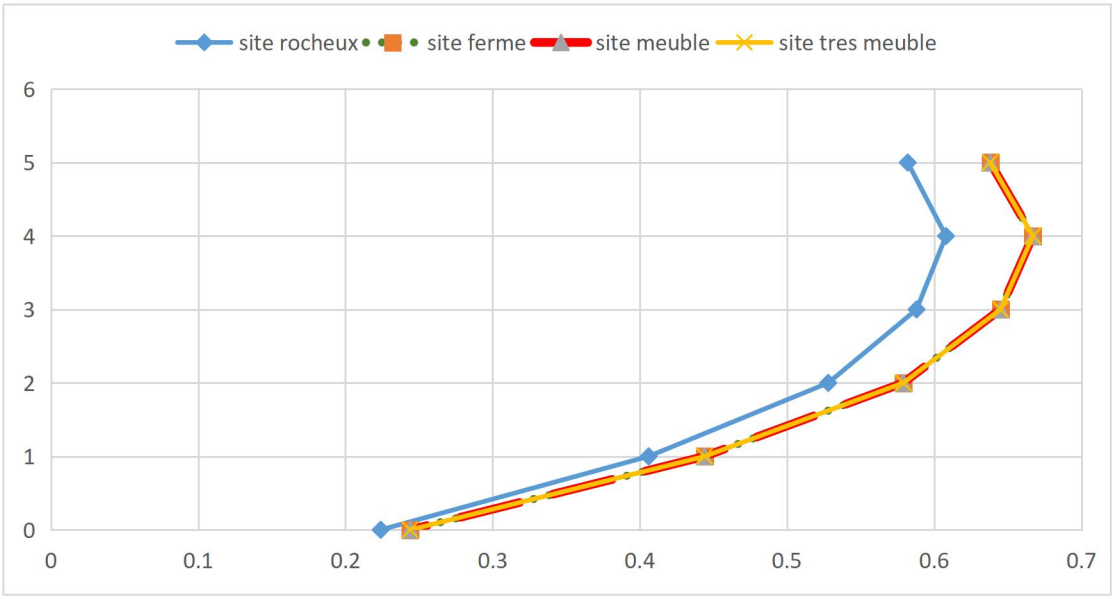


Figure IV.8- *Comparaison des déplacements d'étage dans la direction X (cm)*

Table IV.20*Forces , analyse du spectre de réponse, direction X*

etage	site rocheux	site ferme	site meuble	site tres meuble
RDC	4095.71	4436.28	4436.3	4436.3
1	3897.84	4237.33	4237.34	4237.34
2	3503	3826.94	3826.95	3826.95
3	2978.99	3257.87	3257.88	3257.88
4	2307.45	2509.17	2509.18	2509.18
5	1361.52	1465.52	1465.53	1465.53

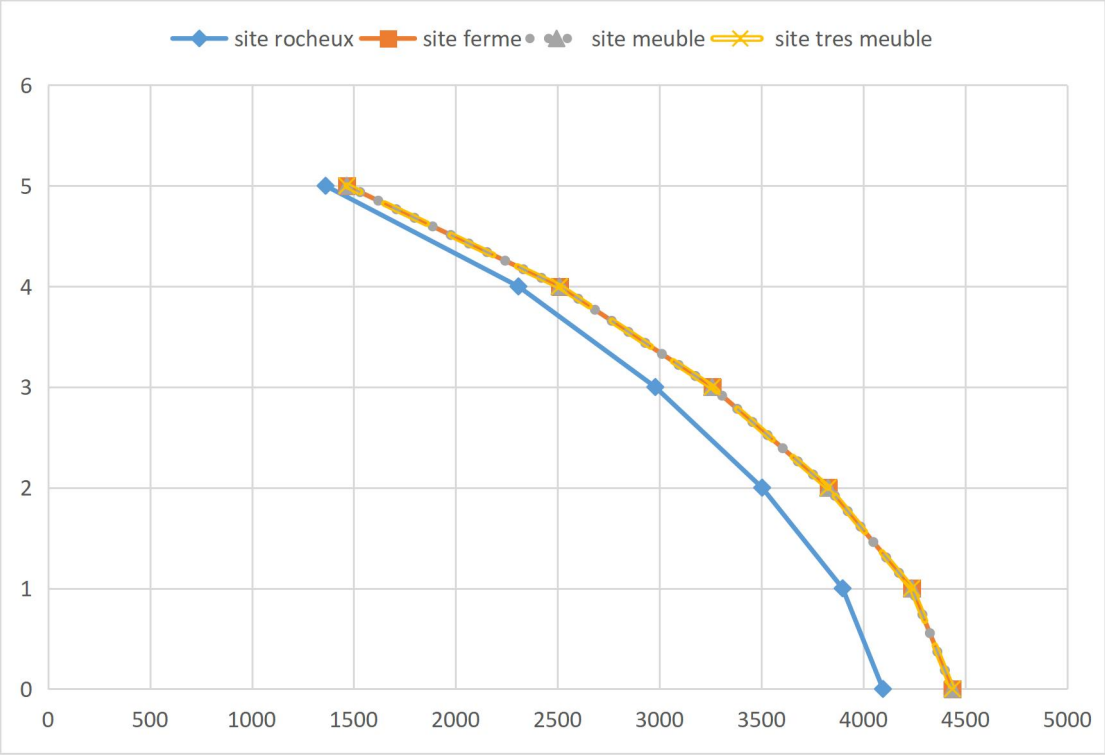


Figure IV.9*Forces , analyse du spectre de réponse, direction X*

.**Table IV.21***Forcess, analyse du spectre de réponse, directionY*

etage	site rocheux	site ferme	site meuble	site tres meuble
1	3441.25	4275.24	4639.8	4639.8
2	3263.79	4090.09	4460.82	4460.82
3	2933.28	3712.19	4070.76	4070.76
4	2497.79	3164.57	3472.48	3472.48
5	1937.62	2424.93	2643.04	2643.04
RDC	1198.32	1451.1	1551.1	1551.1

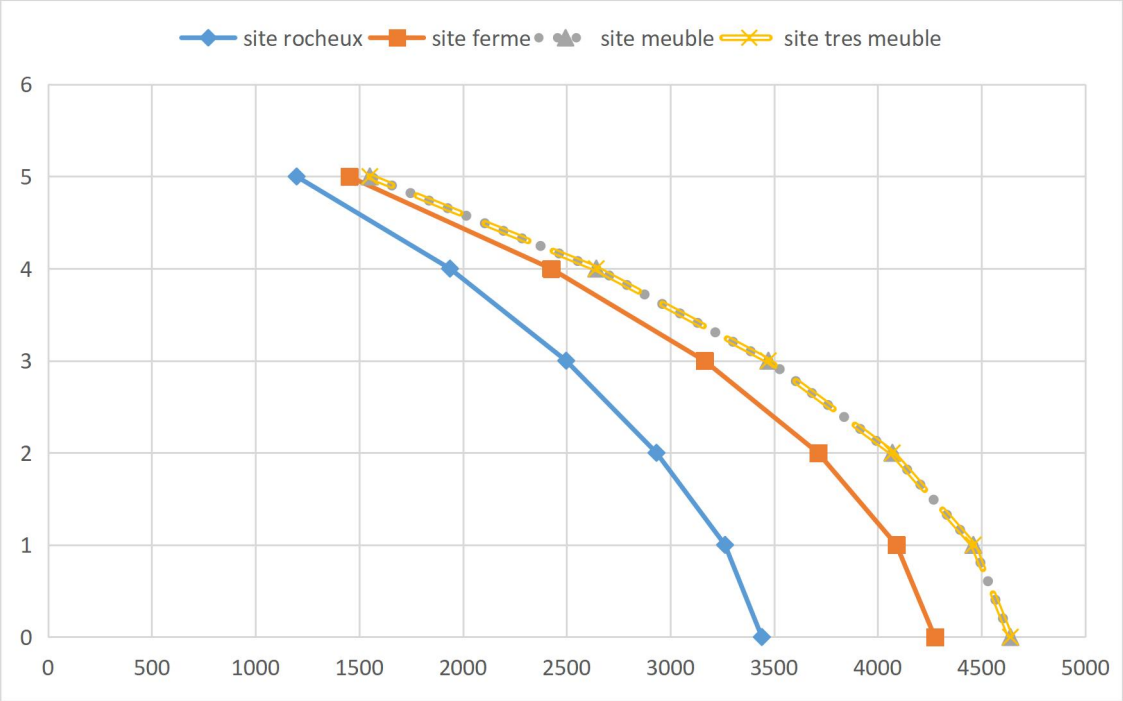


Figure IV.10*Forces , analyse du spectre de réponse, directionY*

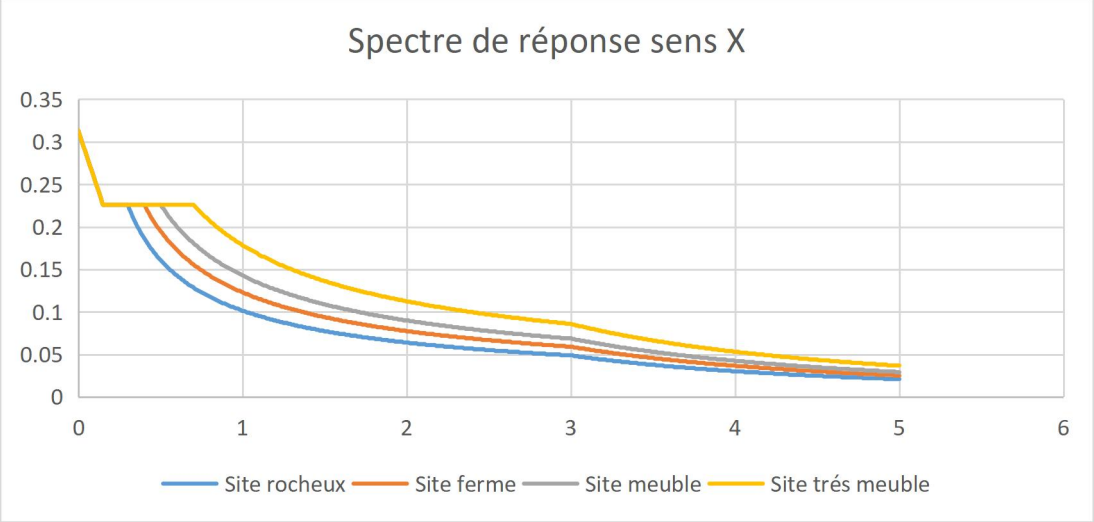


Figure IV.11-*Spectre de réponse sens x*

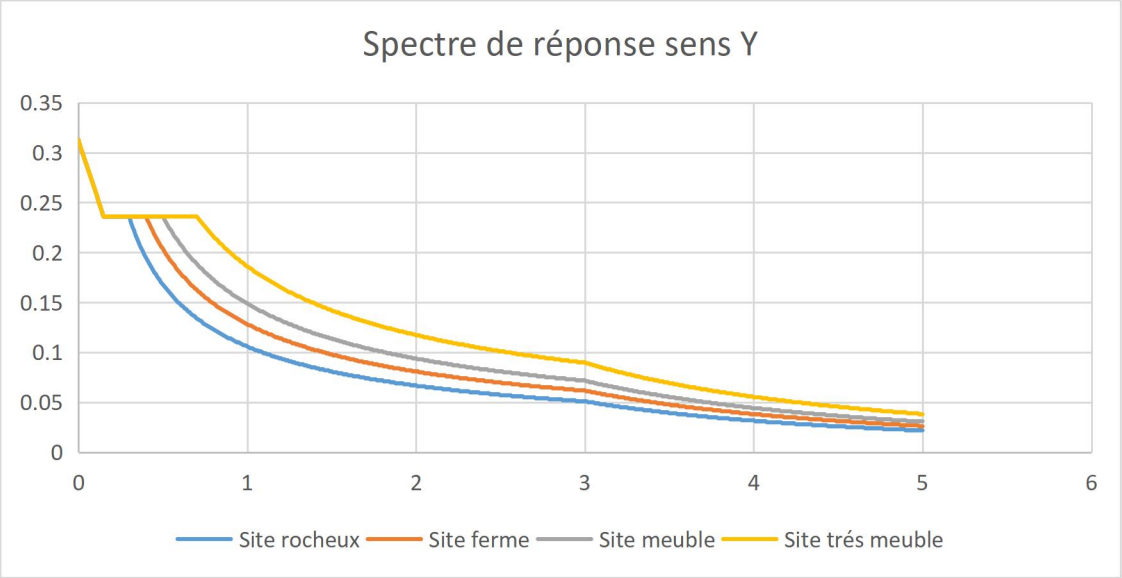


Figure IV.12-*Spectre de réponse sens y*

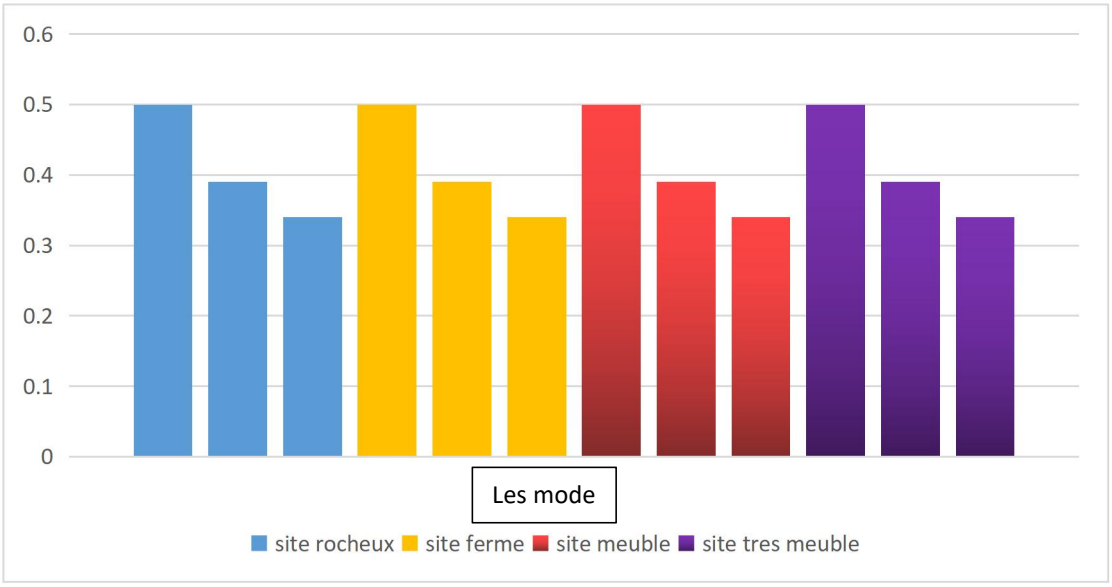


Figure IV.13-*les mode*

Remarque

Lorsque en change le site de batiment , on remarque que les modes ne change pas mais le contraire pour le deplacement sur x et y .

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments résistant

V.1Ferraillage des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.1.1Les combinaisons de calcul :

Ils seront ferraillés en flexion simple sous les combinaisons les plu défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

a) 1,35G+1.5Q ELU

G+Q

b) G+Q+Ex,y **(5.1 RPA 99/2003)**

0,8G±Ex,y **(5.2 RPA 99/2003)**

V.1.2.Recommandation du RPA version 2003 :

1. **rmatures longitudinales :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton ;

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

La longueur de recouvrement est de : 50 . ϕ(Zone III)

2. **Armatures transversales**

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par$A_t = 0{,}003 \times S_t \times L$

L : longueur de la poutre.

- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

- $S_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4}; 12\phi\right]$ (Zone nodale).
- $S_t = \leq \frac{h}{2}$ (Zone courante).

h: hauteur de la poutre.

ϕ_1: Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Etapes de calcul des armatures longitudinales :

$$\mu_b = \frac{M_U}{b.d^2.f_{bc}}$$

Pour les FeE400

Si $\mu_b \leq \mu_l \Longrightarrow$ Section simplement armée

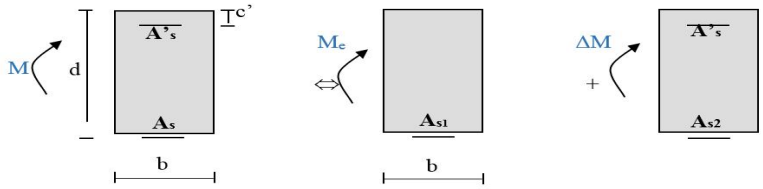
Si $\mu_b \geq \mu_l \Longrightarrow$ section doublement armée

Section sans armatures comprimées $(A's = 0)$

$$\mu_b \leq \mu_l = 0{,}392 \Longrightarrow A_S = \frac{M_U}{\beta.d.\sigma_s}$$

Section avec armatures comprimées $(A's \neq 0)$ $\mu_b \geq \mu_l = 0{,}392$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



As : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A's : La section supérieur la plus comprimée.

$M = Me + \Delta M$

$Me = \mu_e.d.b^2.f_{bu}$ et $\Delta M = M - Me$

$$\begin{cases} A_S = A_{s1} + A_{s2} = \dfrac{M_e}{\beta_e.d.\sigma_s} + \dfrac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s} \\ A'_S = \dfrac{\Delta M}{(d-c').\sigma_s} \end{cases}$$

V.1.3Exemple de calcule

On propose de calculer la section d'armature de la Poutre Principale Sur appuis et en travée du plancher,

V.1.3.1Extraction des Moment Fléchissant et l'effort Tranchant:

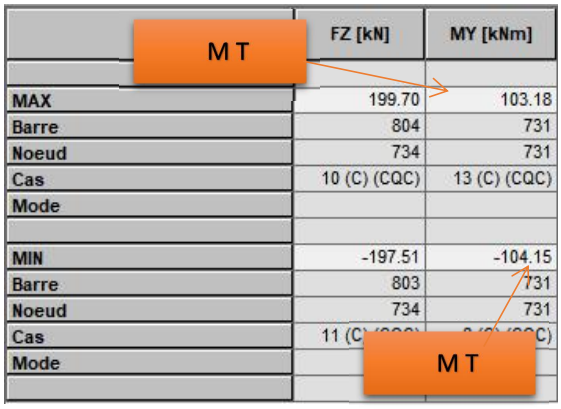
Pour pouvoir Procéder aux ferraillages des poutres en 'a besoin des Moment de flexion 'My' effort Tranchant 'T'extrait de (R.S.A).

Etape Extraires « My » et « T » :

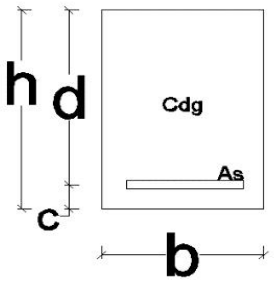
1. Sélectionner les poutres Principales des plancher.

2.aller ‘Résultats ‘ puis ‘efforts ‘ une fenêtre s’affiche puis vers ‘Extrêmes globaux’.

3. sélectionner ‘les combinaisons’ suivant le cas de charge.



V.1.3.2Calcule du ferraillage Plancher terrasse



a) Armature longitudinale :

En Travée: Données

$M_t = 103(Kn.m)$ h=40 (cm)

b=30(cm) c=2,5(cm) d=40-2,5=37,5 (cm)

Calcule :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{103.18 \times 10^3}{30 \times 37{,}5^2 \times 14{,}2} \qquad \mu_b = 0{,}172 \quad \beta = 0{,}905$$

$\mu_b = 0{,}172 < \mu_l = 0{,}392$ Section Simplement Armée (S.S.A)

$$A_\mu = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{103 \times 10^3}{0{,}905 \times 37{,}5 \times 34{,}8} = 8{,}73\ cm^2$$

Soit en Prend 3HA14 (fil) et 3HA14(Chap) = 9.232 cm^2

Au Appuis : Données

$M_a = 104{,}15(Kn.m)$ h=40(cm)

b=30(cm) c=2,5 d=40-2,5=37,5 (cm)

Calcule :

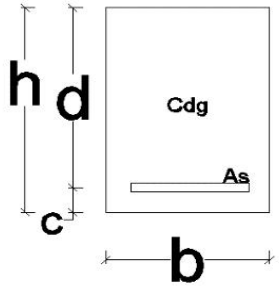
$$\mu_b = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{104{,}15 \times 10^3}{30 \times 37{,}5^2 \times 14{,}2} \qquad \mu_b = 0{,}173 \quad \beta = 0{,}904$$

$\mu_b = 0{,}173 < \mu_l = 0{,}392$ Section Simplement Armée (S.S.A)

$$A_\mu = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{104{,}15 \times 10^3}{0{,}904 \times 37{,}5 \times 34{,}8} = 8{,}82\ cm^2$$

Soit en Prend 3HA14 (fil) et 3HA14(Chap) = 9.232 cm^2

V.1.3.3Calcule du ferraillage Plancher courant



En Travée: Données

$M_t = 71{,}01(Kn.m)$ h=40 (cm)

b=30(cm) c=2,5(cm) d=40-2,5=37,5 (cm)

Calcule :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{71{,}01 \times 10^3}{30 \times 37{,}5^2 \times 14{,}2} \qquad \mu_b = 0{,}118 \quad \beta = 0{,}937$$

$\mu_b = 0{,}118 < \mu_l = 0{,}392$ Section Simplement Armée (S.S.A)

$$A_\mu = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{71{,}01 \times 10^3}{0{,}937 \times 37{,}5 \times 34{,}8} = 5{,}80\ cm^2$$

Soit en Prend 3HA14 (fil) et 2HA14(Chap) = 7.7 cm^2

Au Appuis : Données

$M_a = 121{,}58(Kn.m)$ h=40(cm)

b=30(cm) c=2,5 d=40-2,5=37,5 (cm)

Calcule :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{100{,}58 \times 10^3}{30 \times 37{,}5^2 \times 14{,}2} \qquad \mu_b = 0{,}173 \quad \beta = 0{,}904$$

$\mu_b = 0{,}202 < \mu_l = 0{,}392$ Section Simplement Armée (S.S.A)

$$A_\mu = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{100{,}58 \times 10^3}{0{,}904 \times 37{,}5 \times 34{,}8} = 8.52\ cm^2$$

Soit en Prend 3HA14 (fil) et 3HA14(Chap) = 8,52 cm^2

Le calcul des sections d'armature pour les poutres du plancher courant et Plancher terrasse et le choix des aciers adoptés sont résumés dans le tableau ci-dessus :

Tableau V.1-*Calcule Armature Longitudinale a a l'ELU*

Poutre		Zone	μ	β	A min (cm^2)	Ah cal (cm^2)	Ah Adpt (cm^2)
Plancher terrasse	PP (30*40)	Travée	0,172	0,905	6	8,73	3HA14(fil)+3HA14(Chap) = 9.232
		Appuis	0,173	0,904	6	8,82	3HA14(fil)+3HA14(Chap) = 9.232
	PS (30*35)	Travée	0,112	0,940	5,25	4,7	3HA12(fil)+2HA12(Chap) = 5,65
		Appuis	0,124	0,932	5,25	5,28	3HA12(fil)+2HA12(Chap) = 5,65
Plancher courant	PP (30*40)	Travée	0,118	0,937	6	5,80	3HA14 (fil) + 3HA14(Chap) = 9,232
		Appuis	0,173	0,904	6	8,5	3HA14(fil)+ 3HA14(Chap) = 9,232
	PS (30*35)	Travée	0,100	0,947	5,25	4,2	3HA12(fil)+2HA12(Chap) = 5,65
		Appuis	0,133	0,928	5,25	5,26	3HA12(fil)+2HA12(Chap) = 5,65

b) Armature transversales:

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par$A_t = 0{,}003 \times S_t \times B$

Tableau V.2-*Calcule Armature Transversale a l'ELU*

Poutre		S_t(cm)			$A_t(cm^2)$	Feraillage
Plancher terrasse	PP (30*40)	Zonenodale St≤min(h/4;12ϕ)	St≤min(10;16,8)	10	0,9	8 HA 8 4,02
		Zone courante St≤(h/2)	St≤20	20	1,8	
	PS (30*35)	Zonenodale St≤min(h/4;12ϕ)	St≤min(8,75;14,5)	8	0,72	8 HA 8 4,02
		Zone courante St≤(h/2)	St≤17,5	15	1,35	
Plancher courant	PP (30*40)	Zonenodale St≤min(h/4;12ϕ)	St≤min(10;16,8)	10	0,9	8 HA 8 4,02
		Zone courante St≤(h/2)	St≤20	20	1,8	
	PS (30*35)	Zonenodale St≤min(h/4;12ϕ)	St≤min(8,75;14,5)	8	0,72	8HA 8 4,02
		Zone courante St≤(h/2)	St≤17,5	15	1,35	

c) Délimitation de la zone Nodale et Courante :

➢ **Zone Nodale**

L'=2×h Avec : h : hauteur de la poutre

On aura :

L'=2×40=80 cm Poutres principales de (30 X 40)

L'=2×35=70 cm Poutres secondaires de (30 X 35)

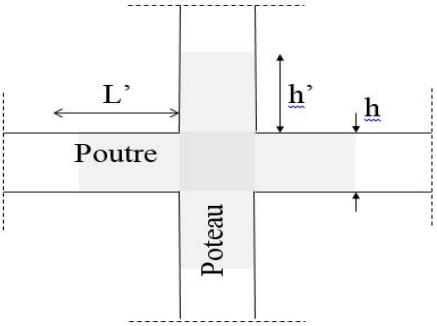


Figure V.1 - *Délimitation de la zone nodale*

➢ **Zone Courante :**

L Courante = L nue d'appui – 2L'

Dispositions constructives :

*Les chapeaux sur appuis doivent débordés du nus de l'appui d'au moins :

*L/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appuiintermédiaire voisin d'un appui de rive.

*L/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appuin'appartenant pas à une travée de rive.

*Les barres inférieures du second lit arrêtées à une distance des nus des appuis ≤ L/10

V.1.3.4.Vérification a l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_S \geq A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principales de (30×40): $A_{min} = 0{,}23 \times 30 \times 37{,}5 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}35\ cm^2$

La condition de non fragilité est vérifiée

b) Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec : τ_u : l'effort tranchant max a l'ELU

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min\left(0{,}2\frac{25}{1{,}5}; 5\right) = 3{,}33MPa$$

$$\tau_u = \frac{197{,}51 \times 10^3}{300 \times 375} = 1{,}75MPa \leq \overline{\tau_u} = 3{,}33MPa \ldots\ldots (c.v)$$

c) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (BAEL91/99.Art A.5.1.32)

Lorsqu'au droit d'un appuis :

$$T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} > 0$$

. On doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui,. On doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui, $T_u - \frac{M_u}{0{,}9d}$

$$A_s \geq \frac{1{,}15}{f_e}\left(V_u - \frac{M_u}{0{,}9d}\right)$$

Poutre Principale (30x40) :

$$197{,}51 - \frac{103{,}18}{0{,}9 \times 0{,}375} = -108{,}20 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires. (A.Sup.N.N)

d) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \overline{T_u} = 0{,}40 \times \frac{0{,}9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\mathbf{BAEL91/99.artA.5.1.32})$$

$$197{,}51 \leq \overline{T_u} = 0{,}40 \times \frac{0{,}9 \times 30 \times 37{,}5 \times 25 \times 10^3}{1{,}5} = 675 \text{ Kn}$$

Tableau V.3 -*Vérification a l'ELU*

Poutre		A_{min}^{CNF} (cm^2)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$		$T_u^{max} + M_U^{ap}/0{,}9d$		$T_u \leq \overline{T_u}$	
			Tmax (Kn)	obs		obs	$\overline{T_u}$ (kn)	obs
Plancher terrasse	PP (30*40)	1,35	197,51	C.V	-108,2	A.sup.n.n	675	C.V
	PS (30*35)	1,17	31.62	C,V	-109,7	A.sup.n.n	585	C,V
Plancher courant	PP (30*40)	1,35	203,38	C.V	-7,02	A.sup.n.n	675	C,V
	PS (30*35)	1,17	40.93	C,V	-114,1	A.sup.n.n	585	C,V

V.1.3.5 Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ROBOT STRUCTUR ANALYSE

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec

$\bar{f}$: la flèche admissible.

Poutre Principale (30x40)

$$\bar{f} = \frac{460}{500} = 0{,}92 \text{ cm}$$

$$f_{RXP} = 0{,}78 \text{ cm} < \bar{f} = 0{,}92\text{cm} \ \ldots\ldots\ldots\ldots (c.v)$$

Tableau V.4- *Vérification de la flèche Pour les poutres*

Poutre		f_{RXP}	$\bar{f}$		bsr
			L (cm)	L/500 (cm)	
Plancher terrasse	PP (30*40)	0,78	4,60	0,92	C.v
	PS (30*35)	0,42	3,50	0,7	C.v
Plancher courant	PP (30*40)	0,55	4,60	0,92	C.V
	PS (30*35)	0,26	3,50	0,7	C.V

V.2.1.FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) età deux moments fléchissant (M_{X-X} /M_{Y-Y}).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	γ_b	γ_s	f_{c28}(MPa)	f_{ub}(MPa)	f_e(MPa)	σ_c(MPa)
Situation durable	1,5	1,15	25	14,16	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	25	18,48	400	400

V.2.1Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91:

-E.L.U. : Situation durable : 1,35 G +1,5 Q ……..... (1)

Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

G+Q+E……..(2)
0.8G-E ……..(3)
0.8G+E……..(4)

V.2.2Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité

A_{max} = As/bh <3% en zone courante.

A_{max} = As/bh < 6% en zone recouvrement.

A_{min}= As > 0,9 %bh (zone III).

*Le diamètre minimal est de 12 mm.

*La longueur minimale de recouvrement est de 50 ΦL.

*La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm.

*Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques)

Les résultats obtenus :

Tableau V.5-*calcul du ferraillage*

Etage	Section	Situation	Solicitation						A_{CAL}	A_{choi}
RDC SOUS SOL	45x45	Dur	Nmax	1092.6	My	-0.07	Mz	-4.02	20	4HA16+8HA14 =20,36
		ACC	N	187.8	Mymax	40.69	Mz	25.03		
		ACC	N	1474.2	My	23.85	Mzmax	-129.11		
		ACC	Nmin	-323.6	MY	-11.81	Mz	92.36		
1 ere	40x40	Dur	Nmax	897.08	My	0.37	Mz	3.66	16.8	4HA16+8HA12 =17,09
		ACC	N	187.82	Mymax	40.69	Mz	25.03		
		ACC	N	1193.11	My	1.17	Mzmax	-108.34		
		ACC	Nmin	-248.11	MY	5.04	Mz	73.29		
2eme 3eme	35x35	Dur	Nmax	709.52	My	0.55	Mz	1.72	12	4HA14+4HA14 =12,32
		ACC	N	187.82	Mymax	40.69	Mz	25.03		
		ACC	N	880.84	My	-4.18	Mzmax	-88.17		
		ACC	Nmin	-141.43	MY	30.55	Mz	-46.50		
4eme 5eme	30x30	Dur	Nmax	351.46	My	0.73	Mz	0.25	4.8	4HA14 =6,16
		ACC	N	193.17	Mymax	29.34	Mz	12.14		
		ACC	N	313.05	My	-5.13	Mzmax	-51.01		
		ACC	Nmin	17.61	MY	7.35	Mz	18.28		

V.2.3. Vérifications à l'ELU :

V.2.3.1. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher les mouvements longitudinaux des aciers vers les parois du poteau, leur but essentiel est de reprendre les efforts tranchants et empêche le déplacement transversal du béton.

a) Diamètre des armatures transversales :

(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées99)

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5{,}33\text{mm} \quad \phi_t = 10\text{mm}$$

ϕ_t: Diamètre max des armatures longitudinales.

Pour des raisons d'économie on va adopte :

- 1 cadres de (6HA10=3.01cm2) pour les poteaux (45x45).

- 2 cadres de (4HA 8 = 2.01 cm2) pour les poteaux (40x40) et (35x35).et(30x30)

b) Espacement des armatures transversales :

Selon le BAEL 91/99, Art A8.1.3

$$\mathbf{s_t < min\{15\phi_l^{min}; 40cm; (a + 10)cm\}}$$

Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux

$$\mathbf{s_t < min\{15 \times 1,2; 40cm; (30 + 10)cm\}}$$

$s_t < 18cm$ donc en prend $s_t = 15$ cm

Selon le RPA99 version 2003, Art 7.4.2.2

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

En zone courante :

$$\mathbf{s_t < min\{15\phi_l^{min}\} = 15 \times 1,2}$$

$s_t < 18cm$ donc en prend $s_t = 15$ cm

En zone nodal :

$$\mathbf{s_t < min\{10\phi_l^{min}; 15cm\}} \quad \mathbf{s_t < min\{10 \times 1,2; 15cm\}}$$

$s_t < 12cm$ donc en prend $s_t = 10$ cm

c) Calcul d'armature transversale

RPA 99 version 2003(Art 7.4.2.2 formule (7.1))

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

S_t : Espacement des armatures transversales

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e: Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g**:** élancement géométrique du poteau.

Calcul de λ_g (BAEL 91/99, Art B8.4.1) $\lambda_g = \frac{L_f}{b}$

Poteaux 45x45 :

Avec : Lf : longueur de flambement $L_f = 0,707L_0$

$$L_f = 0{,}707 \times 3{,}24 = 2{,}290\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2{,}290}{0{,}45} = 5{,}068 \qquad \lambda_g = 5{,}068 \geq 5 \quad \rho_a = 2{,}5$$

T_u : L'effort tranchant max T_u= 118.94 Kn $A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e} \times s_t$

s_t=10 en zone nodale

$$A_t = \frac{2{,}5 \times 118{,}94 \times 10^3}{45 \times 400} \times 10 = 165{,}19\ \text{mm}^2 \qquad A_t = 1{,}651\ \text{cm}^2$$

s_t=15 en zone courante

$$A_t = \frac{2{,}5 \times 118{,}94 \times 10^3}{45 \times 400} \times 15 = 2{,}477\ \text{mm}^2 \quad A_t = 2{,}477\ \text{cm}^2$$

Poteaux 40x40 :

Avec : Lf : longueur de flambement $L_f = 0{,}707L_0$

$$L_f = 0{,}707 \times 3{,}24 = 2{,}290\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2{,}290}{0{,}40} = 5{,}725 \qquad \lambda_g = 5{,}725 \geq 5 \quad \rho_a = 2{,}5$$

T_u : L'effort tranchant max T_u= 113.31Kn $A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e} \times s_t$

s_t=10 en zone nodale

$$A_t = \frac{2{,}5 \times 113{,}31 \times 10^3}{40 \times 400} \times 10 = 177{,}40\ \text{mm}^2 \qquad A_t = 1{,}77\ \text{cm}^2$$

s_t=15 en zone courante

$$A_t = \frac{2{,}5 \times 118{,}94 \times 10^3}{45 \times 400} \times 15 = 265{,}75\ \text{mm}^2 \quad A_t = 2{,}657\ \text{cm}^2$$

Poteaux 35x35 :

Avec : Lf : longueur de flambement $L_f = 0{,}707L_0$

$$L_f = 0{,}707 \times 3{,}24 = 2{,}290\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2{,}290}{0{,}35} = 5{,}725 \qquad \lambda_g = 6{,}54 \geq 5 \quad \rho_a = 2{,}5$$

T_u : L'effort tranchant max T_u= 93.31Kn $A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e} \times s_t$

s_t=10 en zone nodale

$$A_t = \frac{2{,}5 \times 93{,}31 \times 10^3}{35 \times 400} \times 10 = 166{,}62\ \text{mm}^2 \qquad A_t = 1{,}666\text{cm}^2$$

s_t=15 en zone courante

$$A_t = \frac{2,5 \times 93,31 \times 10^3}{35 \times 400} \times 15 = 249,93\ mm^2 \quad A_t = 2,499\ cm^2$$

Poteaux 30x30 :

Avec : Lf : longueur de flambement $L_f = 0,707L_0$

$$L_f = 0,707 \times 3,24 = 2,290m$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,290}{0,30} = 7,63 \qquad \lambda_g = 7,63 \geq 5 \quad \rho_a = 2,5$$

T_u : L'effort tranchant max T_u= 53.19Kn $A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e} \times s_t$

s_t=10 en zone nodale

$$A_t = \frac{2,5 \times 53,19 \times 10^3}{30 \times 400} \times 10 = 110,81mm^2 \qquad A_t = 1,108cm^2$$

s_t=15 en zone courante

$$A_t = \frac{2,5 \times 93,31 \times 10^3}{30 \times 400} \times 15 = 166,21\ mm^2 \quad A_t = 1,662\ cm^2$$

d) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$……A_t^{min} = 0.3% St×b1

Si $\lambda_g \leq 3$…….... A_t^{min} = 0.8 % St×b1

Si $3 < \lambda_g \leq 5$…….... interpoler entre les deux valeurs précédentes

Interpolation : $A_T^{min} = \frac{A_T}{b \times s_t}$

Avec :

b1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : élancement géométrique du poteau.**En zone courante :**

Poteaux (45x45) : $\lambda_g = 5,068$

$5,068 \geq 5$……A_t^{min} = 0.3% 15×45=2,025cm²

$$A_t^{min} = 2,025cm^2 \leq A_t^{cal} = 2,477cm^2 < A_t = 3,01cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots (c.v)$$

Poteaux (40x40) : $\lambda_g = 5,725$

$5,725 \geq 5$……A_t^{min} = 0.3% 15×40=1,8cm²

$$A_t^{min} = 1,8cm^2 < A_t = 2,657\ cm^2 A_t \leq = 3,01cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots (c.v)$$

Poteaux 35x35 : $\lambda_g = 5,725$

$5,068 \geq 5$……A_t^{min} = 0.3% 15×35=1,575cm²

$$A_t^{min} = 1,575cm^2 < A_t = 2,499\ cm^2 A_t \leq = 3,01cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots (c.v)$$

Poteaux 30x30 : $\lambda_g = 7,63$

$7{,}63 \geq 5 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots A_t^{min} = 0.3\%\ 15\times35=1{,}35cm^2$

$$A_t^{min} = 1{,}35cm^2 < A_t^{cal}\ 1{,}662cm^2 \leq A_t = 2{,}01cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots (c.v)$$

En zone nodal :

Poteaux (45x45) : $\lambda_g = 5{,}068$

$5{,}068 \geq 5 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots A_t^{min} = 0.3\%\ 10\times45=1{,}35cm^2$

$$A_t^{min} = 1{,}35cm^2 \leq A_t^{cal} = 1{,}651cm^2 < A_t = 3{,}01cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots (c.v)$$

Poteaux (40x40) : $\lambda_g = 5{,}725$

$5{,}725 \geq 5 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots A_t^{min} = 0.3\%\ 10\times40=1{,}2cm^2$

$$A_t^{min} = 1{,}2cm^2 < A_t = 1{,}77\ cm^2 A_t \leq = 2{,}01cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots (c.v)$$

Poteaux 35x35 : $\lambda_g = 5{,}725$

$5{,}068 \geq 5 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots A_t^{min} = 0.3\%\ 10\times35=1{,}05cm^2$

$$A_t^{min} = 1{,}05cm^2 < A_t = 1{,}108\ cm^2 A_t \leq = 2{,}01cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots (c.v)$$

Poteaux 30x30 : $\lambda_g = 7{,}63$

$7{,}63 \geq 5 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots A_t^{min} = 0.3\%\ 10\times30=0{,}9cm^2$

$$A_t^{min} = 0{,}9cm^2 < A_t^{cal} = 1{,}108cm^2 \leq A_t = 2{,}01cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots (c.v)$$

V.2.3.2. Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous

$h' = Max(he/6; b1; h1; 60cm)$ **(Art.7.4.2.1)**

he : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

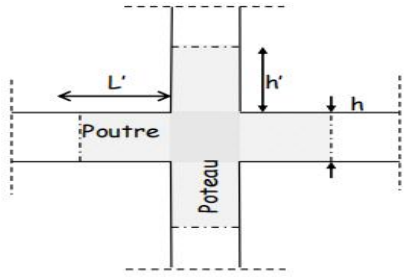


Figure V.2 - *Délimitation de la zone nodale*

Poteaux (45 x 45) :

$$h' = Max\left(\frac{324-35}{6} = 48{,}16; 45; 45; 60cm\right) \ldots\ldots h' = 60cm$$

Poteaux (40 x 40) :

$$h' = Max\left(\frac{324-35}{6} = 48{,}16; 40; 40; 60cm\right) \ldots\ldots h' = 60cm$$

Poteaux (35x 35) :

$$h' = Max(\frac{324-35}{6} = 48{,}16; 35; 35; 60cm) \quad \ldots\ldots\ldots h' = 60cm$$

Poteaux (30x 30) :

$$h' = Max(\frac{324-35}{6} = 48{,}16; 30; 30; 60cm) \quad \ldots\ldots\ldots h' = 60cm$$

La longueur minimale des recouvrements est de :

Pour la **zone III** : L_r **= 50Φ**

Ø16 …….. $L_r = 50 \times 1{,}6 = 80$ cm
Ø14 …….. $L_r = 50 \times 1{,}4 = 70$ cm

V.2.3.3. Vérification des contraintes tangentielles

Selon Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003 La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite

On doit vérifier : $\tau_b \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\lambda_g > 5} & \boldsymbol{\overline{\tau_{bu}} = 0{,}04 \times f_{c28} = 1MPa} \\ \boldsymbol{\lambda_g < 5} & \boldsymbol{\overline{\tau_{bu}} = 0{,}03 \times f_{c28} = 1MPa} \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\tau_b = \frac{T_u}{bd}}$$

Tableau V.6 -*Vérification des contraintes tangentielles*

poteau	h (m)	b (m)	d (m)	T (Kn)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\overline{\tau_{bu}}$	cond
45x45	3,24	0,45	0,425	118.94	5,068	0,04	1	0,62	C.v
40x40	3,24	0,40	0,375	113.31	5,725	0,04	1	0,77	C.v
35x35	3,24	0,35	0,325	93.31	5,725	0,04	1	0,80	C.v
30x30	3,24	0,30	0,275	53.19	7,63	0,04	1	0,64	C.v

V.2.4. Vérifications à l'ELS :

Tableau V.7- *Vérifications à l'ELS :*

Etage	Section	Solicitation						$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	Obs
RDC SOUS SOL	45x45	Nmax	797.05	My	0.03	Mz	1.35	3.7	51.3	C.V
		N	616.94	Mymax	12.41	Mz	-14.54			
		N	68.65	My	0.38	Mzmax	23.05			
1 ere	40x40	Nmax	654.41	My	0.26	Mz	2.66	3.9	53.1	C.V
		N	495.68	Mymax	11.90	Mz	-9.75			
		N	68.65	My	0.38	Mzmax	23.05			
2eme 3eme	35x35	Nmax	517.66	My	0.39	Mz	1.25	3.7	36.9	C.V
		N	267.11	Mymax	10.39	Mz	-4.21			
		N	68.65	My	0.38	Mzmax	23.05			
4eme 5eme	30x30	Nmax	256.70	My	0.52	Mz	0.19	8,7	69,3	C,V
		N	59.73	Mymax	9.67	Mz	-5.77			
		N	68.65	My	0.38	Mzmax	23.05			

V.3.1. Ferraillage des Voiles :

V.3.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferraillage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanente G et surcharges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales

V.3.2. Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

- 1,35G+1,5Q…… ELU
- G+Q……. ELS
- $-G+Q+E_{x/y}$ ……RPA 2003
- $-0,8G\pm E_{x/y}$ ……... RPA 2003

V.4.1 Ferraillage des trumeaux

.4.1.1 Calcul d'armatures verticales

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

Section minimales et maximales

Selon le RPA2003 Article 7.7.4.1

Av = 0,2%Bt Bt: La section horizontale tendue de voile.

Av = 0,15%B B: La section globale de voile.

Av = 0,1%Bc Bc: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

0,1% ≤ ⇒ Av ≥ 0,1%Bt

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

V.4.1 Détermination des sollicitations

Les sollicitations obtenues par le logiciel (R.S.A)

"Sens Transversal"

Tableau V.8- *Les sollicitations voiles.1*

	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	770.83	-18.77	17.06
2	G+Q+VX	ACC	1028.04	236.52	-95.74
3	G+Q-VX	ACC	99.99	-264.46	120.91
4	G+Q+VY	ACC	235.07	1805.81	-681.01
5	G+Q-VY	ACC	892.95	-1833.76	706.18
6	0.8G+VX	ACC	865	238.8	-98.63
7	0.8G-VX	ACC	-63.05	-262.17	118.02
8	0.8G+VY	ACC	72.03	1808.1	-683.9
9	0.8G-VY	ACC	729.92	-1831.47	703.29

Tableau V.9- *Les sollicitations voiles.2*

	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	773.13	29.56	-19.25
2	G+Q+VX	ACC	1045.44	313.79	-150.24
3	G+Q-VX	ACC	85.85	-270.95	122.11
4	G+Q+VY	ACC	890.79	1840.25	-706.99
5	G+Q-VY	ACC	240.49	-1797.41	678.86
6	0.8G+VX	ACC	881.56	306.1	-146.05
7	0.8G-VX	ACC	-78.03	-278.64	126.3
8	0.8G+VY	ACC	726.91	1832.56	-702.8
9	0.8G-VY	ACC	76.61	-1805.1	683.05

Tableau V.10- *Les sollicitations voiles.3*

	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	771.22	-20.97	17.55
2	G+Q+VX	ACC	99.77	-347.08	148.53
3	G+Q-VX	ACC	1028.81	315.99	-122.64
4	G+Q+VY	ACC	325.9	1248.16	-477.14
5	G+Q-VY	ACC	802.68	-1279.25	503.03
6	0.8G+VX	ACC	-63.39	-344.05	145.52
7	0.8G-VX	ACC	865.65	319.03	-125.65
8	0.8G+VY	ACC	162.74	1251.2	-480.15
9	0.8G-VY	ACC	639.51	-1276.21	500.02

Tableau V.11- *Les sollicitations voiles.4*

	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	765.05	27.31	-18.86
2	G+Q+VX	ACC	77.75	-348.11	145.62
3	G+Q-VX	ACC	1042.11	387.74	-173.18
4	G+Q+VY	ACC	797.59	1283.37	-503.66
5	G+Q-VY	ACC	322.27	-1243.73	476.1
6	0.8G+VX	ACC	-83	-355.04	149.73
7	0.8G-VX	ACC	881.37	380.81	-169.07
8	0.8G+VY	ACC	636.85	1276.43	-499.55
9	0.8G-VY	ACC	161.53	-1250.66	480.21

"Sens Longitudinal"

Tableau V.12- *Les sollicitations voiles.1*

	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	1067.05	-22.5	-112.51
2	G+Q+VX	ACC	-201.77	930.34	771.2
3	G+Q-VX	ACC	1763.71	-963.12	-935.09
4	G+Q+VY	ACC	810.98	-45.28	-108.26
5	G+Q-VY	ACC	750.96	12.5	-55.62
6	0.8G+VX	ACC	-425.89	935.6	797.67
7	0.8G-VX	ACC	1539.58	-957.85	-908.62
8	0.8G+VY	ACC	586.85	-40.01	-81.8
9	0.8G-VY	ACC	526.83	17.76	-29.15

Tableau V.13- *Les sollicitations voiles.2*

	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	1068.01	22.32	112.29
2	G+Q+VX	ACC	1764.38	962.98	934.92
3	G+Q-VX	ACC	-201.1	-930.47	-771.36
4	G+Q+VY	ACC	751.63	-12.63	55.46
5	G+Q-VY	ACC	811.65	45.14	108.1
6	0.8G+VX	ACC	1539.81	957.74	908.53
7	0.8G-VX	ACC	-425.67	-935.71	-797.75
8	0.8G+VY	ACC	527.06	-17.88	29.07
9	0.8G-VY	ACC	587.08	39.9	81.71

Tableau V.14- *Les sollicitations voiles.3*

	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	961.83	13	-17.46
2	G+Q+VX	ACC	2387.41	637.36	628.58
3	G+Q-VX	ACC	-979.62	-618.34	-653.7
4	G+Q+VY	ACC	652.42	-9.62	-32.34
5	G+Q-VY	ACC	755.38	28.65	7.22
6	0.8G+VX	ACC	2184.92	634.62	633.8
7	0.8G-VX	ACC	-1182.11	-621.08	-648.47
8	0.8G+VY	ACC	449.93	-12.36	-27.11
9	0.8G-VY	ACC	552.89	25.91	12.44

Tableau V.15- *Les sollicitations voiles.4*

	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	963.05	-13.15	17.23
2	G+Q+VX	ACC	-978.75	618.23	653.54
3	G+Q-VX	ACC	2388.28	-637.48	-628.74
4	G+Q+VY	ACC	756.25	-28.76	-7.38
5	G+Q-VY	ACC	653.28	9.51	32.17
6	0.8G+VX	ACC	-1181.65	620.99	648.39
7	0.8G-VX	ACC	2185.38	-634.71	-633.89
8	0.8G+VY	ACC	553.35	-26	-12.53
9	0.8G-VY	ACC	450.38	12.27	27.03

V.4.2. Ferraillage des voiles :

"Sens Transversal"

Tableau V.16 - *Ferraillage des voiles*

Voile	L (cm)	a (cm)	L/10 (cm)	Cas	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A'_{calculé}$ (cm^2)
V_1	350	20	35	Spc	11,56	0
V_2	350	20	35	Spc	11,4	0
V_3	350	20	35	Spc	11.96	0
V_4	350	20	35	Spc	11.56	0

"Sens Longitudinal"

Tableau V.17- *Ferraillage des voiles*

Voile	L (cm)	a (cm)	L/10 (cm)	Cas	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A'_{calculé}$ (cm^2)
V_1	350	20	35	Spc	11,22	0
V_2	350	20	35	Spc	11,32	0
V_3	305	20	30.5	Spc	12,12	0
V_4	305	20	30.5	Spc	12.12	0

"Sens Transversal"

Tableau V.18- *La section choisie d'armatures verticales des voiles.*

Voile	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A'_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)	$A_{courante\ choisie}$ (cm^2)	st (cm)	$Av_{globale}$ (cm^2)
V_1	11,56	0	2x (4HA14)=12,32	10	2x (16HA12)=36,2	15	60,84
V_2	11,4	0	2x (4HA14)=12,32	10	2x (16HA12)=36,2	15	60,84
V_3	11.96	0	2x (4HA14)=12,32	10	2x (16HA12)=36,2	15	60,85
V_4	11.56	0	2x (4HA14)=12,32	10	2x (16HA12)=36,2	15	60,85

"Sens Longitudinal"

Tableau V.19- *La section choisie d'armatures verticales des voiles.*

Voile	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A'_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)	$A_{courante\ choisie}$ (cm^2)	st (cm)	$Av_{globale}$ (cm^2)
V_1	11,22	0	2x (4HA14)=12,32	10	2x (18HA12)=40,7	15	63,12
V_2	11,32	0	2x (4HA14)=12,32	10	2x (18HA12)=40.7	15	63,12
V_3	12,12	0	2x (4HA14)=12,32	10	2x (16HA12)=36.2	15	60,85
V_4	12.12	0	2x (4HA14)=12,32	10	2x (16HA12)=36.2	15	60,85

V.4.1.2.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC

"Sens Transversal"

Tableau V. 20-*Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.*

Voile	L (cm)	a (cm)	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
V_1	350	20	1416.69	3,5	5	C,V
V_2	350	20	1478.81	3,77	5	C,V
V_3	350	20	1049.35	2,6	5	C.V
V_4	350	20	984.11	2,50	5	C,V

.

"Sens Longitudinal"

Tableau V. 21-*Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.*

Voile	L (cm)	a (cm)	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
V_1	350	20	1006.45	2,23	5	C,V
V_2	350	20	1010.32	2,24	5	C,V
V_3	305	20	823.84	1,90	5	C.V
V_4	305	20	855.64	2,23	5	C,V

V.4.1.3.Vérification des contraintes normales à L'ELS

"Sens Transversal"

Tableau V. 22-*Vérification des contraintes normales*

Voile	N(Kn)	M (Kn.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
V_1	564.01	19.23	0,5	15	14,7	C.v	C.v
V_2	564.01	19.23	0,5	15	14,7	C.v	C.v
V_3	559.93	22.04	0,5	15	14.7	C.v	C.v
V_4	564.29	19.76	0,5	15	14.7	C.v	C.v

"Sens Longitudinal"

Tableau V. 23-*Vérification des contraintes normales*

Voile	N(Kn)	M (Kn.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
V_1	780.97	17.13	0.6	15	18.1	C.v	C.v
V_2	781.64	16.26	0,6	15	18.1	C.v	C.v
V_3	703.90	32.27	0,6	15	15,9	C.v	C.v
V_4	704.77	32.22	0,6	5	15,9	C.v	C.v

V.4.1.4.Calcul des armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est d'équilibrer l'effort tranchant dans le voile.

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

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

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

Tableau V. 24-*Calcul des armatures horizontales Sens Transversa*

Voile	$Av_{globale}$ (cm^2)	Ah_{cal} (cm^2)	$Sth_{choisie}$ (cm)	$Ah_{choisie}$ (cm^2)
V_1	60,84	40,56	13,5	2x (25HA12)=56,55
V_2	60,84	40,56	13,5	2x (25HA12)=56,55
V_3	60,85	40,56	13,5	2x (25HA12)=56,55
V_4	60,85	40,56	13,5	2x (25HA12)=56,55

Tableau V. 25-*Calcul des armatures horizontales Sens Longitudinal*

Voile	$Av_{globale}$ (cm^2)	Ah_{cal} (cm^2)	$Sth_{choisie}$ (cm)	$Ah_{choisie}$ (cm^2)
V_1	63,12	42,08	13,5	2x (25HA12)=56,55
V_2	63,12	42,08	13,5	2x (25HA12)=56,55
V_3	60,85	40,08	13,5	2x (25HA12)=56,55
V_4	60,85	40,06	13,5	2x (25HA12)=56,55

CHAPITRE VI

Etude des Fondations

I. INTRODUCTION

Les fondations sont des organes de transmission des charges provenant de la superstructure vers le sol ils sont véhiculés par les éléments porteurs.

L'effort de compression du poteau se transmet aux fondations par des bielles de compression inclinées dans La résultante horizontale de ces bielles donne deux forces de sens opposés de la traction.

VI.1. Importance de l'étude des fondations :

Le sol étant l'élément de base d'une construction, l'étude des fondations est de la première importance. La connaissance du sol de fondation doit précéder toute étude de structure quelle qu'elle soit.

En effet, le sol est une donnée alors que la structure est à définir et pour une bonne partie, la conception de celle-ci sera fonction des caractéristiques du sol de fondation

VI.1.1. Type de fondation :

Selon la hauteur d'encastrement « D », c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation, et la largeur de la base « B », on peut définir les fondations comme étant :

- superficielle si $D < 1,5.B$

-semi-profondes si $1,5.B < D < 5.B$

-Profondes si $D > 5.B$

VI.1.2. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. En raison de l'absence du rapport géotechnique en 'a pris ces résultats :

- Une contrainte admissible du sol $\sigma Sol = 1.8$ bars

VI.1.3. Le choix du type de fondation doit satisfaire les critères suivent :

- La stabilité de l'ouvrage
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Un faible cout de réalisation (économie)
- La durée de vie

VI.2. Dimensionnement :

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leur dimensionnement et à l'état limite ultime pour leurs armatures

VI.2.1. Semelles isolées :

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux.Leurs dimensions sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte.

Pour le pré dimensionnement il faut considérer l'effort normal Ns max qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC Vue l'importance de leur dimensions (risque de chevauchements) on va opter pour des semelles filantes

VI.2.2 Dimensionnement des semelles isolées

Le calcul de " A et B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre Statique :

$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{6}$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2.

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

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale àla contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}_{sol}$.

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

Si on remplace A par :

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) B \Rightarrow \frac{N}{A\times B}\left(1+\frac{3\times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

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

Remarque :

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

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

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

Tableau VI.1-.*Réactions*

	Réactions		
	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
ELU	1092.65	-1.86	-0.07
ELS	797.05	-1.35	-0.05
G+Q+Ex	855.69	-8.66	-28.29
G+Q-Ex	738.42	5.95	28.19
G+Q+Ey	823.66	47.45	-3.05
G+Q-Ey	770.44	-50.16	2.96
0.8G+Ex	607.57	-8.21	-28.26
0.8G-Ex	490.3	6.4	28.22
0.8G+Ey	575.55	47.89	-3.03
0.8G-Ey	522.33	-49.71	2.99

TableauVI.2- *Prédimensionnement*

Prédimensionnement		Dimensions choisis
A (m)	2.10	2.40
B (m)	2.10	2.40
H (m)	0.45	0.55

Tableau VI.3-*Vérification des contraintes du sol "Sens_X"*

	Vérification des contraintes du sol "Sens_X"		
	Diagramme	σ moyenne (Bar)	Vérification
ELU	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	2.31	C.v
ELS	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.80	C.v
G+Q+Ex	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.96	C.v
G+Q-Ex	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.75	C.v
G+Q+Ey	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.85	C.v
G+Q-Ey	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.76	C.v
0.8G+Ex	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.53	C.v
0.8G-Ex	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.32	C.v
0.8G+Ey	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.42	C.v
0.8G-Ey	e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.32	C.v

Tableau VI.4-*Vérification des contraintes du sol "Sens_Y"*

	Vérification des contraintes du sol "Sens_Y"		
	Diagramme	σ moyenne (Bar)	Vérification
ELU	e < B/6 => Diagramme Trapèzoidal	2.31	C.v
ELS	e < B/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.80	C.v
G+Q+Ex	e < B/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.92	C.v
G+Q-Ex	e < B/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.71	C.v
G+Q+Ey	e < B/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.94	C.v
G+Q-Ey	e < B/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.86	C.v
0.8G+Ex	e < B/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.48	C.v
0.8G-Ex	e < B/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.28	C.v
0.8G+Ey	e < B/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.51	C.v
0.8G-Ey	e < B/6 => Diagramme Trapèzoidal	1.43	C.v

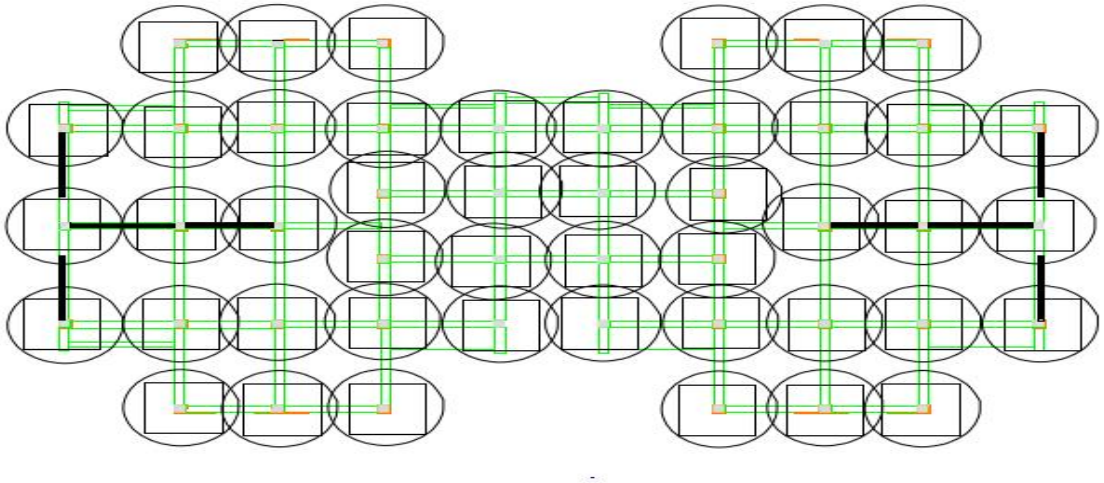


Figure VI.1-risque de chevauchement

donc A=B= 2.40m

Vue l'importance de leur dimensions (risque de chevauchements) on va opter pour des semelles filantes

VI.2.3. Les semelles filantes :

Les semelles filantes sont les fondations des voiles

Avec

B : la largeur de la semelle

L : longueur de

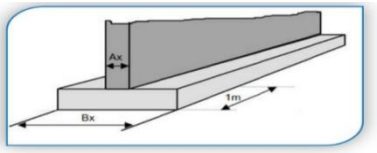


figure VI.2-*Semelle filante sous voil*

TableauVI.5- *Vérifiation des contraintes du sol "Sens Longitudinald*

	Vérification des contraintes du sol "Sens Longitudinal"				
	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	σ moyenne (Bar)	Vérification
ELU	9264.25	-72.30	0.78	2.24	C.v
ELS	7194.65	-52.05	0.72	1.74	C.v
G+Q+Ex	7194.58	-15068.42	209.44	2.11	C.v
G+Q-Ex	7194.68	14964.87	208.00	2.11	C.v
G+Q+Ey	7194.69	434.43	6.04	1.75	C.v
G+Q-Ey	7194.55	-538.41	7.48	1.75	C.v
0.8G+Ex	5579.44	-15044.66	269.64	1.72	C.v
0.8G-Ex	5579.54	14989.01	268.64	1.72	C.v
0.8G+Ey	5579.57	458.60	8.22	1.36	C.v
0.8G-Ey	5579.41	-514.28	9.22	1.36	C.v

TableauVI.6 -*Vérification des contraintes du sol "Sens Longitudinal"*

	Vérification des contraintes du sol "Sens Transversal"				
	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	σ moyenne (Bar)	Vérification
ELU	9264.25	2.01	0.02	2.24	C.v
ELS	7194.65	1.44	0.02	1.74	C.v
G+Q+Ex	7194.58	-12.08	0.17	1.75	C.v
G+Q-Ex	7194.68	14.92	0.21	1.75	C.v
G+Q+Ey	7194.69	506.88	7.05	2.00	C.v
G+Q-Ey	7194.55	-504.04	7.01	2.00	C.v
0.8G+Ex	5579.44	-12.84	0.23	1.36	C.v
0.8G-Ex	5579.54	14.14	0.25	1.36	C.v
0.8G+Ey	5579.57	506.08	9.07	1.61	C.v
0.8G-Ey	5579.41	-504.82	9.05	1.61	C.v

TableauVI.7- *Dimensions de la semelle*

Dimensions de la semelle	
largeur (m)	1.40
Hauteur (m)	0.35

Tableau VI.8- *Vérification au non poinçonnement*

Vérification au non poinçonnement	
$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	
Pu(KN)	1092.65
a (m)	0.45
b (m)	0.45
h (m)	0.25
Uc (m)	2.8
Condition non vérifiée	

Tableau VI.9- *Vérification au non_renversement (RPA99V.2003*

Vérification au non_renversement (RPA99V.2003)	
Sens Longitudinal	
Excentricité (m)	2.6964
L/4	7.39
ex < A/4 => Condition vérifiée	
Sens Transversal	
Excentricité (m)	0.0907
B/4	0.35
ey < B/4 => Condition vérifiée	

Tableau VI.10-*ferraillage de la semelle*

	Ferraillage de la semelle	
	Section théorique	Choix des armatures
As//B (cm²)	2.72	9HA12esp=17cm
As//L (cm²)	0.68	6HA12esp=15cm

TableauVI.11- *Dimensions de libage*

Dimensions du libage	
Largeur (m)	0,45
Hauteur (m)	0,70

TableauVI.12- Ferraillage de libage

	Ferraillage de libage	
	Section théorique	Choix des armatures
Travèe (cm^2)	17,3	10HA16=20,10
Appuis (cm^2)	18,6	10HA16=20,10

VI.2.4.Vérification à l'ELS

TableauVI.13- Vérification à l'ELS

	Vérification à l'ELS			
	Choix des armatures	σ_b	σ_s	obs
Travèe (cm^2)	20,10	9,2	247,1	C.v
Appuis (cm^2)	20,10	9,2	247,1	C,v

VI.3.1.Ferraillage des longrines

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

VI.3.2.Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC

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

$Fu = \frac{N_u}{\propto} \geq 20$ KN

α : (zone III / site 3) = 10 « RPA99VERSION2003 Article 10.1»

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

Fu = $\frac{N_u}{10}$ = $\frac{2377,019}{10}$ = 237,7019 KN ; A = $\frac{F_u}{F_{e/\gamma s}}$ = $\frac{237,7}{400/1,15}$ =6,83 cm^2

- **Choix des Armatures**

Section minimale: 0,6 % x (bxh) = 0,6% 0,30x0,30= 5,40 cm².

Tableau VI. 14- *Ferraillage des longrines.*

Elément	$A_{calculé}$ (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{calculé}$(cm²)
longrines	6,83	5,40	6HA14=9,24

VI.3.3Vérification des contraintes normales à l'ELS

Type de fissuration : préjudiciable.

Sollicitation a l'ELS		Contraintes normales (MPa)		Contraintes admissible (MPa)		Vérification
N_{ser}	α	σ_b	σ_s	$\overline{\sigma}_b$	$\overline{\sigma}_s$	C.V
1107,085	10	/	119,81	/	201,3	

$$F_{ser}= \frac{N_{ser}}{\propto} \ ,\sigma_s = \frac{F_{ser}}{Ach} < \overline{\sigma}_s$$

VI.3.4.FERRAILLAGE DES VOILES PERIPHERIQUES

Ce sont des murs en béton armé se trouvant au niveau de sous-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres. Le voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 3,24m et une épaisseur de 20cm.

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

ρ = $\frac{3.24}{4.60}$ =0,77 >0,4

Donc le panneau se travaille suivant les deux directions, on utilise la méthode des lignes du rupture (annexe C) pour le calcul des moments à l'ELU, et la méthode Forfaitaire (annexe D) pour le calcul des moments à l'ELS

VI.3.5Calcul de la poussée des terres

$P_1 = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_\gamma \times h^2$ avec h = 3,24 m ; $K_\gamma = tan^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

Tableau VI.15- *Tableau des données*

$\gamma\ (KN/m^2)$	K_γ	$P_1\ (KN/ml)$	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
19	0,49	48,87	65,97	48,87

VI.3.6.Calcul de ferraillage a l'ELU

Tableau VI. 16 - *Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique.*

Elément	M_u (KN)		Ep (cm)	$A_{calculée}\ (cm^2)$	St (cm)	Choix (cm^2)
Les armatures verticales (Sens x)	Travée	35,02	20	6,00	15	7HA12 =7,92
	Appuis	-12,36	20	2,10	15	7HA12 =7,92
Les armatures horizontales (Sens y)	Travée	19,38	20	3,30	15	7HA12 =7,92
	Appuis	-20,60	20	3,51	15	7HA12 =7,92

VI.3.7.Vérification des contraintes normales à l'ELS

Tableau VI. 17 - *Vérification des contraintes normales à l'ELS*

Elément	M_u (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Les armatures verticales (Sens x)	Travée	25,94	2,9	164	15	C.V
	Appuis	-9,16	1,0	57,9	15	C.V
Les armatures horizontales (Sens y)	Travée	14,36	1,6	90,8	15	C.V
	Appuis	-15,26	1,7	96,5	15	C.V

VI.3.8Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$\tau \leq \overline{\tau} = \frac{0{,}07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$; $T_{max} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x}$

Tableau VI. 18-*érification des contraintes de cisaillemen*

b (cm)	H(cm)	$t_u(kn)$	τ (MPa)	$\overline{\tau}$(MPa)	obs
100	20	76,70	0,43	1,16	C,v

Conclusion

Conclusion

Pour conclure, la réalisation de ce projet nous a permis de nous interroger sur l'étude Technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment de R+5avec sous-sol. Mais également de nous faire réaliser un travail de recherche et d'étude appliquée sur un sujet qui fut très intéressant.

Ce projet s'est révélé être très enrichissant car il nous a permis de comprendre d'avantage les différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis, de même que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Aussi, nous avons détaillée l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments et leurs dimensionnements, lors de la conception du bâtiment.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2019, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Pour le ferraillage des éléments structuraux : on a remarqué que les résultats obtenus par Robot Structural Analysis Professional 2019 sont très proche aux résultats du BAEL

Le calcul de l'ouvrage en béton armé a été élaboré par les méthodes manuelles (méthodes classiques) aussi par les méthodes de calcul programmées (méthode automatique) dont nous avons appliqué pour cette dernière des logiciels qui nous ont offert Plusieurs avantages parmi lesquels

- La capacité de calcul.
- La vitesse de conception et d'exécution.
- La précision.
- L'analyse statique et dynamique.

Pour finir , on conclure que lorsque on change le site du notre batiment il va affecter sur le deplacement inter etage et plus important le feraillage de la structure .

Bibliographie

Bibliographie

Documents techniques règlementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.R-B.C.2.41
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) : D.T.R-B.C.2.48
- Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2
- Et d’autre mémoire master 2

Logiciels :

- Robot Structural Analysis Professional 2019
- Robot EXPERT 2010
- Autocad 2017
- WPS Office