REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie

Civil Spécialité :

Structures

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation en Sous-sol + RDC + 06 étages

Présenté par

Gheribi Mohamed

Dirigé par

Dr. ZEMIRLINE SOULEF

Promotion_Juin_2025

Remerciement

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

Nous remercions notre promotrice madame Zemirline avec qui nous avons eu le privilège de travailler.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont offert tout se savoir.

Dédicace

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à

« Allah » qui nous a donné la force et la patience pour achever cette réalisation.

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

Á celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon coeur,

" ma mère ".

Á celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage,

àl'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur,

" mon père ".

Á mes frère .

Á mes chers amis.

et toute la promotion 2024

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة هيكل خرساني مسلح لمبنى سكني مكون من طابق أرضي + 7 طوابق، يقع في ولاية الجزائر، التي تصنف كمنطقة ذات زلزالية عالية (المنطقة الثالثة). يتم ضمان مقاومة الهيكل للأحمال الأفقية والعمودية بواسطة نظام إطارات مدعومة بجدران.

تم تحديد أبعاد وحساب تسليح جميع العناصر المقاومة وفقًا للأنظمة الجزائرية السارية: القواعد الزلزالية الجزائرية (RPA99)نسخة 2003 وقواعد تصميم وحساب الهياكل الخرسانية المسلحة (CBA93).

تم إجراء الدراسة الزلزالية باستخدام الطريقة العددية القائمة على طريقة العناصر المحدودة بواسطة برنامج

. "ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020" وأخيرًا، قمنا بدراسة البنية التحتية عن طريق حساب الأساسات.

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

Résumé

Ce projet vise à étudier la structure en béton armé d'un bâtiment résidentiel en RDC + 7 étages, situé dans la wilaya d'Alger, une zone classée à forte sismicité (Zone III). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de portiques contreventés par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été réalisés conformément aux règlements algériens en vigueur : les règles parasismiques algériennes (RPA99) version 2003 et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).

L'étude sismique a été effectuée en utilisant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis, via le logiciel « ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020 ». Enfin, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

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

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure of a residential building with a ground floor and 7 floors, located in the province of Algiers, classified as a high seismicity zone (Zone III). The structure's resistance to horizontal and vertical loads is ensured by a system of frames braced by walls.

The design and calculation of the reinforcement for all resistant elements were carried out in accordance with the current Algerian regulations: the Algerian seismic rules (RPA99) version 2003 and the design and calculation rules for reinforced concrete structures (CBA93).

The seismic study was conducted using the numerical method based on the finite element method, via the software " ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020". Finally, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

Keywords: structures, reinforcement, reinforced concrete, foundation, seismic study.

SOMMAIRE

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE 2

I. Introduction 3

I .1 Présentation de l'ouvrage et caractéristiques géométriques de la structure 3

I.2.1 Dimensions en plan du bâtiment : 3

I. 3.1. Choix constructif : 3

I.3.2. Les planchers : 3

I.3.3. Maçonnerie 3

- Murs extérieurs (doubles cloisons) : ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une l'âme d'air de 10 cm 4
- Murs intérieurs (simples cloisons) : seront en simple cloison de même type de briques de 10 cm d'épaisseur. 4

I.3.4. Acrotère 4

I.3.5. Escaliers 4

I.3.6. Revêtement Les différents revêtements utilisés dans le bâtiment sont : 4

I.4 Infrastructure 4

I.5 Caractéristique mécaniques des matériaux 4

I.5.1. Béton 4

I.5.1.a. Ciment 4

I.5.1.b. Granulats 5

I.5.1.c. Eau de gâchage 5

I.4.2. Acier 5

I.5.2.a. Type d'Acier 5

I.5.2.b Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [Art A.2.2.1] 5

I.6. Conclusion 5

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structurants 7

II.1. Introduction : 8

II.2. Pré-dimensionnement des planchers : 8

II.2.1. Plancher à corps creux : 8

II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations : 9

II.3.A. Charges permanentes : 9

II.3. A.1. Maçonnerie : 9

II.3. A.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) : 9
II.3. A.1.2. Murs extérieurs (double cloison) : 9
III.3. A.2. Plancher à corps creux : 10
II.3.B. Charges d'exploitation : 11
II.4. Pré-dimensionnement des poutres : 11
II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres principales et secondaires : 12
Conclusion : 12
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux : 13
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement : 13
II.5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf : 14
II.5.3. Calcul de l'effort N_{adm} : 14
II.5.4. Le choix de poteau le plus sollicité (C - 3) : 14
II.5.5. Descente des charges : [Art 6.3] 14
II.5.5.a Surcharges d'exploitation : 15
II.5.5.b. Détermination des charges permanentes : 15
II.5.6. Vérification selon RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1] 16
II.5.7. Vérification aux zones nodales : [Art 7.5.1] 16
II.6. Pré dimensionnement des voiles : [Art 7.7.1] 17
II.7. Conclusion : 17
Chapitre III : Calcul des éléments secondaire 18
III.1. Introduction : 19
III.2. L'acrotère : 19
III.2.1. Introduction : 19
III.2.2. Principe de calcul : Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1KN/m due à la main courante. 19
III.2.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation : 20
III.2.4. Calcul de ferraillage : 20
III.2.4.1. A'E.L. U : 20
III.2.4.2. Vérification à l'ELS : 21
III.2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton : 21
III.3. Calcul des planchers : 22
III.3.1. La dalle de compression : 22
III.3.2. Calcul des poutrelles : 23
III.3.2.1. Calcul avant coulage : 24
III.3.2.2.3. Calcul du ferraillage : 25

III.3.2.2.4. Vérification de l'effort tranchant : 26
III.3.2.2.5. Vérifications des armatures longitudinales à L'ELS : 27
III.3.2.2.6. Vérification de la flèche à l'ELS : 27
III.4. Les escaliers : 27
III.4.1. Introduction : 27
III.4.2. Définition des éléments d'un escalier : 27
III.4.3. Les déférents types d'escaliers : 28
III.4.3.1. Escalier droite à deux volets : 29
III.4.3.2. Pré dimensionnement : 29
III.4.3.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations : 29
III.4.3.4. Combinaison des charges : 30
III.4.3.5. Détermination des efforts : 30
III.4.3.6. Ferraillage : 31
III.4.3.7. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 32
III.4.3.8. Vérification de la flèche : [ArtB6.8.4.2.4] 33
III.4.4. Calcul de la poutre palière : 33
III.4.4.1. Pré dimensionnement : 34
III.4.4.2. Vérification des prescriptions du RPA 99 V 2003 : 34
III.4.4.3. Evaluation des charges : 34
III.4.4.4. Ferraillage de Poutre palière : 35
III.4.4.5. Vérification des contraintes à l'ELS : 35
III.4.4.6. Vérification de l'effort tranchant : 36
Les étapes de calcules dans annexe 5 36
III.4.4.7. Armatures transversales : 36
III.4.4.8. Vérification solen RPA 99 V 2003 : [Art 7.5.2.1] 36
III.4.4.9. Vérification de compression dans la bielle de béton : 36
III.4.4.10. Vérification au voisinage de l'appui : 36
III.4.4.11. Vérification de la flèche : 37
Chapitre IV : Etude dynamique 38
CHAPITRE IV : Etude dynamique 39
IV.1. Introduction 39
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 39
Centre de masse : (ou de gravité) c'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné. 39
Centre de rigidité : c'est le centre de torsion de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse. 39

Calcul de la rigidité des éléments résistants....40
Excentricité statique (théorique)....42
IV.3. Modélisation de la structure....42
Introduction....42
Analyse de notre structure....42
IV.4. Choix de la méthode de calcul....45
Introduction....45
Méthode d'analyse modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 »)....45
Analyse modale....47
V.1. Introduction....58
Combinaisons données par le CBA93....58
Combinaisons données par le RPA99 version2003....58
V.2. Ferraillage des poutres....58
Recommandation des règlements :....58
Ferraillage longitudinal des poutres....58
Vérification des contraintes à l'ELS....59
Vérification de la flèche....60
Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU....60
Ferraillage transversal des poutres....61
V.3. Ferraillage des poteaux....62
Armatures longitudinales....62
Armatures transversales....64
V.4. Ferraillage des voiles :....66
V.4.1.Ferraillage des trumeaux (voile plein)....66
CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE....71
VI.1. Introduction....72
VI.2. Types de fondations....72
VI.3.1. Caractéristiques du sol....72
VI.3.2. Choix du type de fondations....73
VI.4. Méthode de calcul....73
VI.4.1. Semelle isolée sous poteaux....73
a) Répartition trapézoïdale de réaction du sol....73
VI.4.1. Vérification de l'interférence entre deux semelles....74
VI.4.2. Semelle filante (continue)....75
VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles....76
VI.4.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes....76

VI.4.2.3. Vérification de la contraint des semelles filantes 77
VI.4.2.4. Vérification des semelles filantessur les deux sens (X ; Y) (croisées) 77
VI.4.2.5.Vérification de la stabilité au renversement.....78
VI.4.2.6. Vérification de la capacité portante: 78
VI.4.2.7.Vérification de poinçonnement de semelle filante croisée 79
VI.4.2.8. Ferraillage des Semelles filantes croisée 79
VI.5.Poutre de libage.....80
VI.5.1.Dimensionnement de la poutre de libage 80
VI.5.2.Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage « CBA91 Article A.5.2.4.2 » F ≤ FLimite = 0,045. uc.h.fcjγb 80
VI.5.3.Ferraillage Poutre de libage.....80
VI.5.4.Armature calculée en travée et en appuis 81
VI.5.5.Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU 82
VI.5.6. Armatures de peau selon [CBA93 Art.7.3].....82
VI.6.Ferraillage des longrines 83
VI.6.1.Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC 84
VI.6.2.Vérification des contraintes normales à l'ELS.....84
VI.7.Etude de voile peripherique :.....85
VI.7.1. Dimensionnement :.....85
VI.7.2.Détermination des sollicitations : 85
VI .7.3Methode de calcul :.....86
VI.7.4.Calcul des moments : 86
VI.7.4.1.Methode des lignes des reptures :.....87
VI.7.4.2Calcul des moments : 87
VI.7.5.calcul du ferraillage:.....87
VI.7.6.Verification a LELS : 88
VI.7.7.Verification de l'espacement :.....88
VI.7.8.Verification de la fleche:.....89
VI.7.9.Verification de l'effort tranchant:.....89
CONCLUSION GENERALE.....91

LISTE DES TABLEAUX

- **Tableau I.1** : Les types d'aciers utilisés et leurs uances……6

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURANTS

- **Tableau II.1** : Charge permanente des murs intérieurs (simple loison)……..……10
- **Tableau II.2** : Charge permanente des murs extérieurs (double loison)……..……11
- **Tableau II.3** : Charges permanentes du plancher terrasse naccessible……11
- **Tableau II.4** : Charge permanente du plancher ourant……..…12
- **Tableau II.5** : Charges d'exploitation par sage……12
- **Tableau II.6** : Pré-dimensionnement des poutres principales et econdaires……13
- **Tableau II.7** : Calcul de l'effort normal admissible adm……15
- **Tableau II.8** : Détermination des charges d'exploitation umulées……...16
- **Tableau II.9** : Charges permanentes par niveau……...16
- **Tableau II.10** : Effort normal ultime Nu par iveau……..17
- **Tableau II.11** : Vérification selon RPA99 version 003……17
- **Tableau II.12** : Vérification aux zones odales……..18

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

- **Tableau III.1** : Combinaison des charges de 'acrotère……..…21
- **Tableau III.2** : Efforts à l'ELU et l'ELS pour 'acrotère……..21
- **Tableau III.3** : Données de calcul du ferraillage de 'acrotère……..21
- **Tableau III.4** : Résultats du ferraillage à 'ELU……21
- **Tableau III.5** : Vérification à l'ELS pour 'acrotère……22
- **Tableau III.6** : Vérification de la flèche pour la poutrelle d'étage ourant……...25
- **Tableau III.7** : Évaluation des charges et surcharges……..26
- **Tableau III.8 & III.9** : Sollicitations dans les poutrelles (ELU & ELS)……26
- **Tableau III.10** : Récapitulatif des efforts internes……...26
- **Tableau III.11 & III.12** : Section des armatures longitudinales des poutrelles……..27
- **Tableau III.13** : Détermination des armatures transversales des poutrelles……27
- **Tableau III.14** : Vérification des contraintes à l'ELS…….……..…28
- **Tableau III.16 & III.17** : Charges permanentes de la paillasse et du alier……..…30
- **Tableau III.18** : Combinaison des charges de 'escalier……...31
- **Tableau III.19** : Résultats des efforts maximaux dans 'escalier……..31

- **Tableaux III.20 à III.23** : Données et sections d'armatures pour 'escalier…….32
- **Tableau III.24** : Vérification de l'effort tranchant de l'escalier……...33
- **Tableau III.25** : Vérification des contraintes à l'ELS(escalier)……...33
- **Tableau III.26** : Résultats de la flèched'escalier……..33
- **Tableau III.27** : Moments et efforts tranchants pour la poutre palière……35
- **Tableaux III.28 à III.29** : Ferraillage de la poutre palière……...35
- **Tableau III.30** : Vérification des contraintes à l'ELS (poutrepalière)…….36
- **Tableau III.31** : Vérification de l'efforttranchant……36
- **Tableau III.32** : Armatures transversales de la poutre palière…….36

CHAPITRE IV : ÉTUDE DYNAMIQUE

- **Tableau IV.1** : Calcul des centres de masse et de rigidité de la structure autostable……...43
- **Tableau IV.2** : Comportement des trois premiers modes autostable……43
- **Tableau IV.3** : Centre de masse et centre detorsion…….44
- **Tableau IV.4** : Excentricité suivant les deuxdirections……45
- **Tableau IV.5** : Surface revenant auxvoiles……..46
- **Tableau IV.6** : Détermination du facteur de qualité Q de lastructure……..47
- **Tableau IV.7** : Comportement des trois premiers modes (avec voiles de contreventement)...47
- **Tableau IV.8** : Participation des massesmodales……48
- **Tableau IV.9** : Valeurs de la forcesismique……49
- **Tableau IV.10** : Vérification de la résultante des forces sismiques decalcul……...50
- **Tableau IV.11** : Distribution de la résultante des forces sismiques selon lahauteur……51
- **Tableau IV.12** : Valeurs des moments de stabilité et derenversement…….51
- **Tableau IV.13** : Vérification des déplacements inter-étage suivant X…….52
- **Tableau IV.14** : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y…….52
- **Tableau IV.15** : Vérification de l'effet P-Δ……..53
- **Tableau IV.16** : Vérification de cisaillement des poutres……54
- **Tableau IV.17** : Vérification de cisaillement des poteaux……...54
- **Tableau IV.18** : Vérification de cisaillement des voiles suivant X…..……55
- **Tableau IV.19** : Vérification de cisaillement des voiles suivant Y……..55
- **Tableau IV.20** : Vérification de l'effort normal réduit suivant X……56
- **Tableau IV.21** : Dimensions finales des éléments structuraux……56

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

- **Tableau V.1** : Section calculée d'armatures des poutres porteuses……..58

- **Tableau V.2** : Section choisie d'armatures des poutres porteuses……58
- **Tableau V.3** : Section calculée d'armatures des poutres secondaires non porteuses……...59
- **Tableau V.4** : Section choisie d'armatures des poutres secondaires non porteuses……59
- **Tableau V.5** : Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS……...59
- **Tableau V.6** : Vérification des contraintes des poutres non porteuses à l'ELS……60
- **Tableau V.7** : Vérification des sections d'armatures……60
- **Tableau V.8** : Section d'armatures transversales des poutres……..61
- **Tableau V.9** : Section d'armatures des poteaux à l'ELU et à l'ACC……...63
- **Tableau V.10** : Vérification des contraintes des poteaux à l'ELS……63
- **Tableau V.11** : Section d'armatures transversales des poteaux……65
- **Tableau V.12** : Section calculée d'armatures verticales des voiles……..67
- **Tableau V.13** : Section choisie d'armatures verticales des voiles……67
- **Tableau V.14** : Vérification des contraintes des voiles à l'ELS……...68
- **Tableau V.15** : Section d'armatures horizontales des voiles……68

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

- **Tableau VI.1** : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS……..74
- **Tableau VI.2** : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS (sens porteur X)……..76
- **Tableau VI.3** : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes (sens porteur X)...77
- **Tableau VI.4** : Vérification de $\Sigma\sigma ser < \sigma sol$……77
- **Tableau VI.5** : Vérification des semelles filantes croisées sur les deux sens (X ; Y)……..78
- **Tableau VI.6** : Vérification de renversement des semelles filantes croisées……...78
- **Tableau VI.7** : Vérification de la capacité portante pour les semelles filantes croisées…..…79
- **Tableau VI.8** : Vérification de poinçonnement de la semelle filante croisée…… .79
- **Tableau VI.9** : Choix de méthode de calcul des semelles filantes croisées……79
- **Tableau VI.10** : Ferraillage des semelles filantes croisées……...80
- **Tableau VI.11** : Pré-dimensionnement des poutres de libage……..80
- **Tableau VI.12** : Vérification de poinçonnement des poutres de libage……...81
- **Tableau VI.13** : Détermination des valeurs de F des poutres de libage……...81
- **Tableau VI.14** : Ferraillage longitudinal des poutres de libage……...81
- **Tableau VI.15** : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres de libage……82
- **Tableau VI.16** : Section calculée et choisie des poutres de libage……...82
- **Tableau VI.17** : Vérification de cisaillement des poutres de libage……82
- **Tableau VI.18** : Ferraillage des longrines……84

- **Tableau VI.19** : Vérification des contraintes normales des longrines à l'ELS……84
- **Tableau VI.20 :** Les Travaille interne et externe……87
- **Tableau VI.21 :** Les efforts internes……87
- **Tableau VI.22 :** Ferraillage du mur de soutènement**…**……88
- **Tableau VI.23 :** Vérification des contraintes à l'ELS……..89

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURANTS

- **Figure II.1** : Coupe du plancher à corps creux…….……10

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

- **Figure III.1** : L'acrotère……...…20
- **Figure III.2** : Schéma statique de l'acrotère……..…20
- **Figure III.3** : Ferraillage de l'acrotère……...…22
- **Figure III.4** : Disposition des armatures de la table de compression……...24
- **Figure III.5** : Les sections considérées pour le calcul des ferraillages……27
- **Figure III.6**: Représentation d'un escalier……29
- **Figure III.7** : Schéma de l'escalier……...29
- **Figure III.8** : Schéma statique de l'escalier……..29
- **Figure III.9** : Schéma statique d'escalier à ELU et à ELS……...31
- **Figure III.10** : Dimensionnement de la poutre palière……35
- **Figure III.11** : Diagramme de moment (ELU)……35
- **Figure III.12** : Diagramme de moment (ELS)……...…35
- **Figure III.13** : Diagramme de l'effort tranchant (ELU)……...36

CHAPITRE IV : ÉTUDE DYNAMIQUE

- **Figure IV.1** : Inerties des voiles et des poteaux……40
- **Figure IV.2** : Disposition finale des voiles……...44
- **Figure IV.3** : Les forces agissant sur la stabilité au renversement……...50

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

- **Figure V.1** : Disposition de ferraillage pour les poutres principales (PP)……61
- **Figure V.2** : Disposition de ferraillage pour les poutres secondaires porteuses……...63
- **Figure V.3** : Disposition du ferraillage des poteaux en fonction de leurs dimensions……66

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

- **Figure VI.1** : Bulles de pression sous la semelle……..75
- **Figure VI.2** : Chevauchement des bulles de pression sous les semelles……..75

- **Figure VI.3** : Semelles filantes sous plusieurs poteaux……75
- **Figure VI.4** : Plan de coffrage des fondations……...78
- **Figure VI.5** : Ferraillage de la poutre de libage……83
- **Figure VI.6** : Disposition des armatures des longrines……85
- **Figure VI.7** : Mur de soutènement……86
- **Figure VI.8** : Les dimensions du panneau le plus sollicité……...86
- **Figure VI.9** : Les lignes de ruptures dans le panneau……...87

Notation

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.

At : Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Ltot : longueur total.

L_f : Longueur de flambement.

Lt : Largeur de la section tendue.

Lt : 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.

Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Eij: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M0 : Moment isostatique.

Mt: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu: Moment fléchissant à l'E.L.U.

Nser : Effort normal à l'E.L.S.

Nu : Effort normal ultime.

Tu , Vu: Effort tranchant ultime.

Tser , Vser : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

Ra : Réaction à gauche.

Rb: 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.

b0 : 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.

e0 : excentricité.

a : épaisseur du voile.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If: Longueur de flambement.

St, t : Espacement d'armature transversale.

Srep: Espacement de répartition.

SZN : Espacement dans la zone nodale.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β :bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

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 moyenne.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

Autres notations :

Acc : Etat accidentel.

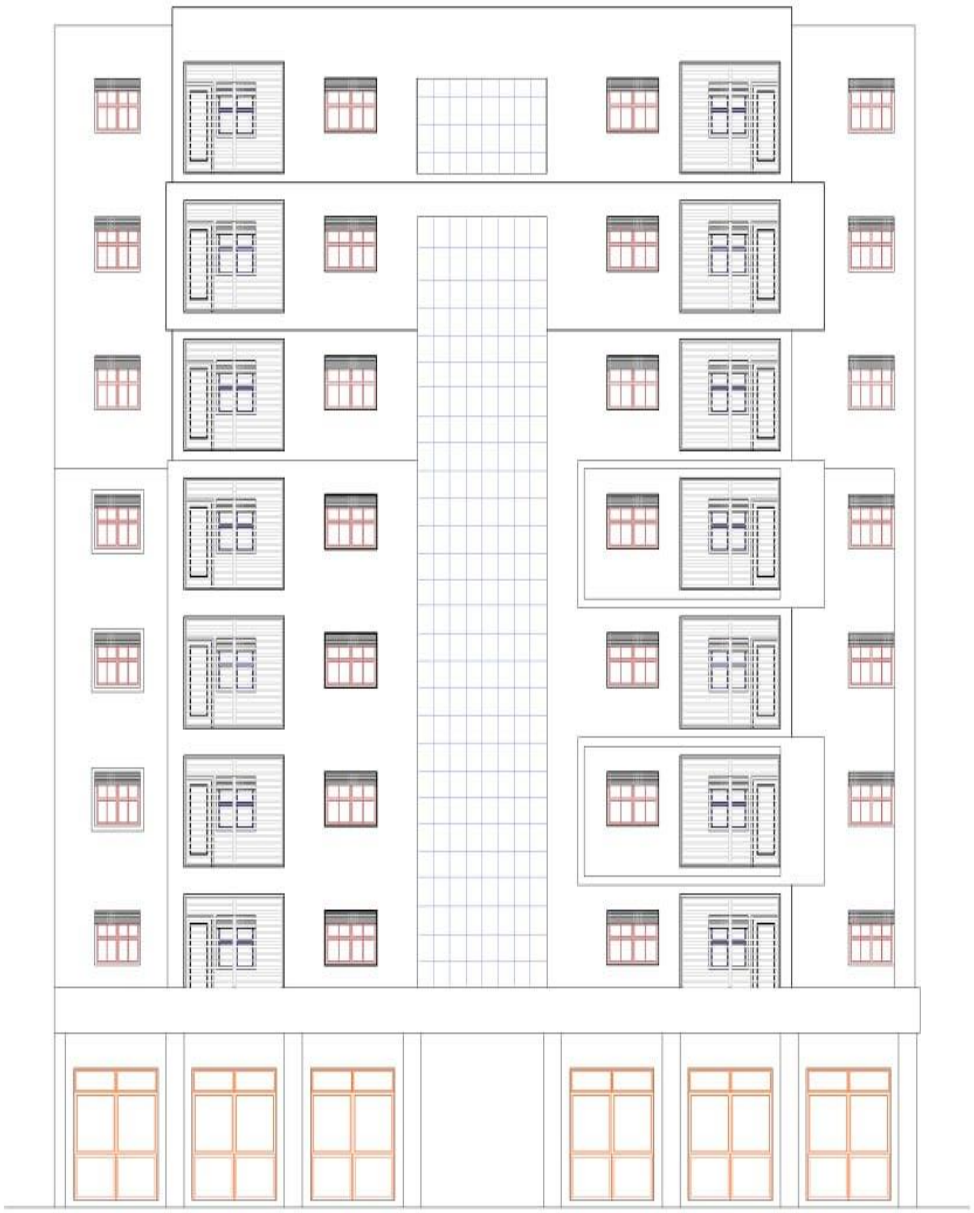
BA: Béton armé.

HA : Haut adhérence

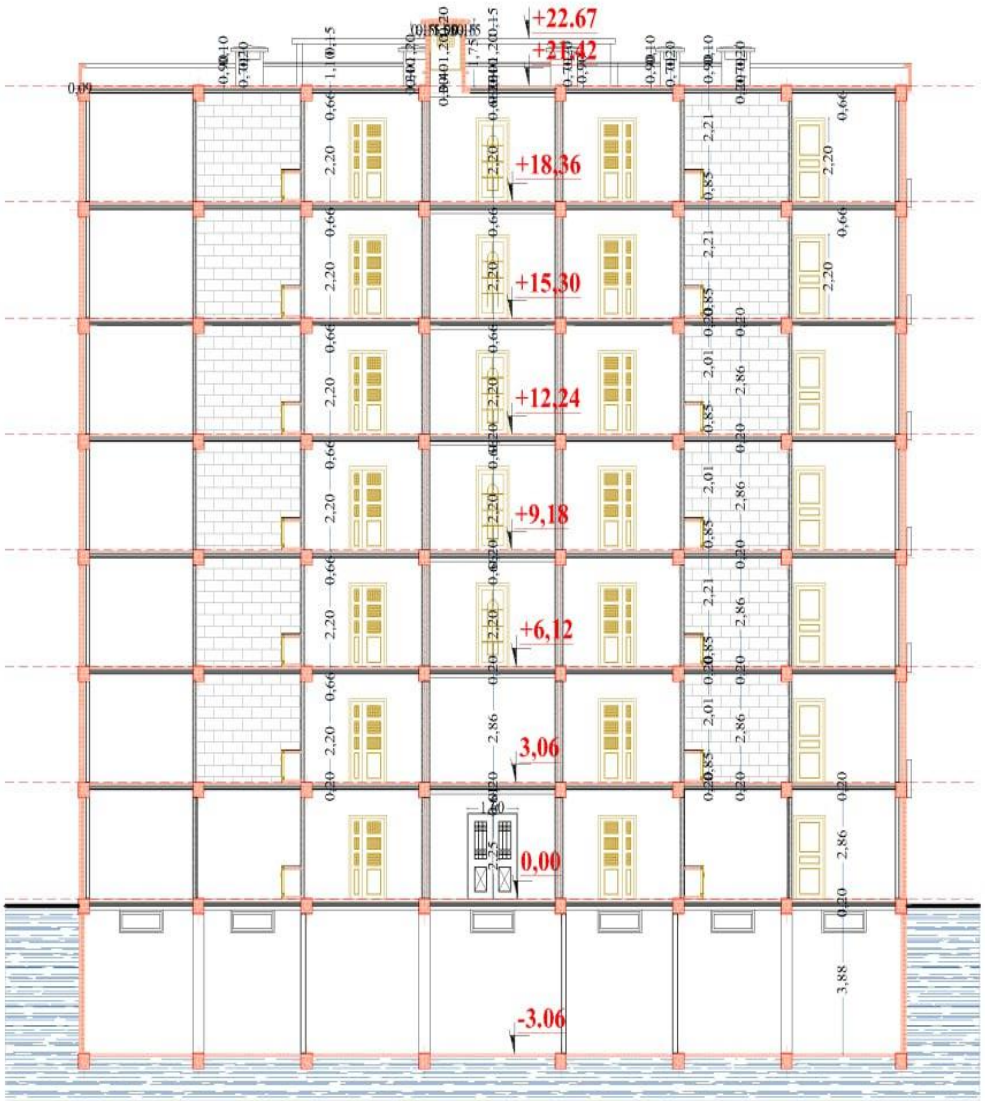
FeE : Nuance de l'acier

C.V : Condition vérifiée.

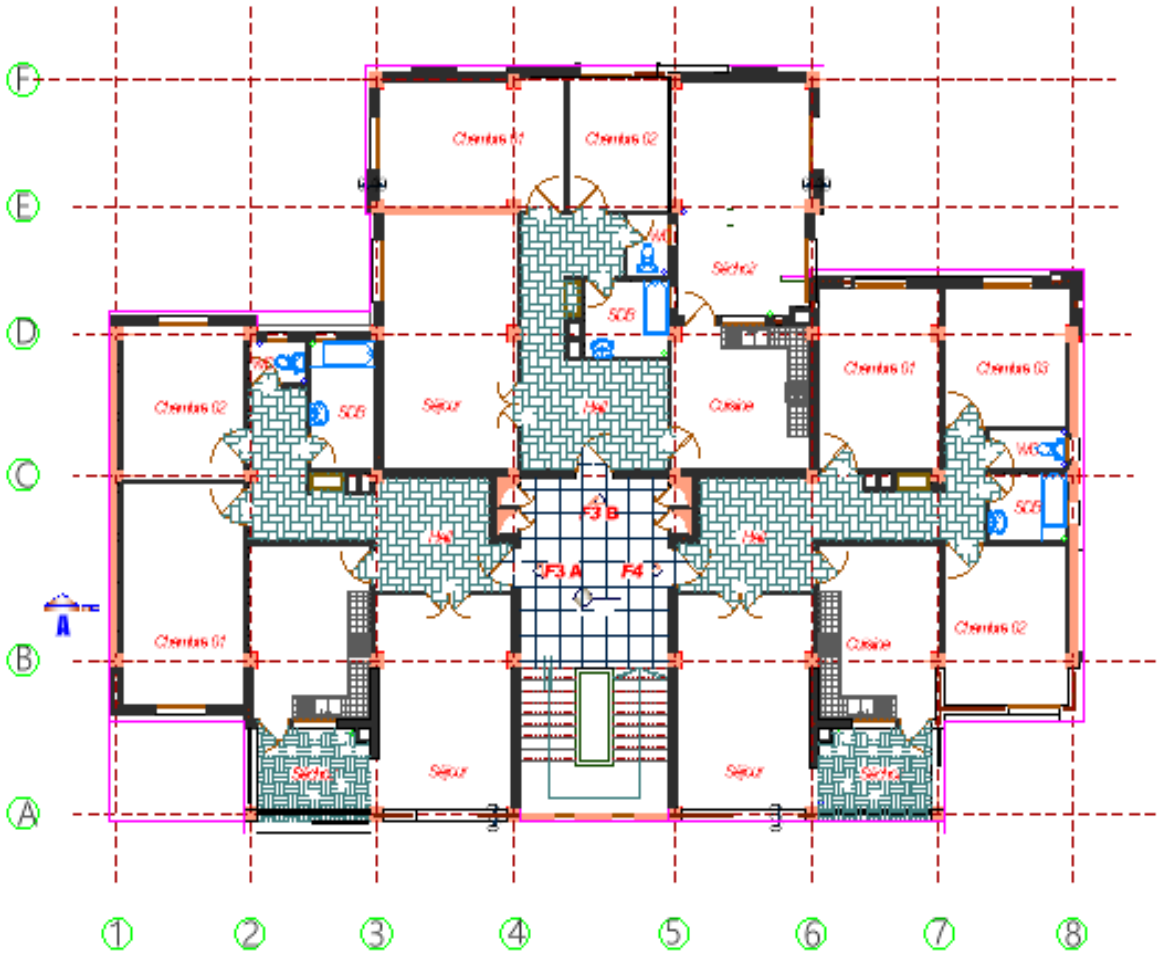
C.N.V : Condition non vérifiée.



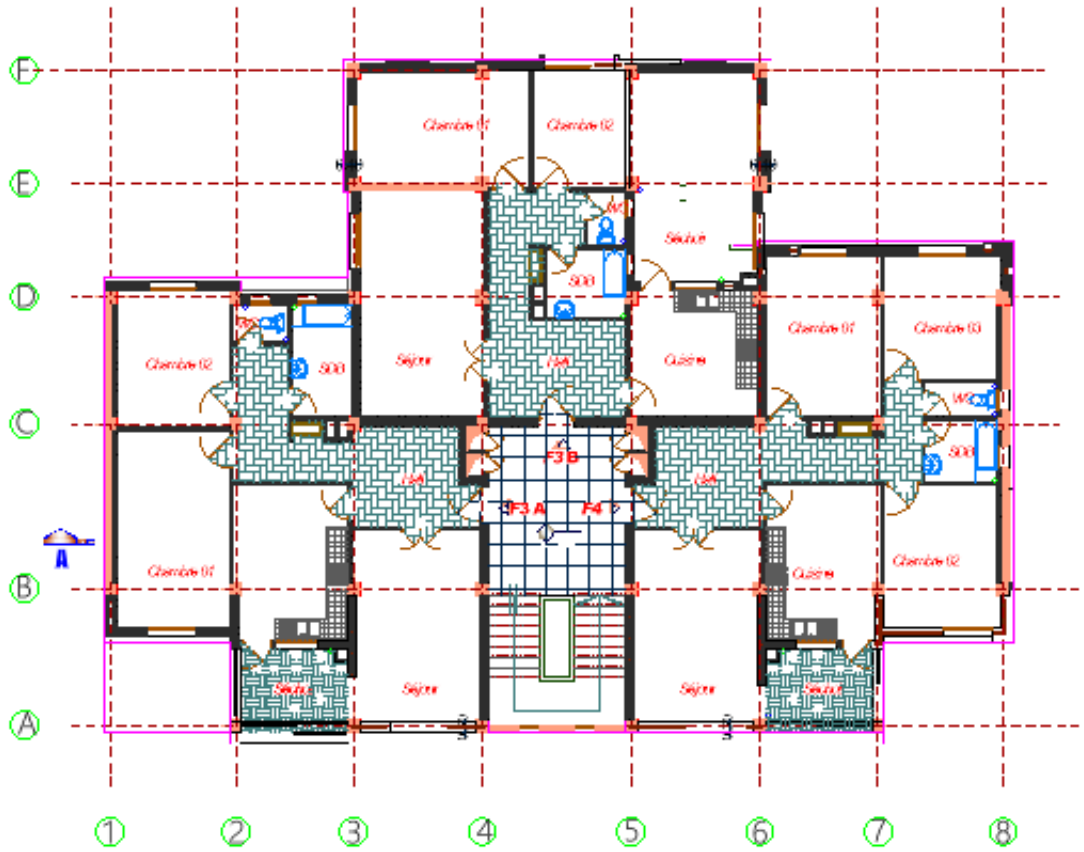
PLAN DE FACADE



COUPE A-A


F
E
D
C
B
A
1
2
3
4
5
6
7
8
Chambre 01
Chambre 02
Séjour
Cuisine
SDB
WC
F3 B
F3 A
F4

Plan du rdc



Plan du 1 ere étage

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le but d'une étude d'un bâtiment est de concevoir et de dimensionner une structure en béton armé, en charpente métallique ou mixte, qui respecte les normes et les règles de l'art, ainsi que les exigences de sécurité, de l'économie, de confort et de performance énergétique.

Une étude du bâtiment comprend généralement les étapes suivantes:

- L'analyse du site, qui prend en compte les caractéristiques géotechniques, topographiques, climatiques et réglementaires du terrain.
- La conception structurelle, qui calcule les charges, les efforts, les déformations et les déplacements des éléments porteurs du bâtiment, en tenant compte des sollicitations permanentes, variables et accidentelles, notamment le séisme.
- Le dimensionnement des éléments, qui vérifie la résistance, la stabilité et la durabilité des éléments de la structure, en appliquant les règles de calcul et de ferraillage appropriées.
- Le choix des matériaux, qui sélectionne les matériaux les plus adaptés aux exigences du projet, en termes de qualité, de coût et de disponibilité.
- L'étude des assemblages, qui détermine les modes de liaison entre les éléments de la structure, en assurant la continuité et la rigidité de l'ensemble.
- L'étude des fondations, qui propose le type et la profondeur des fondations, en fonction de la nature du sol et des charges du bâtiment.
- L'établissement des plans d'exécution, qui détaille les dimensions, les formes, les positions et les quantités des éléments de la structure, ainsi que les indications nécessaires à la réalisation du chantier.

On va faire tout ça dans ce projet à l'aide du robot structural analysis 2023, Socotec et AutoCAD en respectant les règlements algériens en vigueur

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I. Introduction

Ce chapitre va consacrer à la description générale de notre bâtiment et donne un aperçu sur le site d'implantation et la zone sismique considérée selon le règlement en vigueur. Ainsi, pour donner les caractéristiques géométriques de la structure étudiée et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans cette dernière.

I .1 Présentation de l'ouvrage et caractéristiques géométriques de la structure

Ce projet est un bâtiment en béton armé constitué d'un Sous-sol + RDC+ 6 étages à usage d'habitation qui sera implanté à BERROUAGUIA, Wilaya de MEDEA. C'est un site classé dans la zone (IIa) de moyenne sismicité, selon le Règlement Parasismique Algérien. Notre étude sera conforme aux exigences des règlements Algériens en vigueur, à savoir :

- Règlement de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « CBA 93 » ;
- Règlement Parasismique Algérien « RPA99 version 2003 ».

I.2.1 Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment en plan : 26,5m.
- Largeur totale du bâtiment en plan : 19,6m.
- Hauteur des étages courants : 3,06 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée : 3,06 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 20,63m.

I. 3.1. Choix constructif :

La résistance du bâtiment sera assurée par un système de contreventement mixte (Portique voiles), dans les deux directions (X, Y), et cela pour répondre aux exigences de la réglementation parasismique Algérienne en tenant compte de la hauteur du bâtiment.

I.3.2. Les planchers :

Nous avons UN type de planchers : plancher à corps creux.

I.3.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

○ **Murs extérieurs (doubles cloisons) :** ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une l'âme d'air de 10 cm**.**

○ **Murs intérieurs (simples cloisons)** : seront en simple cloison de même type de briques de 10 cm d'épaisseur.

I.3.4. Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.3.5. Escaliers

Les escaliers sont droits à 3 volées comprenant un palier de repos.

I.3.6. Revêtement

Les différents revêtements utilisés dans le bâtiment sont :

○ Carrelage pour les planchers et les escaliers.

○ Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

○ Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.4 Infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts transmis par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été adoptées conformément au rapport du sol.

I.5 Caractéristique mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures **(CBA 93).**

I.5.1. Béton

I.5.1.a. Ciment

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, nous avons utilisé du béton ayant un dosage en ciment CEM II 42,5 de 350Kg/m³ ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à $fc28 = 25\ MPa$

I.5.1.b. Granulats

Le béton est constitué de deux types de granulats. -

Sable de dimension inférieure à 5 mm -

Gravier de dimension inférieur à 25mm (3/8,8/15 et 15/25).

I.5.1.c. Eau de gâchage

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le béton.

I.4.2. Acier

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.5.2.a. Type d'Acier

Le Tableau I.1, donne les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre	Fe (MPa)
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	HA≥ 8	400
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	TLE520	$0 \leq Ø \leq 6$	520
Barre à rond lisse	Armatures transversales	FeE235	$6 \leq Ø \leq 8$	235

I.5.2.b Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [Art A.2.2.1]

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé :

Es=2.105 MPa

I.6. Conclusion

Pour notre projet, les valeurs utilisées sont :

fc28 = 25MPa

ft28 = 0,6+0,06*fc28 = 2,1MPa

Ei28 = 32164.2MPa

Ev28 = 3700 (f.c28)^1/3 = 10818.

$$\begin{cases} \sigma bc = 14.2MPa & Situation\ durable. \\ \sigma bc = 18.5MPa & Situation\ accidentale. \end{cases}$$

$$\begin{cases} \tau u = 3{,}33MPa & Fissuration\ peu\ nuisible. \\ \tau u = 2.5MPa & Fissuration\ préjudiciable\ ou\ trés\ préjudiciable. \end{cases}$$

σbc = 15 MPa (à l'ELS)

FeE400, Fe=400MPa Pour les armatures longitudinales.

σs = 201.63MPa → Fissuration préjudiciable pour les HA.

σs = 164.97MPa → Fissuration trés préjudiciable pour les HA.

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structurants

II.1. Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure, ces dimensions sont choisies selon les règles du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après la vérification dans la phase de calcul.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

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

Ils ont pour fonction :

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ➢ Plancher corps creux.
- ➢ Plancher dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

La hauteur des poutrelles est déterminée par les deux formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \end{cases} \qquad (h_t = d + e)$$

Avec :

L_{max} : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nu des appuis.

d: hauteur du corps ceux.

e : la hauteur de la dalle de compression.

Donc, On a : L_{max}= 435 cm :

$4{,}35/25 = 17{,}4\text{cm} \leq ht \leq 400/20 = 21{,}75\text{cm}$

$h_t \geq 435/22.5 = 19{,}33\text{cm}$ Donc : **h_t= 20 cm**

On prend donc : h_t= 20 cm ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4) telle que :

$h_t = (d+e)$ ⟷ ht = (16+4) avec : d =16cm et e =4cm.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier que : $h_t \geq 16\text{cm}$

On a : $h_t = 20\text{cm} \geq 16\text{cm}$ …….. CV

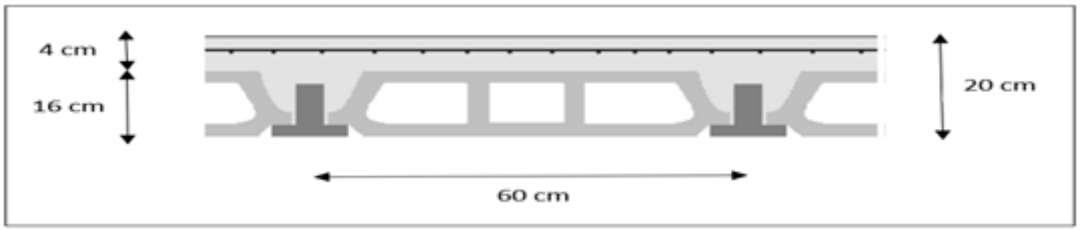


***Figure II.1**: Coupe du plancher àcorps creux*

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

II.3.A. Charges permanentes :

II.3. A.1. Maçonnerie :

II.3. A.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.1. Charge permanente des murs intérieurs

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Enduit en ciment	0.03	18	0.36
TOTAL				**1,62**

II.3. A.1.2. Murs extérieurs (double cloison) :

***Tableau II.2**. Charge permanente des murs extérieurs (double cloison).*

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	90	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**2.52**

III.3. A.2. Plancher à corps creux :

II.3. A.2.1. Plancher terrasse inaccessible :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	18	0.90
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.05
6	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Planche corps creux	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**6.54**

***Tableau II.3**. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux.*

II.3. A.2.2. Plancher courant :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Planche corps creux	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	mur simple cloison	0.14	-	1.62
TOTAL				**6.00**

***Tableau II.4**. Charge permanente du plancher courant corps creux.*

II.3.B. Charges d'exploitation :

***Tableau II.5**. Charges d'exploitations du chaque étage du structure*

Usage	Q (KN/m^2)
Inaccessible	**1**
Habitation	**1.5**
Escalier	**2.5**
Balcon	**3.5**

II.4. Pré-dimensionnement des poutres :

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

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

- Règle de CBA 93 : $\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3\,h \leq b \leq 0.7\,h \end{cases}$

Avec : L_{max} : longueur de la poutre ayant la plus grande portée.
h : Hauteur de la poutre.
b : Largeur de la poutre.

Les dimensions minimales des poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone (IIa) sont : **[Art 7.5.1]**

- ✓ h ≥ 30cm.
- ✓ b ≥ 20cm.
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4$
- ✓ Condition de rigidité $(\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16})$

Nous choisissons :

- ✓ Le sens longitudinal (parallèle à Y-Y) comme sens porteur.
- ✓ Les poutrelles des planchers à corps creux sont (parallèles à (X-X).

II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres principales et secondaires :

Tableau II.6*. Pré-dimensionnement des poutres principales et secondaires*

	Axes (C – D)	Axes (4 – 5)
Règles de CBA 93 $L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$ $0.3\,h \leq b \leq 0.7\,h$	L_{max} = 480 cm 29.33 cm ≤ h ≤ 44 cm on adopte : **h = 45 cm** 12 cm ≤ b ≤ 28 cm on adopte : **b = 30 cm**	L_{max} = 435 cm 26.66 cm ≤ h ≤ 40 cm on adopte : **h = 35 cm** 10.5 cm ≤ b ≤ 24.5 cm on adopte : **b = 30cm**
Vérification selon le RPA2003 h ≥ 30cm b ≥ 20cm $\frac{h}{b} \leq 4$	h = 45 cm ≥ 30cm b= 30 cm ≥ 20cm $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1{,}33 \leq 4$	h =35cm ≥ 30cm b=30cm ≥ 20cm h/b=35/30=1.17 ≤ 4
	conditions vérifiées	conditions vérifiées
Condition de Rigidité $(\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16})$	h/L_{max} = 0.094 1/16 = 0.0625 $h/L_{max} \geq 1/16$	h/L_{max} = 0.0805 1/16 = 0.0625 $h/L_{max} \geq 1/16$
	condition vérifiée	condition vérifiée

Conclusion :

D'après les règles de CBA93, les Vérifications selon le RPA2003 et la condition de rigidité on prendre les sections de poutres principales et secondaires suivantes :

- Poutres Principales : (30x45) cm^2 **b=30 cm, h=45 cm.**
- Poutres Secondaires : (30x35) cm^2 **b=30 cm, h=35 cm**.

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

Pour dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime : (Nu=1,35G+1,5Q),

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. **[Art B.8.1.1]**

Donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu=1.1Nu).

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA99 version 2003. **[Art 7.4.1]**

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 25\ \text{cm} \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \quad \textbf{(Zone II}_\textbf{a}\textbf{)}$$

Selon le CBA93 **[Art B.8.4.1]** on doit effectuer la vérification suivante : $\mathbf{N_u \leq N_{adm}}$

$$N_u \leq \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\,\gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \alpha$$

Avec :

- **A** : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul => A=B/1000.
- **Br** : section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie. **« Br = (b-2cm)*(h-2cm) ».**
- γ_b**=1.5** coefficients de sécurité du béton (situation durable).
- γ_s **=1.15** coefficients de sécurité de l'acier (situation durable).
- f_{c28}**=25MPa** } résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

f_e**=400MPa**

- **α** : Coefficient fonction de l'élancement mécanique.

$\alpha = 0.85 / 1 + 0.2\,(\lambda / 35)^2$ pour $\lambda \leq 50$

$\alpha = 0.6\,(50/\lambda)^2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

$\lambda = L_f / i$ et $i = b/\sqrt{12}$ pour la section rectangulaire.

Où : i : Rayon de giration.

λ : L'élancement géométrique. L_f : Longueur de flambement.

II.5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le règlement CBA93 défini la longueur de flambement Lf comme suit :

- $0.7*L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
- Soit encastré dans un massif de fondation ;
- Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;
- L0 : dans les autres cas.

Dans ce projet on a : $L_f = 0.7 * L_0$.

II.5.3. Calcul de l'effort N_{adm} :

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprisent par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

Tableau II.7. *Calcul de l'effort N_{adm}*

niveau	Dimension (cm^2)	B_r (cm^2)	L_o (m)	L_f (m)	Λ	B (cm^2)	A_s (cm^2)	N_{adm}
5,6	35*35	1089	3.06	2.142	21.20	1225	1.225	1630.722
2,3,4	40*40	1444	3.06	2.142	18.55	1600	1.6	2115.175
e-sol, RDC,1	45x45	1849	3.06	2.142	16.489	2025	2.025	2829.5

II.5.4. Le choix de poteau le plus sollicité (C - 3) :

La surface du plancher supporter par le poteau : S_t

$S_t = (2.4+2+0.35) * (1.875 + 2.175 + 0.35)$ **$S_t = 20.09 m^2$**

- ✓ La surface complète : S_p

$S_p = (2.4 + 2) * (3.75 + 4.35)\2$ **$S_p = 17.82\ m^2$**

II.5.5. Descente des charges : [Art 6.3]

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.5.a Surcharges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.Voir **annexe 1.**

Tableau II.8. *Détermination des charges d'exploitations*

niveau	Q (KN/m^2)	S_t (m2)	Q (KN)		(3+n)/2*n	Q cum (KN)
+21.42	1	20,09	Q_0	20.09	/	20.09
+18.36	1,5		Q_1	30.135	1	50.225
+15.30	1,5		Q_2	30.135	0,95	78.853
+12,24	1,5		Q_3	30.135	0,90	105.975
+9,18	1,5		Q_4	30.135	0,85	131.5895
+6,12	1,5		Q_5	30.135	0,80	155.6975
+3,06	1,5		Q_6	30.135	0,75	178.29875
+0,00	1,5		Q_7	30,135	0,7	199,3945

II.5.5.b. Détermination des charges permanentes :

$G_{plancher} \Longrightarrow = S_{plancher} \times G_{terrasse}$ (pour niveau +22.44)

$= S_{plancher} \times G_{courant}$ (pour les autres niveaux)

$G_{poteau} \Longrightarrow = b \times h \times H \times 25$

$G_{poutre\ principale} \Longrightarrow = b \times h \times L \times 25$

$G_{poutre\ secondaire} \Longrightarrow = b \times h \times L \times 25$

$$\mathbf{G} = G_{plancher} + G_{poteau} + G_{pp} + G_{ps}$$

Tableau II.9.*. Détermination des charges permanentes de chaque niveau.*

etage	hauteur	pot	Gpot	Gps	G plancher	Gniveau	G cumule
6	3,06	35*35	9,37	11,42	116,543	153,533	153,533
5	3,06	35*35	9,37	11,42	106,92	143,91	297,443
4	3,06	40*40	12,24	11,42	106,92	146,78	444,223
3	3,06	40*40	12,24	11,42	106,92	146,78	591,003
2	3,06	40*40	12,24	11,42	106,92	146,78	737,783
1	3,06	45*45	15,5	11,42	106,92	150,04	887,823
RDC	3,06	45*45	15,5	11,42	106,92	150,04	1037,863

Tableau II.10. *Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau.*

Niveau	G cum (KN)	Q cum (KN)	NU (KN)	1,1*NU (KN)	N adm (KN)	vérification
+18.36	297.443	50.225	476.885	524.5735	1630.722	cv
+9,18	737.783	131.5895	1193.4	1312.74	2115.175	cv
+0,00	1037.863	199,3945	1668.565	1835.4215	2829.5	cv

II.5.6. Vérification selon RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1]

D'après le RPA99V2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \text{Min}(b1, h1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b1, h1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \textbf{(Zone IIa)}$$

Tableau II.11. *Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003*

Niveau	Application des conditions	Vérification
5+6	Min (35,35) = 35cm ≥ 25cm	Vérifiée
	Min (35,35) = 35cm $\geq \frac{2.66}{20}$ = 13.30cm	Vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{35}{35} = 1 \leq 4$	Vérifiée
2+3+4	Min (40,40) = 35cm ≥ 25cm	Vérifiée
	Min (40,40) = 30cm $\geq \frac{2.66}{20}$ = 13.30cm	Vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 \leq 4$	Vérifiée
E-sol + RDC +1ere	Min (45,45) = 30cm ≥ 25cm	Vérifiée
	Min (45,45) = 30cm $\geq \frac{3.62}{20}$ = 18.10cm	Vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{45}{45} = 1 \leq 4$	Vérifiée

II.5.7. Vérification aux zones nodales : [Art 7.5.1]

$b_{max} \leq 1.5\, h_1 + b_1$

$d \leq \max(b_1/2, h_1/2)$

Tableau II.12. *Vérification aux zones nodales*

niveau	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5\, h_1 + b_1$	d (cm)	Max ($b_1/2$, $h_1/2$) (cm)	$d \leq \max(b_1/h_1/2)$

5+6	30	35	35	vérifiée	0.00	15.00	vérifiée
2+3+4	30	40	40	vérifiée	2.50	17.50	vérifiée
E sol+RDC+1	30	45	45	vérifiée	5.00	20.00	vérifiée

II.6. Pré dimensionnement des voiles : [Art 7.7.1]

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L > 4a.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (he) et des conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas on a :

$h_e = 3{,}06 - 0.35 = 2.71$m.

$a \geq$ Max (15 cm; he/20)

$a \geq$ Max (15 cm; 13.55 cm)

$a \geq 15$ cm **On adopt: a =15cm.**

II.7. Conclusion :

Dans ce chapitre ; et après tous les calculs et leurs vérifications selon les règlements, on conclure que le pré dimensionnements des éléments résistes sont :

- ✓ Le plancher : (16+4) cm
- ✓ Dalle pleine : (15) cm
- ✓ Les poutres principales : (30x45) cm : pour tous les étages (axe C - D).
- ✓ Les poutres secondaires : (30x35) cm pour tous les étages (axes 4 - 5)
- ✓ Les poteaux : (35x35) : 5+6 étages

  (40x40) : 2+3+4 étages

  (45x45): E sol+RDC+1 étages
- ✓ L'épaisseur du voile : ep : 15 cm

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

III.1. Introduction :

Les éléments secondairessont les elements q'ils n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement .ce sont des elements en maconnerie comme les cloisons et les murs de facade.

Le calcul des elements secondaires se fait generalement sous l'action des charges permanantes et des surcharges d'exploitation ; cepandant certains seront verifies a l'action de la charge sismique (acrotere)

Les elements secondaires sont les suivants :

- L'acrotère
- Les escamiers
- Les planchers (dalle plaineet a corps creux)
- Les balcons

III.2. L'acrotère :

III.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure la dalle de la terrasse. Il joue un double rôle : assurer la sécurité et protéger contre les infiltrations d'eaux pluviales, susceptibles de provoquer des fissures au niveau de la jonction entre l'acrotère et la forme en pente

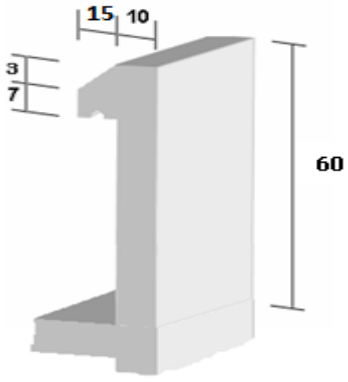


Figure III.1. *L'acrotère*

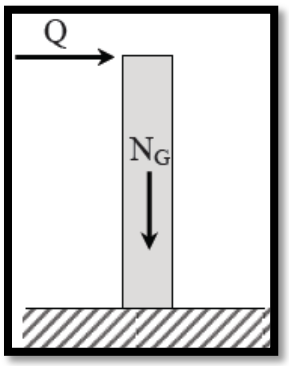


Figure III.2. *Schéma statique de l'acrotère*

III.2.2. Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1KN/m due à la main courante.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, 60 cm de hauteur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

III.2.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Tableau.III.1. *Combinaison des charges de L'acrotère.*

Poids propre G (KN)
G= [(0.6 x 0.1) + (0.15 x 0.1)] x25 G= 1.875KN
Surcharge d'exploitation Q (KN)
Q = 1 KN

Tableau III.2. *Les efforts à l'ELU et l'ELS.*

	L'E.L.U	L'E.L.S
Moment d'encastrement M_u (KN.m)	$M_{u1} = 1,5\times Q\times h$	$M_{ser1} = Q\times h$
	$M_{u1} = 0.9$	**$M_{ser1} = 0.6$**
L'effort normal N_u (KN)	$N_{u1} = 1,35\times G$	$N_{ser1} = G$
	$N_{u1} = 2.53$	**$N_{ser1} = 1.875$**
L'effort tranchant T_u (KN)	$T_{u1}=1,5Q$	
	$T_{u1} = 1.5$	

III.2.4. Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10)cm^2 soumise à la flexion Composée et en situation durable.

Tableau III.3. *Les données.*

b=100cm	h=60cm	$\mu_l = 0.392$	$C_1=C_2 = 2.5cm$	$f_{c28}=25MPa$	Fe=400MPa
σ_b=14.2MPa	σ_s =348MPa	L_0=h	$L_f=2L_0=1.2m$		

III.2.4.1. A'E.L. U :

Tableau III.4. *Ferraillage de l'acrotère.*

Section (cm^2)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_1 choisir (cm^2)	A_2 choisir (cm^2)	A_{rep} (cm^2)	St (cm)	S_{rep} (cm)
100x10	4.40	4.40	7HA10=5.50	7HA10=5.50	4HA8=2.01	15	15

III.2.4.2. Vérification à l'ELS :

On doit vérifier ces trois conditions : $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \\ \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s} \end{cases}$

Fissuration préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3}f_e\,;110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63 \qquad \overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15\ MPa$$

Tableau III.5. *Vérification à l'état limite de service (ELS)*

Type d'acrotère (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	vérification
60x10	0.30	2.20	2.60	15	201.63	Ok

Donc : On adoptera les sections calculées à ELU

III.2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5\times10^3}{1000\times75} = 0{,}02\ \text{MPa}$$

Et: $\overline{\tau} = \min\left[0,\ 15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ \text{MPa}\right] = 2{,}5\ \text{MPa}$ (fissuration préjudiciable**)**

D'où alors: $\tau_u = 0.02\ \text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5\text{MPa}$ …….. CV

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

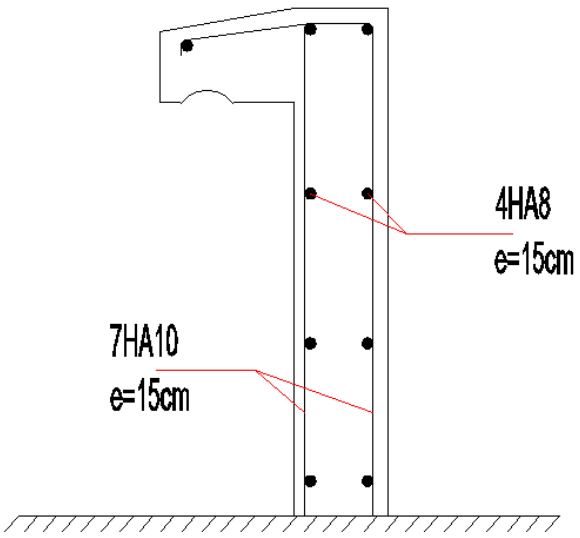


Figure III.3. *Ferraillage de l'acrotère.*

III.3. Calcul des planchers :

Ce type de plancher de corps creux est très couramment utilisé, il est constitué de :

- ✓ Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60cm d'espacement.
- ✓ Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- ✓ Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- ✓ La dalle de compression.
- ✓ Les poutrelles

III.3.1. La dalle de compression :

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

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

$$\text{On a: } L = 65\text{cm} \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0.02\, L \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{260}{520} = 0.5\text{cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25 cm^2/ml$$

On choisira : $A_{t1} = 5\ \emptyset\ 6 = 1{,}18\text{cm}^2$ avec un éspacement de 20cm.

$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0.78 cm^2 avec\ un\ éspacement\ de\ 20cm.$

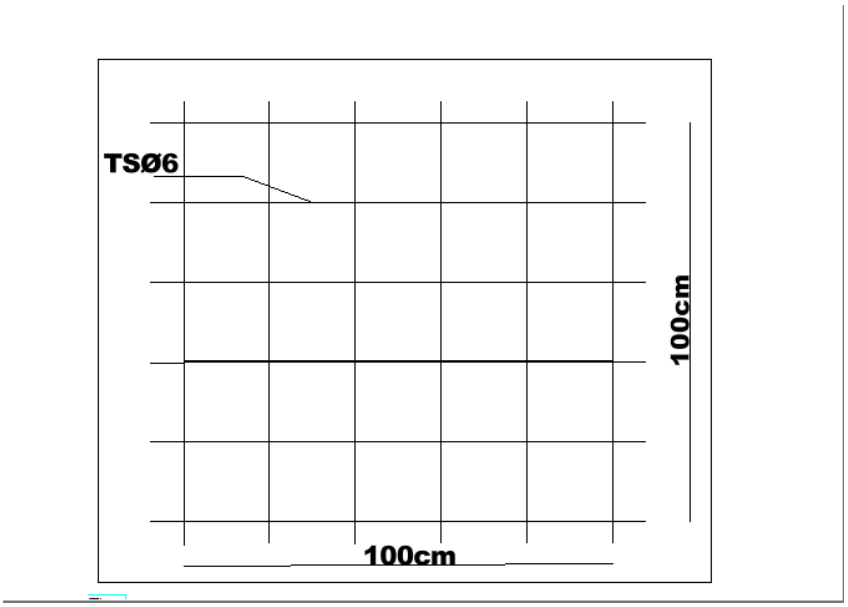


Figure III.4. *Disposition des armatures de la table de compression*

III.3.2. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux extrémités, par les sollicitations (G, Q).

La section du béton est définie par :

- ✓ Une section en T : en travées.
- ✓ Une section rectangulaire : aux appuis.

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

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage.

III.3.2.1. Calcul avant coulage :

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

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Le poids de corps creux (entrevous).
- ✓ Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 KN ou (0.5*L) KN, qui représente le poids d'un ouvrier. **« CBA ART B.6.8.4.1.2 »**

III.3.2.1.1. Calcul des étaiements :

$\int$ max < $\int$ adm avec : $\int$ adm = $\begin{cases} \frac{L(cm)}{500} & si\ L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L(cm)}{1000} & si\ L > 5m \end{cases}$

$$\int max = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

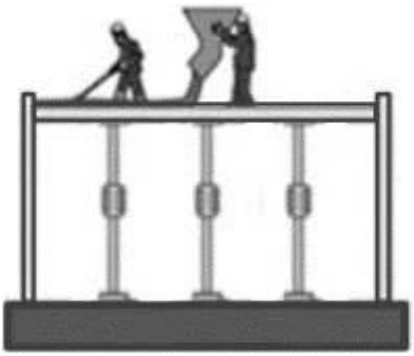
Tableau III.6 : *vérification de la flèche pour la poutrelle d'étage courant*

étaiement	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	Ev (MPA)	L (mm)	I (mm^4)	$\int$ max (mm)	$\int$ adm (mm)	$\int$ < $\int$ (adm)
0	0.72	2.025	10818.87	4050	640000	364.680	8.10	cnv
1	0.72	1.0125	10818.87	2025	640000	22.792	4.05	cnv
2	0.72	1	10818.87	1350	640000	4.505	2.70	cnv
3	0.72	1	10818.87	1012.5	640000	1.426	2.03	cv

Commentaire :

D'après la vérification, il faut prévoir 3 étaiements le long de la travée espacée de **101.25 cm** pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

On place un étaiement ⇨



Pour étudier les poutrelles, on passe d'abord par la méthode forfaitaire (annexe 03), Si ses conditions ne sont pas remplies, on fait le calcul par une méthode plus rugueuse. Dans ce cas, il s'agit de la méthode de Caquot (Voir annexe 04).

III.3.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

- $P_U = 1.35\ G + 1.5\ Q$
- $P_S = G + Q$

***Tableau III.7**. Evaluation des charges et surcharges*

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_U (KN/m)	P_S (KN/m)
terrasse inaccessible	6.54 x 0.60 = 3.924	1x 0.65 = 0.60	6.71385	4.901
E. courant d'habitation	6 x 0.60 = 3.6	1.5 x 0.65 = 0.90	6.7275	4.875

On utilise le cas le plus défavorable : Plancher terrasse inaccessible.

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants :

***Tableau III.8.** Sollicitations dans la poutrelle à 02 travées (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	6,71385	3,75	11,80168945	7,32	2,360337891	7,081013672	0	-1,258846875	1,258846875
B-C	6,71385	4,35	15,88035333	9,84	9,528211997	3,176070666	0	1,460262375	1,460262375

***Tableau III.9.** Sollicitations dans la poutrelle à 02 travées (ELS)*

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	4,901	3,75	8,569335938	5,31	1,713867188	5,141601563
B-C	4,901	4,35	11,53089844	7,15	6,918539063	2,306179688

III.3.2.2.3. Calcul du ferraillage :

Comme les efforts des différents types de dispositions des poutrelles sont proches les uns aux autres, alors le ferraillage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées.

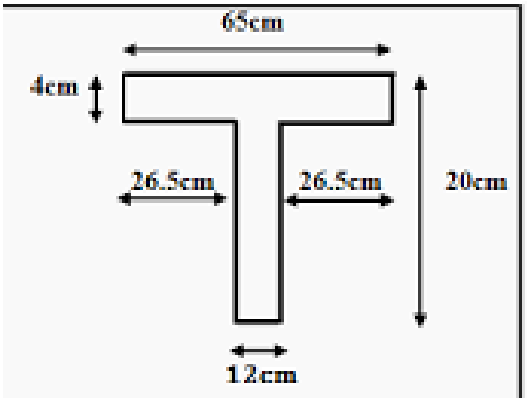
***Tableau III.10.** Récapitulation des efforts internes*

	ELU			**ELS**	
	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	T^{max} (KN)	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)
sollicitations	7.27	-12.47	17.16	5.32	-9.11

A) Armatures longitudinales :

Le ferraillage est calculé en flexion simple, voir **annexe 5 :**

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :



En travée (à gauche) ; En appui (à droite)

Figure III.5. *Les sections considérées pour le calcul des ferraillages*

La fissuration est préjudiciable, la situation est durable.

a. Ferraillage des poutrelles en travées et en appuis :

Tableau III.11. *Section d'armatures longitudinales dans la poutrelle d'étage courant*

Longueur	M travée	A tendu	A compr	M appui	A tendu	A compr
[m]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]
4.05	7.27	1.20	0.00	-12.47	2.70	0.00

Tableau III.12. *Détermination des sections d'acier des poutrelles.*

Section (cm x cm)	moment (KNm)	As choisi (cm^2)	Choix
16 + 4	Ma = -12.47	3.08	1T14Chap+1T14 Chap
	Mt = 7.27	1.57	2T10

III.3.2.2.4. Vérification de l'effort tranchant :

Les étapes de calcule dans **annexe 6**

a. Diamètre des armatures transversales ϕ_t : [Art A5.1.2.1.1]

Tableau III.13. *Détermination des Armatures transversales des poutrelles*

$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	*Vérification*	$St\ z_N$	$St\ z_C$	ϕ_t	A_t
17.16	0.79	2.50	CV	15	15	6	2HA6=0.57

III.3.2.2.5. Vérifications des armatures longitudinales à L'ELS :

Tableau III.14. *Vérification à l'E.L.S*

Sollicitations a L'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
M travée	M appui	σ_b	σ_s	σ_s'	σ_b	σ_s	σ_s'	$[\sigma_b]$	$[\sigma_s]$	
$[KN.m]$	$[KN.m]$	$[MPa]$	$[MPa]$	$[MPa$	$[MPa]$	$[MPa]$	$[MPa]$	$[MPa$	$[MPa]$	Oui /Non
	-9.11				11.50	201.60	124.3	15	201,63	Oui
5.32		3.20	195.40	0.00						Oui

Conclusion :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.3.2.2.6. Vérification de la flèche à l'ELS :

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps ;

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15}\frac{Mt}{M0} \Longrightarrow \frac{0.2}{4.05} = 0.049 \geq \frac{1}{15} \times \frac{5.32}{10.97} = 0.032 \quad \text{..... (CV)}$$

$$\frac{A}{b0 \times d} \leq \frac{3.6}{fe} \Longrightarrow \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.007 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \text{ ..... (CV)}$$

Commentaire :

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4. Les escaliers :

III.4.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger**.**

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.

- **La contremarche** *:* est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche** *:* est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

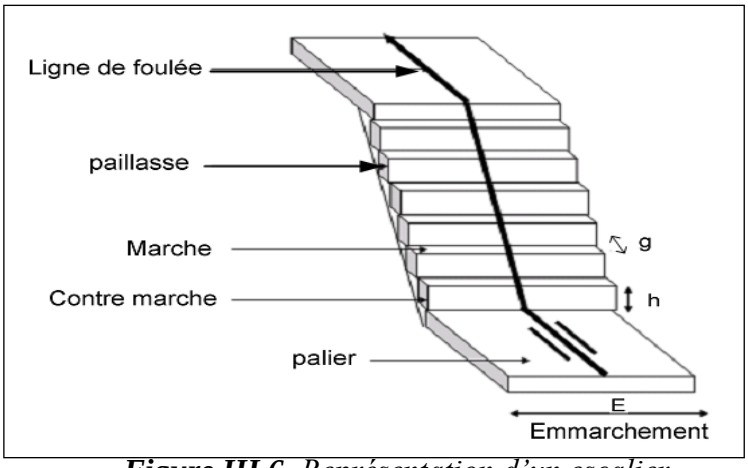


Figure III.6*. Représentation d'un escalier*

Avec :

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.4.3. Les déférents types d'escaliers :

Pour notre cas, on a 01 types d'escaliers ;

III.4.3.1. Escalier droite à deux volets :

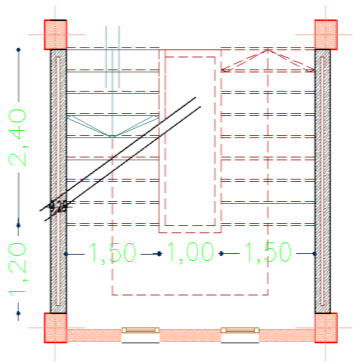


Figure III.7. *Schéma de l'escalier*

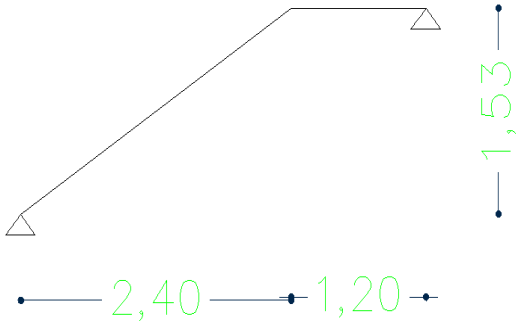


Figure III.8. *Schéma statique de l'escalier*

III.4.3.2. Pré dimensionnement :

❖ Calcul de l'angle d'inclinaison **α** :

$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.40} = 0.64 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32.62°$

❖ Calcul de longueur de la paillasse :

$L_0 = \frac{L}{\sin \alpha} = \frac{1.53}{Sin\ (32.62)} \Rightarrow L_0 = 2.84$ m

- L'épaisseur de la paillasse « ep » :

$\frac{l}{35} \leq ep \leq \frac{l}{30}$ Avec : $l = l_0 + 1.20$ **l = 4.04m**

$\frac{404}{35} \leq ep \leq \frac{404}{30}$; $11.54 \leq ep \leq 13.47$; Donc : **ep = 15**

III.4.3.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

III.4.3.3. A. Charges permanentes :

Tableau III.16. *Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier*

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17 / 2	25	2.13
5	Poids propre de la palliasse	0.15/Cos α	25	4.45
6	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**8.28**

Tableau III.17. *Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier*

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**5.45**

III.4.3.4. Combinaison des charges :

Tableau III.18.*Combinaison des charges de l'escalier*

		G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	E.L.U	E.L.S
				$P_U = 1.35G+1.5Q$ (KN/m^2)	$P_S = G+Q$ (KN/m^2)
Usage d'habitation	Paillasse	8.28	2.5	14.93	10.78
	Palier	5.45	2.5	11.11	7.95

III.4.3.5. Détermination des efforts :

Ce type d'escalier se trouve dans tous les étages du structure (de Sous – sol jusqu'à la dernière étage),

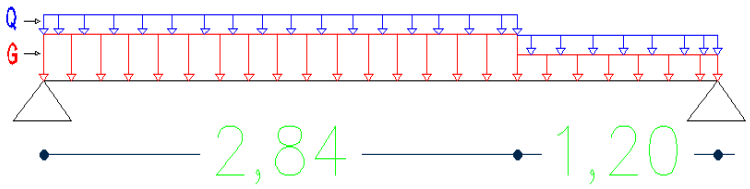


Figure III.9. *Schéma statique d'escalier à ELU et à ELS*

L'effort maximal :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travées et en appuis sont :

Tableau.III.19. *Résultats de calcul d'escalier*

	M_t (KN.m)	M_a(KN.m)	T_U (KN)
ELU	13.80	-8.63	17.55
ELS	10.38	-6.11	-

III.4.3.6. Ferraillage :

Le Calcul de ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m à l'état limite ultime Voir **annexe5**

Tableau.III.20. *Les données des ferraillages d'escalier*

Béton	f_{c28}=25 MPa	γ_b=1,5	σ_{bc}=14.2 MPa		e=2.5 cm
	f_{t28}=2,1 MPa	b=100 cm	h=15 cm		
Acier	FeE400	F_e=400 MPa	γ_s=1,15	$\mu_l = 0.392$	$\overline{\sigma_s} = 348$ Mpa

Tableau.III.21*. Calcul des sections d'armatures longitudinales d'escalier*

b	e	M travée	A tendu	A compr	M appui	A tendu	A compr
[cm]	[cm]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]
100	15	13.80	3.30	0.00	-8.63	2.00	0.00

Tableau.III.22.*. Calcul des sections d'armatures de repartitionnes d'escalier*

Section d'armature choisie			
A tendu	Acompr	Atendu	Acompr
[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
7 HA 10	0.00	7 HA 10	0.00
5.50	/	5.50	/

Tableau.III.23. *Calcul des sections d'armatures de repartitionnes d'escalier*

Sections d'armature de répartition calculée				Section d'armature de répartition choisie			
A_{S1} choisi **(1)**	A_{S2} choisi	A'_{S1} choisi	A'_{S2} choisi **(2)**	Atendu	Acompr	Atendu	Acompr
[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
1.38	0.00	0.00	1.38	5 HA 10	0.00	0.00	5 HA 10
				3.93	0.00	0.00	3.93

*** Vérification de l'espacement entre les aciers en travée et appui**

- ✓ **Armatures longitudinal :**

St = 15 cm $n_b = \frac{100}{15} = 7$

L'espacement minimal : S_{pmin}=2.5cm
L'espacement maximal: St max ≤ Min [3h, 33cm]

St max ≤ Min [45,33cm] =S tmax = **33 cm**

$2.5cm \leq S_t = 15\ cm \leq 33\ cm$ …… **CV**

- ✓ **Armatures de répartitions :**

St = 20 cm $n_b = \frac{100}{20} = 5$

L'espacement minimal : S_{pmin}=2.5cm
L'espacement maximal: St max ≤ Min [4h, 45cm]

St max ≤ Min [60, 45cm] =S tmax = **45 cm**

$2.5cm \leq S_t = 20\ cm \leq 45\ cm$ …… **CV**

*** Vérification de l'effort tranchant :**

Les étapes de calcule dans **annexe 6**

Tableau III.24. *Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant*

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X15	17.55	0.14	3.33	Oui

III.4.3.7. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau III.25. *Vérification des contraintes d'escalier à ELS*

	A (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travées	5.50	10.38	4.6	15	vérifiée
En appuis	5.50	-6.11	1.4	15	vérifiée

Conclusion :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.4.3.8. Vérification de la flèche : [ArtB6.8.4.2.4]

$$\frac{h}{l} = \frac{0,15}{4.04} = 0.037 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{10.38}{20 \times 12.21} = 0.043 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{CNV}$$

$$\frac{A}{b_{0.d}} = \frac{5.50}{100 \times 12.5} = 0.0044 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{CV}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire **annexe 07**. On doit vérifier que : $\Delta f \leq \bar{f}$

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{4040}{500} = 8.08$

M_{ag} (kN.m)	M_t (KN.m)	M_{ad} (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	f_c (mm)	f_{adm} (mm)	verification
-6.11		-6.11	5.50	5.50	3.20	8.08	Oui
	10.38						

Tableau III.26. *Récapitulation des résultats de la flèche d'escalier*

Conclusion : La flèche est vérifiée.

III.4.4. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux, Elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b * h).

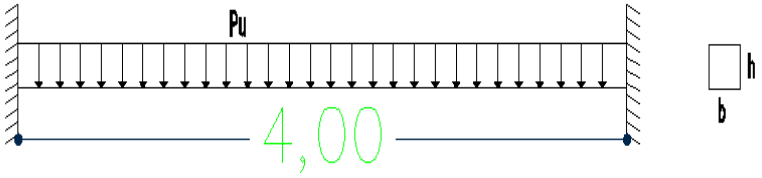


Figure III.10. *Dimensionnement de la poutre palière.*

III.4.4.1. Pré dimensionnement :

La longueur de la poutre : L =4.00 m.

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ => 26.67cm ≤ h ≤ 40 cm on prend h=35 cm.

0.3h ≤ b ≤ 0.7h =>10.5cm ≤ b ≤ 24.5 cm on prend b=30 cm.

On adopte : (b x h) = (30 x 35)cm^2.

III.4.4.2. Vérification des prescriptions du RPA 99 V 2003 :

b = 30 cm ≥ 30cm …….. **CV**

h = 35cm ≥ 30cm ……. ……...**CV**

$\frac{h}{b}$ = 1.16 < 4 ……. …….**CV**

III.4.4.3. Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre palière : p_p = 0.35*0.3*25 = 2.625 KN/ml

Réaction d'escalier : R_u = 17.55 KN ; R_{ser} = 12.44 KN ;

Donc :

ELU : $P_u = 2* R_u / L = 2*17.55 / 4 = 8.78$ KN/ml

ELS : $P_{ser} = 2* R_u / L = 2*12.44/ 4 = 6.22$ KN/ml.

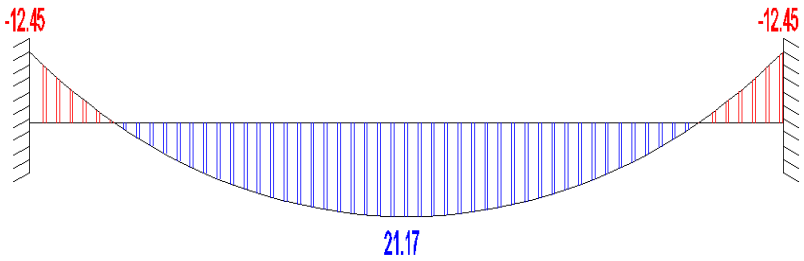


Figure III.11. *Diagramme de moment (ELU)*

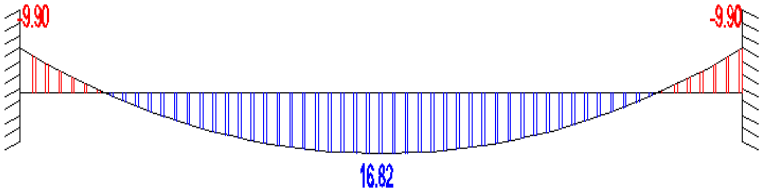


Figure III.12. *Diagramme de moment (ELS)*

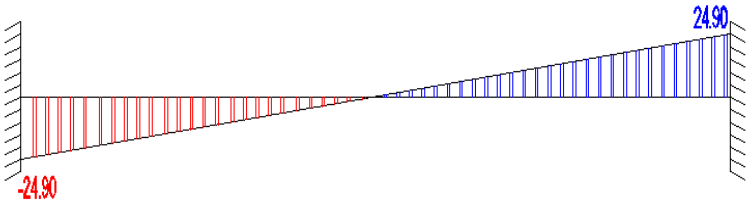


Figure III.13. *Diagramme de l'effort tranchant (ELU)*

Tableau III.27. *Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS*

	$\mathbf{M_t}$ (KN.m)	$\mathbf{M_a}$(KN.m)	$\mathbf{T_U}$ (KN)
ELU	21.17	-12.45	24.90
ELS	16.82	-9.90	-

III.4.4.4. Ferraillage de Poutre palière :

Tableau III.28*. Calcul des sections d'armatures de la poutre palière*

h	b	M travée	A tendu	A compr	M appui	A tendu	A compr
[cm]	[cm]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]
35	30	21.17	1.90	0.00	-12.45	1.10	0.00

Tableau III.29*. Sections d'armatures choisies de la poutre palière*

Escalier			Sections d'armatures choisies			
h	b	Amin	Atendu	Acompr	Atendu	Acompr
[cm]	[cm]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
35	30	1.05	3HA12	3HA12	3HA12	3HA12
			3.39	3.39	3.39	3.39

III.4.4.5. Vérification des contraintes à l'ELS :

$\overline{\sigma_b}$ =15 MPa $\overline{\sigma_s}$=201.63 MPa

Tableau III.30. *Vérification à l'ELS de la poutre palière*

	A (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
En travées	3.39	16.82	3.60	165.70	37.40	vérifiée
En appuis	3.39	-9.90	1.30	17.10	17.10	vérifiée

Commentaire :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.4.4.6. Vérification de l'effort tranchant :

Les étapes de calcules dans annexe 5

Tableau III.31. *Vérification de l'effort tranchant*

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
30X35	24.90	0.26	2.5	Oui

III.4.4.7. Armatures transversales :

a. Diamètre des armatures transversales ϕ_t : [Art A.6.4.2]

Les étapes de calcule dans **annexe 5**

Tableau III.32*. Détermination des Armatures transversales*

$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	*Vérification*	St_N	St_C	ϕ_t	A_t
24.90	0.26	2.5	CV	10	15	8	3HA8=1.51

III.4.4.8. Vérification solen RPA 99 V 2003 : [Art 7.5.2.1]

A_{min} =0.5%*b*h

A_{max} = 4%*b*h……. Zone courante.

A_{max} = 6%*b*h …… Zone de recouvrement.

A_{min} =0.5%*30*35 = 5.25cm^2 ≤ ΣA = 6.78 cm^2 ≤ A_{max} = 4%*30*35 = 42 cm^2 …..... **CV**

III.4.4.9. Vérification de compression dans la bielle de béton :

$V_u \leq 0.4 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) b_0.a$

a = min [b-c-2 = 25.5 ; 0.9*d =29.25] = 25.5cm

V_u = 34.08KN ≤ 0.4* $\frac{25}{1.5}$*300*255 = 510 KN …..……..... **CV**

As =3.39 cm^2≥ $\frac{Vu*\gamma_s}{f_e} = \frac{34.08\times10^3\times1.15}{400}$ = 0.99 cm^2 ……..……**CV**

III.4.4.10. Vérification au voisinage de l'appui :

$\sigma_m = \frac{2.V_u}{a.b_0} = \frac{2*34.08}{300*255}$ *10^3= 0.89 MPa

$\overline{\sigma_m} = 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0.8*25}{1.15}$ = 17.39 MPa

σ_m = 0.89MPa ≤ $\overline{\sigma_m}$ = 17.39 MPa …….....**(CV)**

Appui intermédiaire :

Mu = 18.83 kN.m > 0,9Vud= 9.97 KN.m..... **(CV)**

Aucun prolongement à faire.

III.4.4.11. Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{400} = 0.088 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ ……..……...……..….}\textbf{(CV)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_o} \rightarrow \frac{35}{400} = 0.088 \geq \frac{16.82}{10 \times 19.79} = 0.085 \text{ ……..……...…….....}\textbf{(CV)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{30 \times 32.5} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{……..…...}\textbf{(CV)}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée.

Chapitre IV : Etude dynamique

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction

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

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

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

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

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

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

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

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

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

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

NB : Notre bâtiment comporte une forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité, d'où, le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque, on envisage des portiques contreventés par des voiles.

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

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

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

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

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

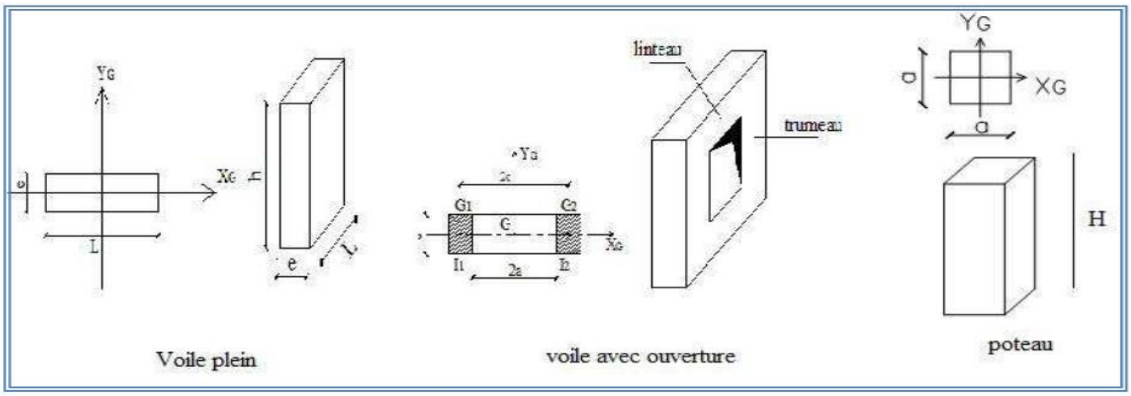


Figure. IV.1 : Inerties des voiles et des poteaux.

Calcul de la rigidité des éléments résistants

IV.2.1.1. *Poteaux*

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

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

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

E : module de YOUNG.

L : longueur du poteau.

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

IV.2.1.2. *Voiles*

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

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

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

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

E: module de YOUNG.

H : hauteur de refend.

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

- **Moment d'inertie**
  - **Voiles pleins**

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

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

- **Voiles avec ouverture**

$$\mathbf{Ie} = \frac{\mathbf{a_n I}}{\frac{\mathbf{60}}{\mathbf{11}}\left(\frac{\mathbf{2mc}}{\mathbf{I1+I2}}\right)\frac{\mathbf{A0(\alpha.\varepsilon)}}{\boldsymbol{\alpha}^2}+\mathbf{1}}$$

Avec $\mathbf{a_n}$ **:** coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\mathbf{a_n} = \left(\frac{11}{20}+\frac{8}{20n}-\frac{1}{30n^2}-\frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11} \cdots\cdots\cdots \text{Sin} \leq 11$$

$$\mathbf{a_n} = 1 \cdots\cdots\cdots \text{Sin} > 1$$

I : Inertie totale du refend.

E : Module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m : Moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2C}{\frac{1}{A1}+\frac{1}{A2}}$$

I_i: Moment d'inertie des trumeaux.

A_i: Aire des éléments du refend.

2c: Distance entre les deux center de gravité destrumeaux

a: Demi portée de l'ouverture.

α=wH_0 (Coefficient du monolithisme des voiles)

H_0: Hauteur totale du refend

$w^2 = \frac{3\ i\ l\ C}{I_0\ m\ a^3 H}$: voile à une seule file d'ouverteure.

$w^2 = \frac{G}{I_0\ m\ H}\left[2\left(\frac{1}{}\frac{c^2}{a^3}\right)\right]$: voile à deux file d'ouverteure

$A_{0(\alpha,\varepsilon)}$**:**est une fonction de (α, ε)qui vaut :

$$\varepsilon = \frac{X}{H}$$

$A_{0(\alpha,\varepsilon)} = \left(\frac{2}{3}+\frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}-\frac{\text{sh}\alpha}{\text{ch}\alpha}-\frac{2}{\alpha^2\,\text{ch}\alpha}\right) \cdots\cdots\cdots \text{Si}\varepsilon = 0$

$A_{0(\alpha,\varepsilon)} = \frac{1}{3}(2 - 3\varepsilon + \varepsilon^3)\frac{2}{\alpha^2}\varepsilon + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\alpha} \cdot sh\alpha(1-\varepsilon) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\alpha\varepsilon}{ch\alpha}$ ..... Si $0 < \varepsilon < 1$

NB : Si $\alpha > 10$ on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite ,le voile considéré comme en étant plein.

Excentricité statique (théorique)

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

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

IV.3. Modélisation de la structure

Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à Alger, zone III (sismicité élevée) selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 02 niveaux ou 08 m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 24,48m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 Version 2003.

- **Hypothèses de conception des voiles**

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

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

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

Analyse de notre structure

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

IV.3.1.1. *Structure auto-stable*

Le comportement de trois premiers modes de la structure auto-stable plus le calcul de centres de masse et de rigidité sont représentés dans le tableau IV .1.

Tableau IV.1 : Calcul de centres de masse et de rigidité de la structure auto-stable

Etage	Wi (KN)	Xg(m)	Yg(m)	Xr(m)	Yr(m)
7	4219,757	13,2	8,63	13,03	8,78
6	4219,757	13,19	8,62	13,02	6,66
5	4219,757	13,19	8,62	13,02	6,66
4	4219,757	13,19	8,62	13,02	6,66
3	4219,757	13,19	8,62	13,02	6,66
2	4219,757	13,19	8,62	13,02	6,66
1	4219,757	13,19	8,62	13,02	6,66
RDC	4219,757	13,19	8,62	13,02	6,66

Tableau IV.2 : Le comportement des trois premiers modes auto-stable.

IV.3.1.1.1. Dispositions des voiles

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule ROBOT 2020 on a choisi une variante (Figure .IV.2) pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

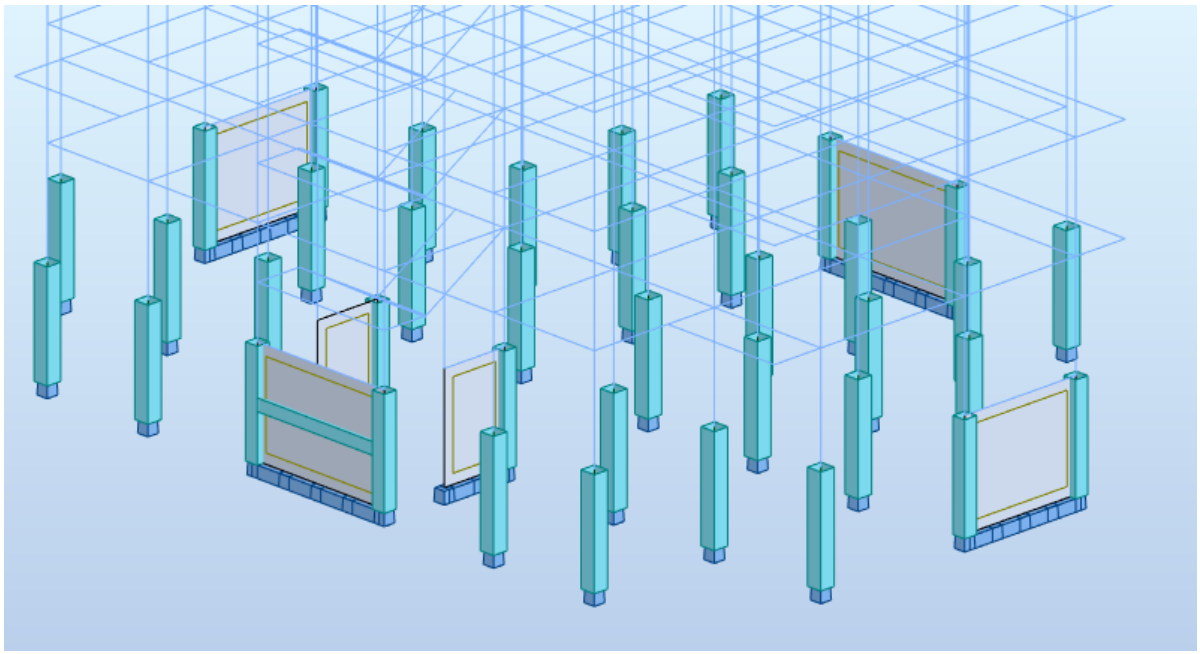


Figure. IV.2 : Disposition finale des voiles

IV.3.2.2.2. ***Détermination du centre de masse et du centre de torsion***

Tableau IV.3 : Centre de masse et centre de torsion.

Niveau(m)	Poids (kN)	XG(m)	YG(m)	XR(m)	YR(m)
3,06	4039,86885	13,2	8,62	13,03	9,34
6,12	4039,86885	13,2	8,62	13,03	9,34
9,18	4039,86885	13,2	8,62	13,03	9,34
12,24	4039,86885	13,2	8,62	13,03	9,34
15,3	4039,86885	13,2	8,62	13,03	9,34
18,36	4039,86885	13,2	8,62	13,03	9,34
21,42	4199,35895	13,2	8,62	13,03	9,34

IV.3.2.2.3. ***Excentricité***

- **Excentricité additionnelle**

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

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

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

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

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

- **Vérification de l'excentricité**

Selon l'article 3.5.1.du RPA2003, à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx , Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly

- **Dimensions du bâtiment** :

Longueur du bâtiment = 26,53 m

Largeur du bâtiment = 19,6 m

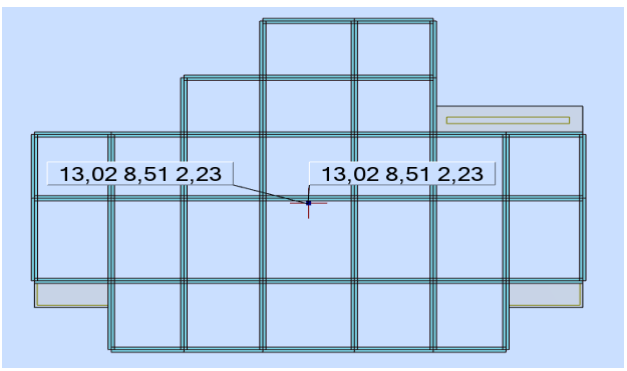


Tableau IV.4 :Excentricité suivant les deux directions.

Niveau (m)	Excentricité suivant X				Excentricité suivant Y			
	Ex_{THE}(m)	E_{add}	E_{THE}(m)+Eadd		Ey_{THE}(m)	E_{add}	E_{THE}(m)+Eadd	
21,42	0,17	1,3	1,47	3,975	0,89	0,96	1,85	2,925
18,36	0,17	1,3	1,47	3,975	0,73	0,96	1,69	2,925
15,3	0,17	1,3	1,47	3,975	0,73	0,96	1,69	2,925
12,24	0,17	1,3	1,47	3,975	0,73	0,96	1,69	2,925
9,18	0,17	1,3	1,47	3,975	0,73	0,96	1,69	2,925
6,12	0,17	1,3	1,47	3,975	0,73	0,96	1,69	2,925
3,06	0,18	1,3	1,48	3,975	0,73	0,96	1,69	2,925

- **Commentaire**

Pour tout les niveaux, on a l'excentricité est inferieure à l'excentricité admissible.

IV.4. Choix de la méthode de calcul

Introduction

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées, à savoir : Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, la hauteur de notre bâtiment dépasse 17 m. Donc, on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fera par le logiciel d'analyse «ROBOT 2020».

Méthode d'analyse modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.4.1.1. *Principe de la méthode*

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

IV.4.1.2. *Modélisation*

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "ROBOT 2020" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.4.1.3. *Spectre de réponse de calcul*

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & \text{pour: } 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{pour: } T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T_2 \le T \le 3 \text{ sec} \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T > 3 \text{ sec} \end{cases}$$

IV.4.1.3.1. Coefficient d'accélération « A » (RPA2003 « Tab 4.1 »)

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

(Zone IIa, groupe d'usage 2)⇒A=0,25

IV.4.1.3.2. Facteur de correction d'amortissement « η »

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

IV.4.1.3.3. Coefficient de comportement « R »

Les voiles de notre bâtiment reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, Donc : R=4

Tableau IV.5 : Surface revenant aux voiles.

Niveaux	RDC	1er	2éme	3éme	4éme	5éme	6éme
S étage (m²)	357,24	357,24	357,24	357,24	357,24	357,24	374,63
S voile (m²)	61,51	61,51	61,51	61,51	61,51	61,51	61,51
S voile/S étage (%)	17,2181	17,2181	17,2181	17,2181	17,2181	17,2181	16,4189

IV.4.1.3.4. Facteur de qualité « Q »

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

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

Tableau IV.6 : détermination du facteur de qualité Q de la structure.

Critère (q)	Suivant X		Suivant y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0

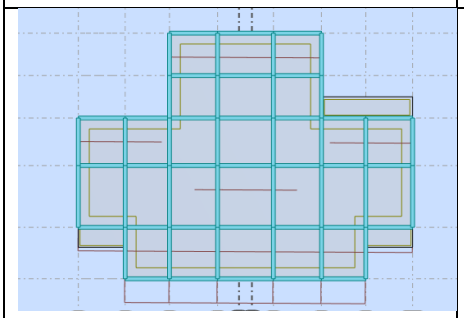
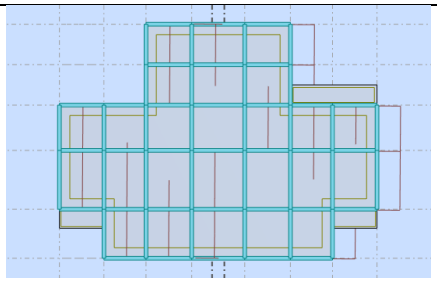
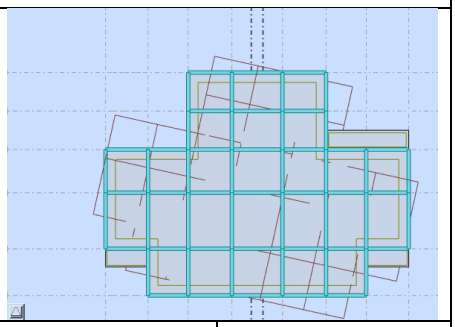
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
$\sum_{1}^{6} P_q$	0,15		0,15	
Q	1+0,15=1,15		1+0,15=1,15	

Analyse modale

IV.4.1.4. *Comportement modal*

Le Tableau IV.7 illustre le comportement des trois premiers modes de la structure après l'ajout des voiles de contreventement selon la disposition présentée sur la Figure IV.2.

Tableau IV.7 : Le comportement des trois premiers modes.

1er Mode		2éme Mode		3éme Mode	
					
Translation pure suivant l'axe 'Y'	Ux=0,00%	Translation pure suivant l'axe 'X'	Ux= 69,25 %	Rotation pure Auteur de l'axe 'Z'	Ux=0,16 %
	Uy= 71,57 %		Uy=0.00%		Uy=0,03 %
	T=0,52 s		T=0,49 s		T=0,36 s

IV.4.1.5. *Participation massique (RPA2003 Art4.3.4)*

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA version 2003 [Art4.3.4.a]

Tableau IV.8 : Participation des masses modale

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)	
			U_X %	U_Y %
1	0,57	0,57	69,65	0
2	0,55	1,12	69,65	70,01
3	0,39	1,51	69,72	70,05
4	0,15	1,66	69,72	87,46
5	0,15	1,81	88,03	87,46
6	0,09	1,9	88,07	87,46
12	0,07	2,27	**94,14**	**93,68**

- **Commentaire**

La structure a été dissipé de 90 % de l'énergie stockée au 12 mode avec un temps total de dissipation vaut « T=4,28sec ».

D'après l'article 4.3.4.b de [RPA version 2003], le Nombre minimale (K) à retenir doit être tel que $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0{,}20$ sec

N : Nombre des niveaux au-dessus du sol

T_k : La période du mode K

N= 8 donc : $K=3\sqrt{8}=8{,}48$ on adopte K=8

T_k= 0,07 sec≤0,20 sec CV

IV.4.1.6. *Analyse statique et dynamique*

IV.4.1.6.1. Stabilité de la structure

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

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

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}} \geq 80\%$$

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

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0,25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2: Période caractéristique. (Site 3) ⇒ $T_2 = 0{,}50\text{sec}$

η: Facteur de correction d'amortissement.$\eta = 0{,}88$

T : Période fondamentale.

$$T = 0{,}05 * h_n{}^{(\frac{3}{4})} = 0{,}55$$

$$\Rightarrow D_x = 2{,}20 \quad , \quad D_y = 2{,}20$$

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

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1{,}15$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad \text{avec } W_i = G_i + \beta_1 Q, \qquad \beta_1 = 0{,}2$$

$$\Rightarrow W = \ 33953{,}07\text{kN}$$

✓ On représente les résultats dans le tableau IV.9

Tableau IV.9 : Les valeurs de la force sismique.

A	$\mathbf{D_x}$	$\mathbf{D_y}$	$\mathbf{Q_x}$	$\mathbf{Q_y}$	R	$\mathbf{W(kN)}$	$\mathbf{V_x(kN)}$	$\mathbf{V_y(kN)}$
0 ,25	2,176	2,176	1,15	1,15	3,5	28088,1	3012,33	3012,33

Les valeurs de la force sismique donnée par la fonction spectrale qu'on a calculés par le logiciel « ROBOT 2020 » sont :

$$E_{dx} = 3905{,}61\text{kN} \quad , \quad E_{dy} = 3575{,}23\text{kN}$$

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

	$\mathbf{E_d}$	$\mathbf{V_{st}}$	$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}}$	$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}} \geq \mathbf{0,8}$
Sens X	2514,63	3012,1	0,835	CV
Sens Y	2570,1	3012,1	0,835	CV

- **Vérification de la stabilité au renversement (RPA2003 Art4.4.1)**

Le moment de renversement égale à : $M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} \cdot h_i$, $M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} \cdot h_i$

Avec :

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

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

Le moment de stabilité égale à :$M_{Sx} = W_i \cdot X_G$, $M_{Sy} = W_i \cdot Y_G$

Avec :

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

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}(V_t - F_t) \quad ; \quad F_t = \begin{cases} 0{,}07\ T\ V_t \leq 0{,}25 V_t & \text{Si: } T \geq 0{,}7 \text{ sec} \\ 0 & \text{Si: } T < 0{,}7\ sec \end{cases}$$

Avec :$T = 0{,}55$ sec $\Rightarrow$ $F_t = 0$

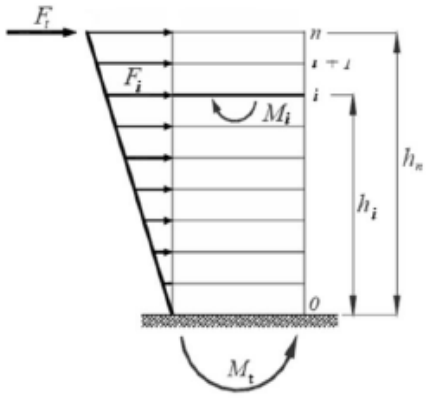


Figure. IV.3 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

Tableau IV.11: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

Etage	Wi (KN)	Wi hj(KN.m)	hi(m)	Fix(KN)	Fiy(KN)
RDC	28088,1	85949,31	3,06	81,15	77,94
1er	28088,1	171898,62	6 ;12	167,79	168,25
2éme	28088,1	257847,93	9,18	240,34	246,95
3éme	28088,1	343797,24	12,24	328,23	340,83
4ème	28088,1	429746,55	15,3	413,88	429,83
5ème	28088,1	515695,86	18,36	536,04	549,07
6ème	28088,1	601645,17	21,42	747,19	757,16
∑		2406580,68		2514,62	2570,03

Les valeurs des moments de renversement et stabilité pour chaque direction (x ou y) sont représenté dans le tableau suivant.

Tableau IV.12 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

Etage	Wi (KN)	Xg (m)	Yg (m)	hi(m)	Fix(m)	Fiy(KN)	Mrx (KN.m)	Mry (KN.m)
RDC	28088,01	13,2	8,61	3,06	85.37	79.01	248,319	238,4964
1er	28088,01	13,2	8,61	6,12	211.11	211.35	1026,8748	1029,69
2éme	28088,01	13,2	8,61	9,18	321.61	330.59	2206,3212	2267,001
3éme	28088,01	13,2	8,61	12,24	401.42	414.01	4017,5352	4171,7592
4ème	28088,01	13,2	8,61	15.3	481.14	489.21	6332,364	6576,399
5ème	28088,01	13,2	8,61	18.36	618.07	619.24	9841,6944	10080,925
6ème	28088,01	13,2	8,61	21.42	851.05	844.11	16004,81	16218,367
∑	/	/	/	/	/	/	39677,92	40582,638

Msx (KN.m)	370762,92
MsY (KN.m)	241838,541

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

$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$; $\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} = \frac{370762{,}92}{39677{,}92} = 9{,}34 \geq 1{,}5$ $\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{241838{,}541}{40582{,}638} = 5{,}86 \geq 1{,}5$ CV

- **Commentaire**

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

b) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »)

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

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

Avec :

δ_k: Déplacement dû à la force sismique.

R : Coefficient de comportement.

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

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

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

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

h_e : La hauteur d'étage

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	h_e(m)	δ_{ek}(cm)	δ_k(cm)	Δ_k(cm)	Δ_{adm}(cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
21,42	3,06	1.925	7,7	1,5	3,06	CV
18,36	3,06	1.55	6,2	1,5	3,06	CV
15,30	3,06	1.2	4,8	1,4	3,06	CV
12,24	3,06	0.85	3,4	1,2	3,06	CV
9,18	3,06	0.525	2,1	1	3,06	CV
6,12	3,06	0.275	1,1	0,7	3,06	CV
3,06	3,06	0.1	0,4	0,4	3,06	CV

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	h_e(m)	δ_{ek}(cm)	δ_k(cm)	Δ_k(cm)	Δ_{adm}(cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
21,42	3,06	2.55	10,2	1,8	3,06	CV
18,36	3,06	2.1	8,4	1,9	3,06	CV
15,3	3,06	1.65	6,6	1,8	3,06	CV
12,24	3,06	1.175	4,7	1,7	3,06	CV

9,18	3,06	0.75	3	1,4	3,06	CV
6,12	3,06	0.4	1,6	1,1	3,06	CV
3,06	3,06	0.125	0,5	0,5	3,06	CV

- **Commentaire**

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

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

Les effets du 2^{éme} ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$

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

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

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

h_k :Hauteur de l'étage " k ".

Si$0.10<\theta_k\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

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

Si θ_k>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Δ.

Direction X

Etage	P(KN)	Δ(cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
RDC	-27545	0,302	2514,62	3,06	0,010810756	**OK**
1	-23265	0,574	2433,47	3,06	0,01793364	**OK**
2	-19303	0,747	2265,68	3,06	0,020798313	**OK**
3	-15386	0,834	2025,34	3,06	0,020704677	**OK**
4	-11469	0,856	1697,11	3,06	0,018903942	**OK**
5	-7595,2	0,859	1283,23	3,06	0,016615212	**OK**
6	-3788	0,804	747,19	3,06	0,013320145	**OK**

Direction Y

Etage	P(KN)	Δ(cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
RDC	-27545	0,29	2570,03	3,06	0,010157371	**OK**
1	-23265	0,563	2492,09	3,06	0,017176206	**OK**

2	-19303	0,728	2323,84	3,06	0,019762016	**OK**
3	-15386	0,799	2076,89	3,53	0,016767965	**OK**
4	-11469	0,809	1736,06	5	0,010688674	**OK**
5	-7595,2	0,799	1306,23	5,24	0,008866138	**OK**
6	-3788	0,744	757,16	3,74	0,009952199	**OK**

IV.4.1.6.2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres :**

Selon CBBA93 **[Art A.5.1],** on doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$ $\quad \tau = \frac{V_u}{b_0 .d}$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right]$$

Tableau IV.16 : Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	V_u (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30×40	130,49	ELU (1,35G+1,5Q)	1,14	3,33	CV
Poutres secondaires	25×35	53,53	ELA (G+Q+Edy)	0,65	4,34	CV

➢ **Commentaire**

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

- **Poteaux**

D'appris (RPA2003 « Art 4.4.3 »), on considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique II_b et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

$$\bar{\tau} = \rho \times F_{c28} \quad \text{Avec} \quad \rho = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}040 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \lambda = \frac{L_f}{a} = \frac{0{,}7 \times H}{a}$$

Pour tout les poteaux on à $\lambda<5$ donc ρ= 0,04

Tableau IV.17 : Vérification de cisaillement des poteaux

Section (cm^2)	H(m)	Combinaison	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)CBA	$\bar{\tau}$(MPa)RPA	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 35×35	3,06	G+Q-E_{dx}	43	0,37	4,34	1,875	Oui
Poteau 40×40	3,06	G+Q+E_{dx}	44,69	0,29	4,34	1,875	Oui
Poteau 45×45	3,06	G+Q+E_{dX}	104,9	0,54	4,34	1,875	Oui

Direction	Voile	B (cm)	L(m)	VU (kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Direction x	1	15	3,75	683,81	G+Q-E_{dx}	1,34	5	CV
	2	15	3,75	645,44	G+Q- E_{dx}	1,27	5	CV
	3	15	3,75	742,52	G+Q+ E_{dx}	1,46	5	CV
	4	15	3,75	701,52	G+Q+ E_{dx}	1,38	6	CV

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

➢ **Commentaire**

Tous les poteaux sont considérés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement**.**

- **Voiles**

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

$$\tau = \frac{1,4|V_u|}{b.d}$$

Avec :V_u: L'effort tranchant b : l'épaisseur de voile d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale: $\bar{\tau} = 0,2 . f_{c28}$

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

Direction	Voile	B (cm)	L(m)	$\|V_u\|$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Direction y	1	15	3,7	514,96	G+Q+E_{dy}	1,72	5	CV
	2	15	3,7	433,04	G+Q+E_{dy}	1,45	5	CV
	3	15	2	314,8	G+Q+E_{dy}	1,48	5	CV

	4	15	2	298,47	G+Q+E_{dy}	1,41	5	CV

➢ **Commentaire**

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

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

D'après (RPA2003 « Art 7.4.3.1 »), on doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d: Effort normal réduit ;

B_c: Section brute du béton

Tableau IV.20 : Vérification de l'effort normal réduit dans chaque niveau

Section(cm²)	Combinaison	$N_d(kN)$	$B_c(mm^2)$	ν	$\nu \leq 0.3$
Poteau 35×35	G+Q-E_{dy}	770,20	108900	0,283	CV
Poteau 40×40	G+Q-E_{dy}	1011,89	144400	0,280	CV
Poteau 45×45	G+Q-E_{dy}	1360,06	184900	0,294	CV

➢ **Conclusion**

Les dimensions finales adoptées sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.21 : Dimensions finales des éléments structuraux.

Etage	Poteaux	Poutres principales	Poutres secondaires	Voiles de contreventement
SSOL+RDC+1er	(45*45)	30*45 cm²	30*35 cm²	ep = 15 cm
2^{éme}+3^{éme}+4^{éme}	(40*40)			
5^{éme}+6^{éme}	35*35			

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction

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

Combinaisons données par le CBA93

- ✓ ELS (situation durable) : G + Q
- ✓ ELU : 1.35G + 1.5Q
- ✓ ELU (situation accidentelle) : G + Q ± E

Combinaisons données par le RPA99 version2003

- ✓ G + Q ± E ; 0.8G ± E

V.2. Ferraillage des poutres

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

Recommandation des règlements :

Selon le règlement RPA Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:

- $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 4\%$ (zone courante) **** $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 6\%$ (zone de recouvrement).

La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ (zone IIa).

- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par : $A_t = 0.003$ St. b

B: longueur de la poutre.

S_t: espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \le Min\left[\frac{h}{4}; 12\varphi\right]$ (zone nodale). **** $-S_t \le \frac{h}{2}$ (zone courante).

Ferraillage longitudinal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est un acier à haute adhérence du type FeE400.

V.2.1.1. *Poutres porteuses*

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence FeE400.

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

Elements	b*h (cm)	Mt (kN,m)	combinaisons	At(cm²)	Ma (kN,m)	combinaisons	Aa(cm²)
PP	30x45	145,91	G+Q-EY	9,1	141,57	G+Q-EY	8,8

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

Eléments	Section calculée		Section choisie	
PP	At(cm²)	Aa(cm²)	At(cm²)	Aa(cm²)
	8,8	9,1	6HA14 =9,24	6HA14 =9,24

V.2.1.2. *Poutres secondaires (non porteuses)*

Le Tableau V.3 illustre la sollicitation maximale et le ferraillage calculé ainsi que le ferraillage choisi des poutres secondaires.

Tableau IV.3 : La section calculée d'armatures des poutres secondaires non porteuses

Eléments	b*h (cm)	Ma (kN,m)	combinaisons	Aa(cm²)
PS	30x35	59,37	G+Q-EX	4,8

Tableau IV.4 : La section choisie d'armatures des poutres secondaires non porteuses

Eléments	Section calculée		Section choisie	
PS	At(cm²)	Aa(cm²)	At(cm²)	Aa(cm²)
	/	6,6	3HA14 (filantes)	4HA14 = 6,16

Vérification des contraintes à l'ELS

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier: $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$, $\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$

Avec : $\overline{\sigma_b}$= 0,6 × F_{c28} si F_{c28} = 25 MPa donc : $\overline{\sigma_b}$= 15 Mpa

$\overline{\sigma_S}$ = Min [$\frac{2}{3}$Fe, 110$\sqrt{\eta \times F_{tj}}$] F_{c28} = 25 et Fe = 400 donc : $\overline{\sigma_S}$= 201,63 MPa

V.2.1.3. *Poutres porteuses*

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

Eléments	Sollicitations à l'ELS		Contraintes En travées			Contraintes En appuis			Contraintes admissible		Vérification
	$M_{t\,ser}$ (kN.m)	$M_{a\,ser}$ (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
PP	81,32	37,21	8,76	89,5	/	4,6	37	/	15	201,63	CV

V.2.1.4. *Poutres non porteuse*

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

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	M_{tser} (kN.m)	M_{aser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
PS	26,81	15,26	5,65	40,8	/	2,23	22,1	/	15	201,63	CV

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

Eléments	At(cm2)	Aa(cm2)	Atmin(cm2)	Aamin(cm2)	Vérification
PP	8,04	14,07	6,75	1,35	CV
PS Porteuse	7,7	9,23	4,38	0,88	CV
PS	7,7	9,23	4,38	0,88	CV

- **Commentaire**

Tout les sections des armateurs est satisfait vis avis à RPA version 2003 et le CBA93.

Vérification de la flèche

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

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$, $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$, $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ Avec $M_t = kxM_0$

k : est un coefficient rédacteur $(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$, on prend : k=0,8

$$\frac{45}{525} \geq \frac{1}{16} \quad , \quad \frac{45}{525} \geq 0.08 \quad , \quad 0.006 \leq 0.0105$$

- Les conditions sont toutes vérifiées

Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

On doit vérifier : $\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$ donc la vérification des contraintes de cisaillement dans le Tableau IV .16 .

Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haute adhérence FeE 235.
L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible de :

Selon le CBA93 Art.A.5.1.2.3:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0{,}9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq [0{,}9d\,,\,40\text{cm}] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0{,}4\ \text{MPa} \end{cases}$$

Selon le RPA2003 article 7.5.2.2 :

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

Tableau IV.8: La section d'armatures transversales.

Eléments		τ_u(MPa)	$S_{calculée}$(cm)			$S_{adoptée}$(cm)		A_{tmin} (cm²)	$A_{t\ choisie}$ (cm²)
			CBA	RPA		S(ZN) (cm)	S′(ZC) (cm)		
				ZN	ZC				
Poutres porteuses	**PP**	1,38	37,35	10	20	10	15	1,01	4Ø8 = 2,01
Poutres non porteuses	**PS**	0,29	28,35	8,75	17	10	15	0,65	4Ø8 = 2,01

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

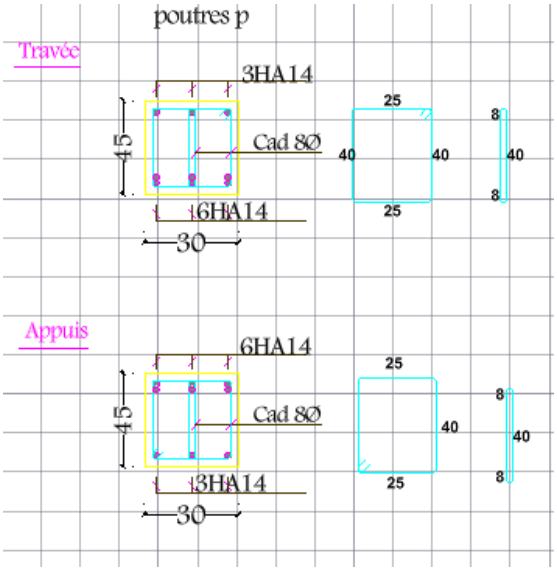


Figure IV.1 : Disposition de ferraillage pour les poutres principales (PP).

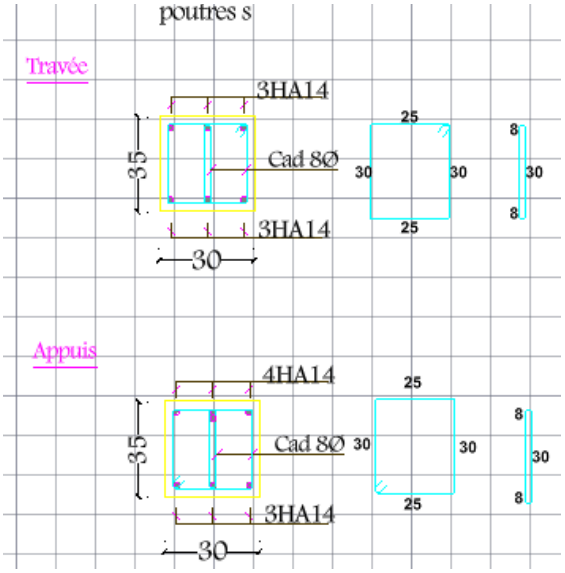


Figure IV.2 : Disposition de ferraillage pour les poutres secondaires porteuses.

V.3. Ferraillage des poteaux

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

Armatures longitudinales

V.3.1.1. *Recommandations selon les règlements*

Selon le CBA93 :

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

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

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 3\% \quad \text{(Zone courante)} \qquad 0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 6\% \quad \text{(Zone de recouvrement)}$$

- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone IIa.
- ✓ La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIa.
- ✓ La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

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

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2. *Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :*

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

1) N_{max} et M_{corr}
2) M_{max} et N_{corr}
3) N_{min} et M_{corr}

Avec : Signe « - » correspond à un effort de compression ;

Signe « + » correspond à un effort de traction ;

Tableau IV.9: La section d'armatures des poteaux à l'ELU et l'ACC

Section de poteau	Cas	Combinaison	Etat	N (kN)	M (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{Min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
45x45	1	1,35G+1,5Q	SEC	1535,19	10,15	0	18,23	4HA16+8HA14 = 20,36
	2	G+Q-Edy	SEC	1199,16	64,47	0		
	3	0,8G-Edy	SPT	30,95	33	3,6		
40x40	1	1,35G+1,5Q	SEC	1076,07	-9,2	0	14,4	8HA16 = 16,08
	2	G+Q-Edy	SEC	171,44	91,99	0		
	3	0,8G-Edy	SPT	-561,54	-28,06	3,4		
35x35	1	1,35G+1,5Q	SEC	423,14	-5,34	0	11,03	8 * HA 14 = 12.32cm2
	2	G+Q-Edy	SEC	80,79	67,22	0		
	3	0,8G-Edx	SPT	-66,32	-26,28	3,9		

V.3.1.1. *Vérification des contraintes à l'ELS*

Tableau IV.10: Vérification des contraintes à l'ELS.

section	cas	N(KN)	M(KN m)	σ_b	σ_S	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_S}$	Verif
45x45	Nmax---Mcors	1118,75	7,37	5,51	82	15	201,63	CV
45x45	Mmax---Ncors	492,28	-26,14	0,81	14,5	15	201,63	CV
45x45	Nmin---Mcors	265,43	10,42	1,79	25,8	15	201,63	CV

40x40	Nmax---Mcors	784,35	-6,67	4,03	61,4	15	201,63	CV
40x40	Mmax---Ncors	232,21	-29,01	0,9	54,2	15	201,63	CV
40x40	Nmin---Mcors	83,93	-4,69	0,1	12,2	15	201,63	CV
35x35	Nmax---Mcors	308,96	-3,86	1,85	28,7	15	201,63	CV
35x35	Mmax---Ncors	42,7	29,28	5,62	68,2	15	201,63	CV
35x35	Nmin---Mcors	8,88	-6,22	1	13,3	15	201,63	CV

Armatures transversales

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

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

Donnée par la relation suivante **:**

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

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

Donc $\emptyset_t \leq 12mm$ on adopte $\emptyset_t = 10$ mm

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

$at=\frac{\pi \emptyset t^2}{4} = 78{,}53\ mm^2\ ;\ nt = 4$

At = at.nt = 314,16 mm²

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

St ≤ Min [0,9d ; 40cm]. $et\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ Mpa

Pour tout les sections des poteaux on à St ≤ 0,9d

St: Espacement des armatures transversales.

On prend f_e=400 MPa.

Selon le RPA2003 [Art 7.4.2.2] :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par la formule suivante $A_t = \frac{\rho_a\, t\, T_u}{h_1\, f_e}$

T_u : Effort tranchant.

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

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$ avec $\lambda = \frac{L_f}{a}$

t : est l'espacement des armatures transversales

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

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

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

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

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

Tableau IV.11: La section d'armatures transversales des poteaux.

Section	Vu (KN)	τ(MPa)	λ_g	ρ	$S_{t\,cal}$ CBA	Zone	S_t RPA	$A_{t\,min}$	$A_{t\,Chois}$ (cm^2)
45× 45	35,47	0,175	4,76	2,5	36,45	Courante	15	1,26	4Ø8 = 2,01
						Nodale	10		4Ø8 = 2,01
40× 40	29	0,143	5,35	2,5	32,4	Courante	15	1,11	4Ø8 = 2,01
						Nodale	10		4Ø8 = 2,01
35× 35	16,92	0,034	6,12	2,5	28,35	Courante	15	0,96	4Ø8 = 2,01
						Nodale	10		4Ø8 = 2,01

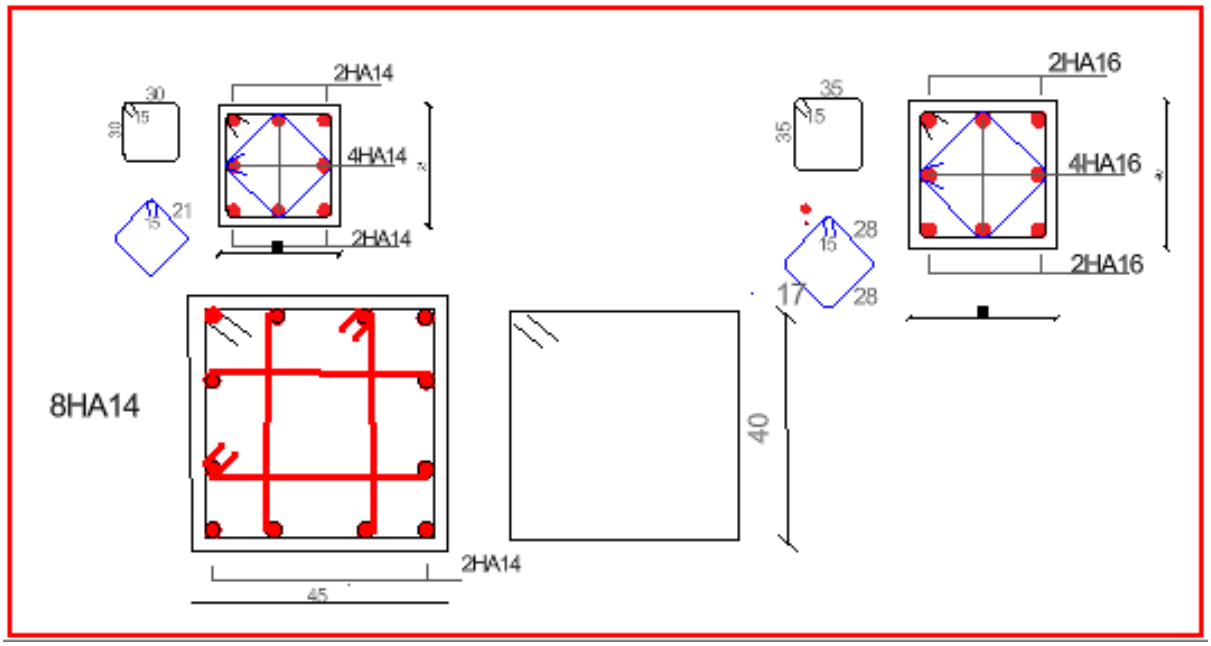


Figure IV.3: Disposition du ferraillage des poteaux en fonction de leurs dimensions.

V.4. Ferraillage des voiles :

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

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

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

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé par la méthode des contraintes (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple ou bien traction/compression.

V.4.1.Ferraillage des trumeaux (voile plein)

V.4.1.1.Calcul d'armatures verticales

Section minimales et maximales Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1

$A_v = 0{,}2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0{,}15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0{,}1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4

$$0{,}1\% \leq \frac{2 \times A_v}{a \times B_t} \leq 0{,}5\% \qquad \Rightarrow \qquad A_v \geq 0{,}1\% B_t$$

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

NB : Sens longitudinale X et Y cas le plus défavorable: Voile (L=4.70 m ; a= 15cm)

Tableau V.12 : La section calculée d'armatures verticales des voiles

Niveau	Section	L/10 (cm)	Cas	Comb	Etat	N (KN)	M (KNm)	A cal	A' cal	Amin RPA	Amin CBA
S.SOL+RDC+1ER ETAGE	15x365	36,5	1	Acc1	SEC	2206,24	307,45	0	0	10,95	5,48
		36,5	2	Acc1	SPT	273,21	4062,05	0	26,95	10,95	5,48
		36,5	3	Acc2	SEC	372,9	359,15	0	0	10,95	5,48
2EME 3EME 4EME	15x365	36,5	1	Acc1	SEC	1085,93	208,63	0	0	10,95	5,48
		36,5	2	Acc1	SEC	288,72	2721,46	0	15,99	10,95	5,48
		36,5	3	Acc2	SET	288,72	2721,46	0	15,99	10,95	5,48
5EME	15x365	36,5	1	Acc1	SEC	1414,56	55,09	0	0	10,95	5,48
6EME		36,5	2	Acc1	SPT	99	467,76	0	4,88	10,95	5,48
		36,5	3	Acc2	SPT	137,52	162,02	0	0,37	10,95	5,48

Tableau V.13 : La section choisie d'armatures verticales des voiles.

Niveau	Cas	A(cm²)	$A_{choisie}$(cm²)	St(cm)
SSOL RDC 1er	1	26,96		23
	2		2x12HA12= 27.14	
	3			
2eme3eme 4eme	1	15,99		26
	2		2*8HA12=18,1	
	3			
5eme 6eme	1	10,95	2*8HA10=12,57	26
	2			
	3			

*V.4.1.2.**Vérification des contraintes à l'ELS***

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de traction (voile entièrement tendue), donc il suffit de vérifier la contrainte limite de l'acier($\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$).

Tableau V.14 : Vérification des contraintes des voiles pour les étages

Niveau	Section	N (KN)	Ms (KN.m)	Etat	σ_b	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	Vérification
SSOLRDC 1er	15 x 365	1884.60	2154.52	SPC	5.36	70.90	400	CV
2eme3eme 4eme	16 x 365	1360.80	1399.80	SPC	3.71	49.70	400	CV
5eme 6eme	17 x 365	887.90	890.90	SPC	2.49	33.20	400	CV

V.4.1.3.Armatures horizontales

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

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

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

Tableau V.15 : La section d'armatures horizontales des voiles

Niveau	Section	a (cm)	he (cm)	Av choisie (cm^2)	Ah calculée (cm^2)	Ah choisie (cm^2)	St (cm)
RDC 1^{er} 2^{eme}	15 x 365	15	271	27,71	18.47	38HA10=29,85	10
3^{eme} 4^{eme}	16 x 365	15	271	18,1	12,06	38HA8=19,1	10
6^{eme} 5^{eme}	17 x 365	15	271	11	7,33	38HA8=19,1	10

V.4.1.4.Armatures transversales

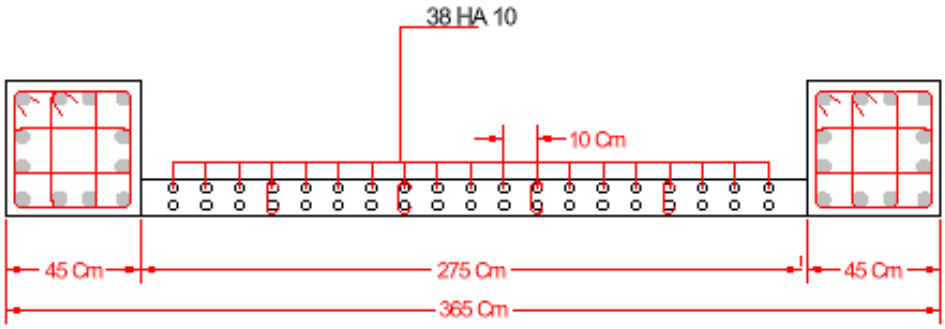
Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

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

Autre recommandation (CBA93 et RPA2003)

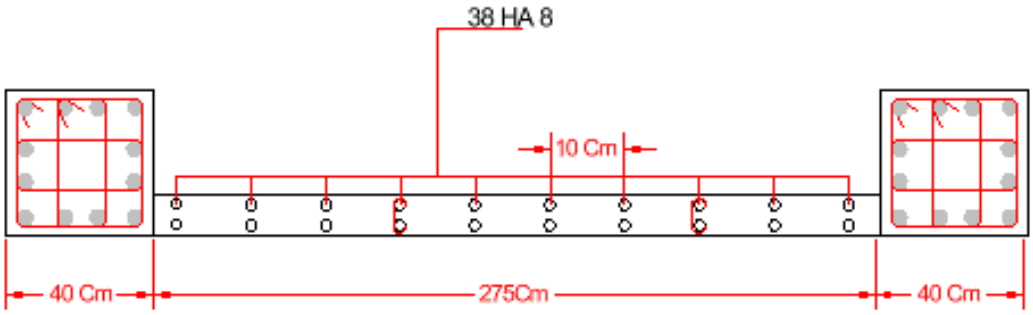
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40.\emptyset_{max}$ en zone III.

Schémas des voiles :



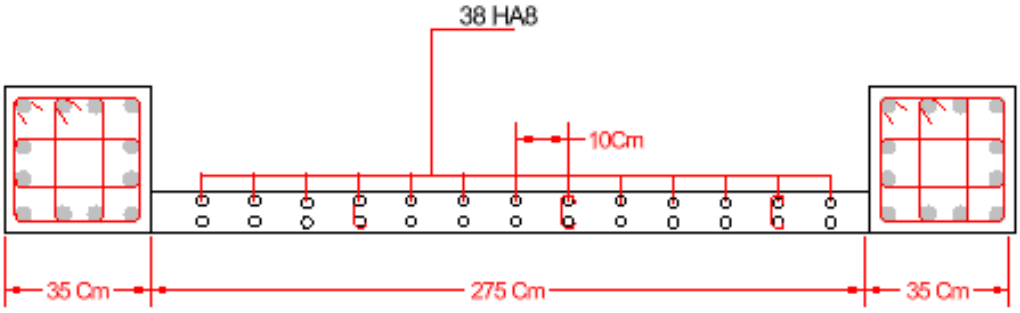


épingle





épingle





épingle

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

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

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

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

○ Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.

○Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

○ Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).

○ Fondations semi-profondes (les puits).

○ Fondations profondes (les pieux).

VI.3.1. Caractéristiques du sol

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

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques ».

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

D'après le rapport géotechnique on a : $\overline{\sigma}_{sol}$= 2 bar

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

Les résultats du rapport géotechnique nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de : D=1,5 m

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

γd=17,2kNm3⁄ , φ=20° , C=0,30 bar

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

VI.3.2. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

○ Type d'ouvrage à construire.

○ La nature et homogénéité du bon sol.

○ La capacité portante du terrain de fondation.

○ La raison économique.

○ La facilité de réalisation.

○ La distance entre axes des poteaux.

VI.4. Méthode de calcul

VI.4.1. Semelle isolée sous poteaux

Les méthodes de calcul choisie suivant la répartition de la réaction du sol on deux méthodes :

a) Répartition trapézoïdale de réaction du sol

. Si cette condition vérifie

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

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

$$\sigma_m=\frac{(3\sigma 2+\sigma 1)}{4}=\frac{N}{(A\times B)}\left(1+\frac{(3\times e0b)}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale àla contrainte admissible du sol ($\overline{\sigma_{sol}}$).

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

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

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

Remarque

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

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

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

$\Rightarrow h=d+c$

Données

$(\bar{\sigma}_{sol})$ =2 bar=0,2MPa , a=b=45cm , c=3cm

NB : S1 : semelle isolée sous poteau de rive.

S2 : semelle isolée sous poteau intermédiaire.

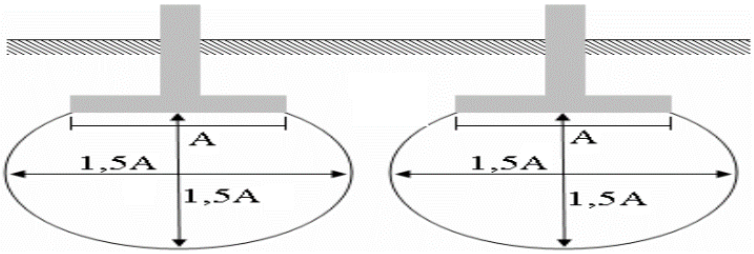
Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS

Semelle	Comb	N (kN)	A (m)	B (m)	h (cm)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	h_{ch} (cm)
S1	ELS	988,44	2,23	2,23	53,5	2,5	2,5	55
S2	ELS	1118,75	2,37	2,37	57	2,5	2,5	60

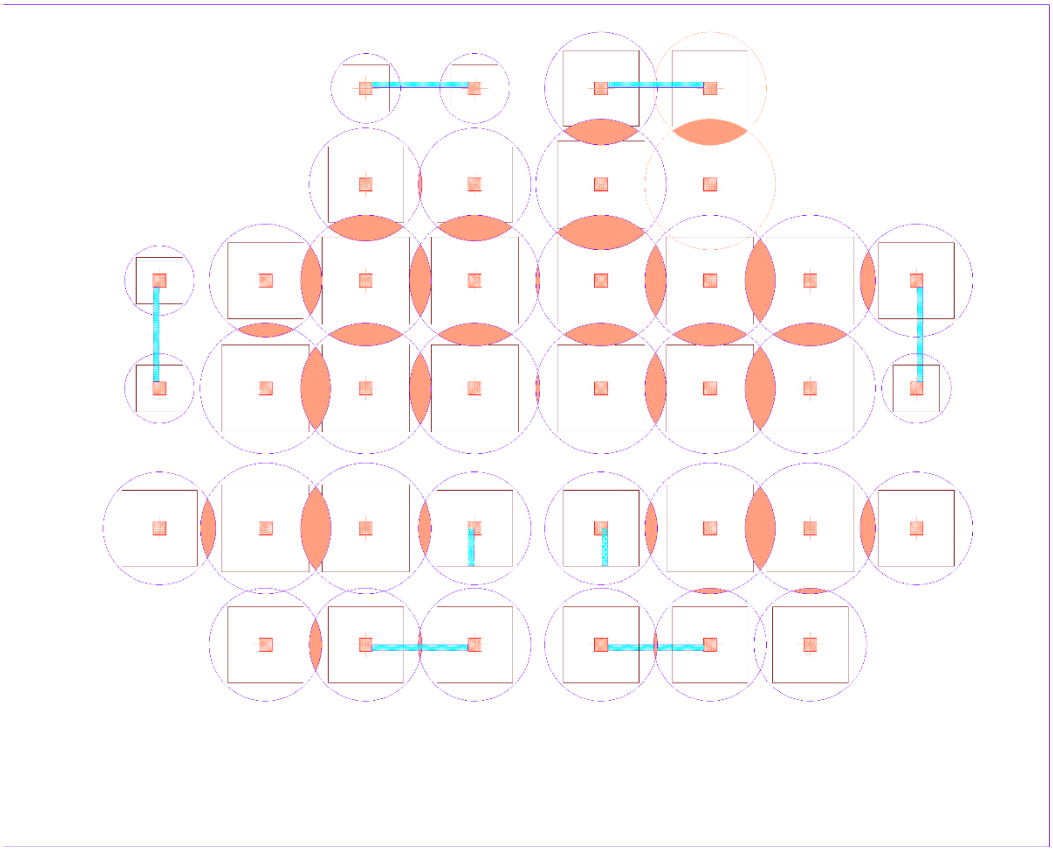
VI.4.1. Vérification de l'interférence entre deux semelles

Pour la Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles, On doit vérifier que : $l \geq \frac{1,5}{2}$ (A+A')

Avec : A et A' sont les dimensions des deux semelles agacent



Figures VI.1: Les bulles de pression sous la semelle



Figures VI.2 : chevauchement des bulles des pressions sous les semelles

VI.4.2. Semelle filante (continue)

On a des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

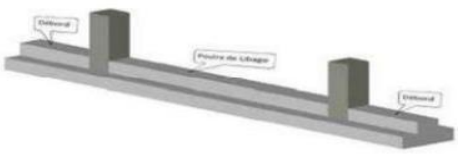


Figure VI.3: Semelle filantes sous plusieurs poteaux

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles

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

-Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.

-Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.

-Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

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

$$\sigma \leq \bar{\sigma}sol \Longrightarrow \sigma = \frac{\sum Nser}{S} \Longrightarrow B \geq \frac{\sum Nser}{L \times \bar{\sigma}sol}$$

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

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

d_G: Débord gauche de la semelle isolée d_G=50cm

d_D: Débord droite de la semelle isolée d_D=50cm

NB : Toutes les semelles sont des semelles filantes sous plusieurs des poteaux

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS (sens porteur (X))

Semelle	L (m)	∑N (kN)	$\bar{\sigma}sol$ (bars)	**Bcal** (cm)	**Badopt**é (cm)	**hcalcul**é (cm)	**hadopt**é (cm)
S-F1	11,85	2213,7	2	93,4	100	19	25
S-F2	26,05	4904,7		94,1	100	19	25
S-F3	26,05	5594,63		107,4	110	21,4	25
S-F4	26,05	6374,6		122	130	24,4	30
S-F5	18,85	3754,3		99,6	110	20	25
S-F6	11,85	2800		118	130	23,62	25

VI.4.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau VI.3 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes (Sens porteur(X))

Semelle		L(m)	B(m)	B'(m)	$1,5 x(\frac{B+B'}{2})$	$L > 1,5 x (\frac{B+B'}{2})$
S-F1	S-F2	3,3	1	1	1,5	CV
S-F2	S-F3	3,3	1	1,1	1,575	CV
S-F3	S-F4	3,7	1,1	1,3	3.75	CV
S-F4	S-F5	4,8	1,3	1,1	3.45	CV
S-F5	S-F6	4	1,1	1,3	4.05	CV

VI.4.2.3. Vérification de la contraint des semelles filantes

Tableau VI.4. Vérification de $\Sigma\sigma ser < \sigma sol$.

Semelle	L(m)	B(m)	∑Ni	$P_{Semelle}$	$P_{remblai}$	**Σσser**	**σs**ol	verifications
S-F1	11,85	1	2213,7	74,0625	50,955	0,197360127	0,2	CV
S-F2	26,05	1	4904,7	162,8125	112,015	0,19883023	0,2	CV
S-F3	26,05	1,1	5594,63	179,09375	123,2165	0,20579097	0,2	CNV
S-F4	26,05	1,3	6374,6	253,9875	174,7434	0,200895642	0,2	CNV
S-F5	18,85	1,1	3754,3	129,59375	89,1605	0,191611008	0,2	CV
S-F6	11,85	1,3	2800	96,28125	66,2415	0,192309169	0,2	CV

VI.4.2.4. Vérification des semelles filantessur les deux sens (X ; Y) (croisées)

Dimensionnement des semelles filantes sur les deux sens (X ; Y) (croisées)

- On fait le dimensionnement par la proposition du la valeur de B :

Tableau VI.5 : Vérification les semelles filantes croisées

Nmax (KN)	B_{ch} (m)	S(m)	$\frac{Nmax}{s}$	$\bar{\sigma sol}$ (bars)	Vérification N/s	$B_{adobté}$ (m)	h_{cal} (m)	$h_{adobté}$ (m)
1118,75	1.00	25,05	0,45	2	$\leq \sigma s$ CV	1	0.2	0.25
	1.20	30,06	0,37		CV			
	1.30	32,57	0,34		CV			

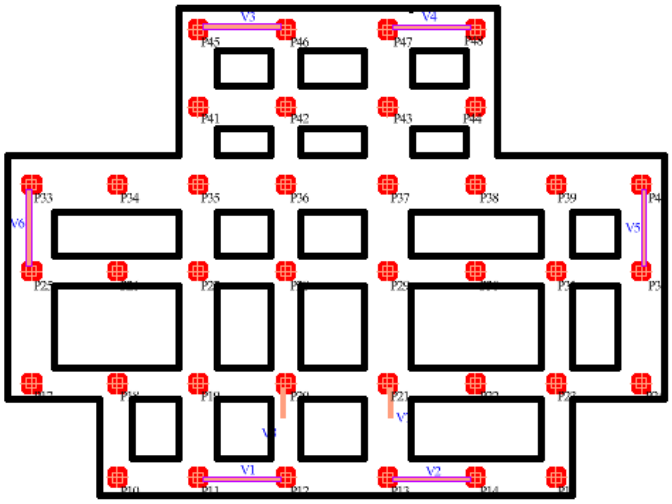


Figure VI.4 : Plan de coffrage des fondations.

VI.4.2.5.Vérification de la stabilité au renversement

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

Tableau VI.6: Vérification de renversement des semelles filantes croisées.

Semelle	N_{ser}kN	$M_{sercorr}$ kN.m	e_0(mm)	B (mm)	$\frac{B}{4}$(mm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
S-F1	1118,75	3,61	3,23	1000	250	cv

VI.4.2.6. Vérification de la capacité portante:

Il faut vérifier que: $\sigma_m = \frac{N}{B^2}\left(1+\frac{3e_0}{B}\right) \leq \sigma_{sol} = 0.20MPa$

Tableau VI.7: Vérification de la capacité portante pour les semelles filantes croisées

Combinaisons	N (kN)	M (kNm)	e_0 (mm)	σ_m(MPa)	vérification
G + Q + E	2476,75	47,98	19,3721611	0.07	CV
G + Q - E	2505,43	48,51	19,3619459	0.08	CV
0.8 G + E	2371,4	43,56	18,368896	0.07	CV
0.8 G - E	2389,84	43,91	18,373615	0.06	CV

VI.4.2.7.Vérification de poinçonnement de semelle filante croisée

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

$$F \leq FLimite = 0{,}045.\ uc.h.\frac{fcj}{\gamma b}$$

Semelle	h (cm)	F_{limite} (kN)	F_u (kN)	Vérification
	30	685.00	1511.21	CNV

- La condition n'est pas vérifiée donc on doit prévoir la poutre de libage.

VI.4.2.8. Ferraillage des Semelles filantes croisée

Tableau VI.9 : Choix de méthode de calcul.

semelle	B(m)	N_u	M_u	e_0(mm)	B/18(mm)	Méthode
	1	2476,75	47,98	19,3721611	55,56	bielle

Tableau VI.10 : Ferraillages des semelles filantes croisées

Semelle	A_{cal}(cm²)	A_{ch}(cm²)	St_b	$A_{rep.cal}$(cm²)	$A_{rep.ch}$(cm²)	St_a
	28,38	26HA12=29.41	20	6.16	13HA12=14.7	12

VI.5.Poutre de libage

VI.5.1.Dimensionnement de la poutre de libage

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

Avec : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$; $l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$

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

• L : La plus grande travée dans la fille

• K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).

•hp : la hauteur de la poutre de libage

$$hp \geq \sqrt[3]{\frac{0.5.Lmax^4.K}{E}}$$

Tableau VI.11 : Pré dimensionnement des poutres de libage.

Poutre de libage	L_{max}(m)	$h_{pcalculé}$(m)	$h_{padopté}$(m)	b_p (m)
	4.35	0.68	1.00	0.45

VI.5.2.Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage « CBA91 Article A.5.2.4.2 »

$F \leq FLimite = 0{,}045.\ uc.h.\frac{fcj}{\gamma b}$

Tableau VI.12 : Vérification de Poinçonnement des poutres de libage.

Poutre de libage (cm²)	Nu (KN)	F_{limite}(KN)	$Nu \leq F_{limite}$
45x100	2900.84	4350	CV

- Pas de poinçonnement de la poutre de libage.

VI.5.3.Ferraillage Poutre de libage

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

$$\boldsymbol{\sigma}_{ELU} = \frac{\sum NU + 1{,}35 \times (Psemelle) + Ppoutre\ de\ libage}{BxL} \quad \boldsymbol{\sigma}_{ELS} = \frac{\sum Nser + (Psemelle) + Ppoutre\ de\ libage}{BxL}$$

Avec :

- ∑Nu: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.
- B : la hauteur de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

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

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

Tableau VI.13 : Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage.

Élément	σ_{Elu} (MPa)	σ_{Els} (MPa)	F_{ELU} (**KN**/ml)	F_{ELS} (**KN**/ml)
Poutre de libage	0.57	0.41	741.00	528.32

VI.5.4.Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau VI.14: Ferraillage longitudinal des poutres de libage.

Poutrede libage 45x100 (cm²)	M_t (KN/m)	M_a (KN/m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	
					Travée	Appuis
	1185.49	1003.80	40.01	33.56	12HA16+8chHA16=40.24	12HA16+6chHA16=36.19

Sections minimale

Amin = 0,5 % b.h (cm²) RPA99v2003 (Art.7.5.2.1).

Section tendue = Atmin = 0,1 % b.h (cm²) CBA93 (Art.B.6.4)

TableauVI.15: Vérification des contraintes à l'ELS

Élément	Mser(KN.m)	$\bar{\sigma}$b (MPa)	σb(MPa)	Vérification	σs(MPa)	$\bar{\sigma}$s(Mpa)	Vérification
Travée	845,23	12.92	15	CV	201.63	271.05	CNV
Appuis	820.30	12.96	15	CV	201.63	290.60	CNV

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

Tableau VI.16 : La section calculée et choisie des poutres de libages

Elément	M_{max}(kN.m)		$A_{calculées}$ (cm²)		$A_{choisie}$(cm²)	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
PL	845,23	820.30	48.05	41.02	8HA16+ 16chHA16=48.24	8HA16+ 14chHA16=44.22

VI.5.5.Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

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

$\tau = \frac{Tu}{b.d}$; $\bar{\tau} = (\frac{0{,}15 \times fc28}{\gamma b}$; 4 MPa) = 2,50 MPa… … … … … fissuration préjudiciable

Tableau VI.17: Vérification de cisaillement des poutres de libage.

Elément				Escapement et Armatures			
Poutre de libage	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}(MPa)$	ZN (cm)	ZC (cm)	$\emptyset$ (mm)	At (cm^2)
45x100	191.47	0.47	3.33	10	15	8	6HA8= 3,02

VI.5.6. Armatures de peau selon [CBA93 Art.7.3]

Puisque la poutre de libage (CBA93) exige des armateurs de peau d'au moins de 3cm^2/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Ap = 3 × 1,50 = 4.50 cm^2, donc on adopte 4HA12 = 4,52 cm2

.

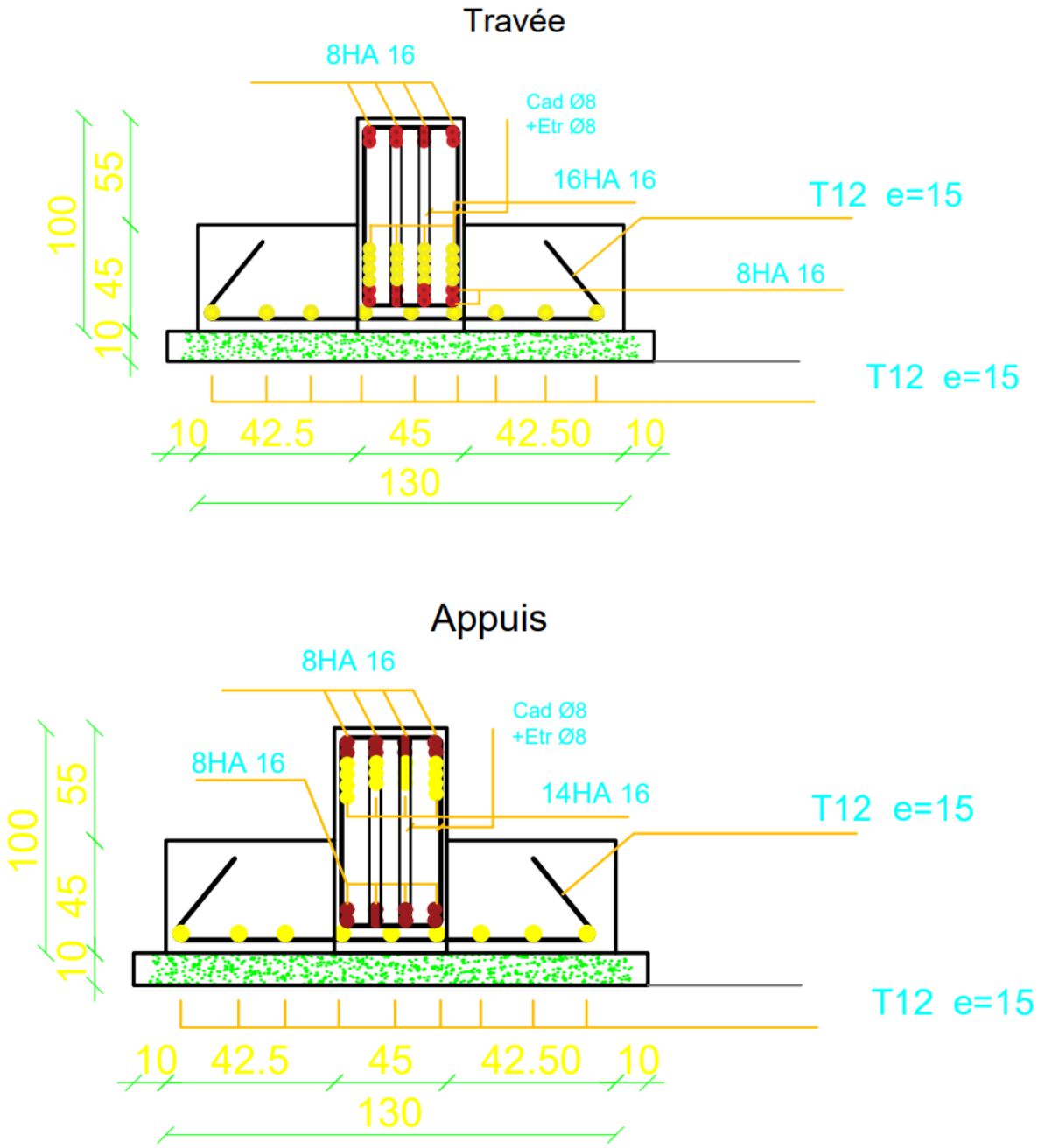


Figure VI.5 : Ferraillage de la poutre de libage

VI.6.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.6.1.Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC

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

Fu =$\frac{NU}{\propto} \geq$ 20 KN

α : (zone IIa / site 3) = 10 « RPA99VERSION2003 Article 10.1»

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

Fu = $\frac{2868.01}{10}$ = 286.80 KN ; A = $\frac{Fu}{\sigma s}$= $\frac{Fu}{Fe/\gamma s}$= $\frac{286.80}{400/1,15}$= 8,25 cm²

- **Choix des Armatures**

❖ **Section minimale** : 0.6 % x (b x h) = 0.6% 0.30x0.30 =5.40cm².

Tableau VI.18 : Ferraillage des longrines.

Elément	Acalculée	Amin (cm²)	Achoisie (cm²)
Longrines	8,25 cm²	5.40cm².	6HA14 =9,24

VI.6.2.Vérification des contraintes normales à l'ELS

Type de fissuration : préjudiciable.

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

Tableau VI.19 : Vérification des contraintes normales de longrines.

Sollicitation a L'ELS		Contraintes normales		Contraintes admissibles		Vérification
Nser (KN)	α	**σ**bMPa	**σ**sMPa	$\overline{\overline{\sigma b}}$ MPa	$\overline{\overline{\sigma s}}$MPa	
2096.55	10	/	173.84	/	201.63	CV

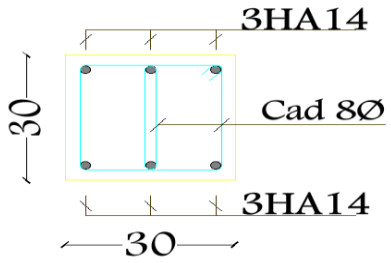


Figure VI.6 : Disposition des armatures des longrines

VI.7.Etude de voile périphérique :

Notre voile périphérique joue un double rôle :

- encastrement de la base de la structure.
- mur de soutènement.

VI.7.1. Dimensionnement :

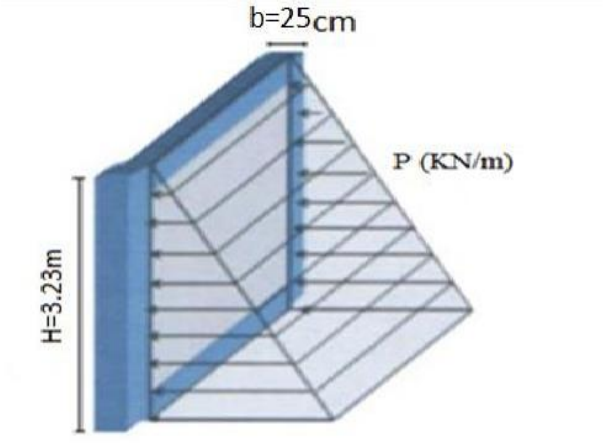
D'après RPA99 (version 2003) le mur de soutènement doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- ✓ Epaisseur ≥ 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Un recouvrement de 50Φ pour les renforcements des angles.
- ✓ On adopte une épaisseur **e = 25 cm**.

La hauteur de mur égale à 3.06m. Composé de panneau encastré dans les quatre cotés.

VI.7.2.Détermination des sollicitations :

Le mur de soutènement est sollicité en flexion simple, sous l'effet de la poussée des terres. Dans notre cas; le panneau est vertical, et la poussé est horizontal; et le frottement entre le mur et le remblai est négligeable.



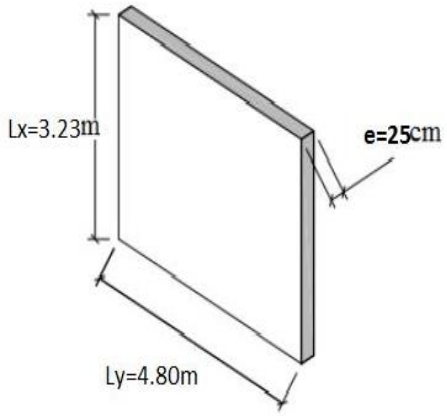


Figure VI.7. Mur de soutènement. Figure VI.6. Les dimensions du panneau le plus sollicité

VI .7.3Methode de calcul :

Le mur de soutènement est considéré comme dalle pleine encastrée sur les quatre côtés, il est sollicité par une charge uniformément répartie, représentant la poussée horizontale (P) due au poids des terres:

$$P= ½ K_a .\gamma.H^2$$

Avec :

γ : poids volumique des terres.

H : hauteur du voile.

k_a : Coefficient de poussée loi de Rankine. $K_a= tg^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

φ : Angle de frottement interne.

D'après le rapport de sol on a : φ =20° ; γ = 16.5 KN/m^3 ; H=3.06m

$Ka = tg^2 (\frac{180}{4} - \frac{20}{2})$=0,49

Donc : **P= 42.17KN/m**

VI.7.4.Calcul des moments :

Le mur de soutènement est un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture **annexe 8** puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable.

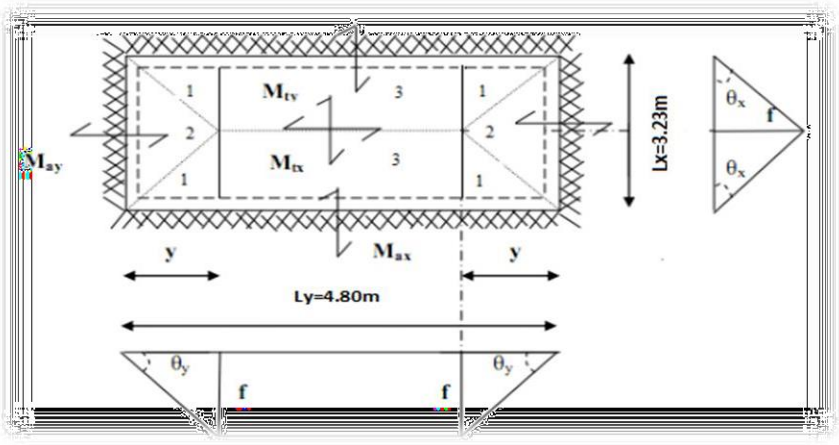


Figure VI.9. Les lignes de ruptures dans le panneau

VI.7.4.1.Methode des lignes des ruptures :

Tableau VI.20. Les Travaille interne et externe

Travail externe : $T_{ext} = q\ f\ S$	**Travail interne :** $T_{int} = M_i\ L_i \theta_i$
$\Sigma T_{ext} = (7.75 - 1.07y)\ q\ f$	$\Sigma T_{int} = M\ f\ (\frac{9.70}{y} + 8.92)$

VI.7.4.2Calcul des moments :

Tableau VI.21. Les efforts internes

E.L.U	E.L.S	
$q = M\ (\frac{\frac{9.70}{y}+8.92}{7.75 - 1.07y})$	$M_x = \mu_x\ P_s\ L^2{}_x$ $M_y = \mu_y\ M_x$	
$q_u = 1.35 \times 42.17 = 56.94$ KN/m	$P_s = 42.17$ KN/m^2	
y = 1.91 m	$\rho = 0.673$	$\mu_x = 0.078$ $\mu_y = 0.547$
q = 2.46Mu Mu = 0.41 q	$M_x = 0.078 \times 42.17 \times (3.23)^2 = 34.32$ KN.m $M_y = 0.547 \times 34.32 = 18.77$ KN.m	
Mux = Muy =0.41x56.94=23.35KN.m Max = May = -0.5*23.18 = -11.59 KN.m	$M_{tx} = 0.75 \times 34.32 = 25.74$ KN.m $M_{ty} = 0.75 \times 18.77 = 14.08$ KN.m $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 34.32 = -17.16$ KN.m.m	

VI.7.5.calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est préjudiciable :

On a :$\rho = \frac{3.06}{4.8} = 6{,}637 \rangle 0{,}4$

⇒ alors le panneau travaillant les deux directions. B=100cm ;c=c'=3cm ;$\sigma b = 14{,}2MPA$;h=ep= 25CM

$\sigma c = 348$mpa ; FE=400

On choisit : $\phi_x = \phi_y = 10$mm

d_x=21,5cm d_y=20,5cm

Tableau VI.22. Ferraillage du mur de soutènement.

		M (KN.m)	μ	ß	μ_l	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisi (cm^2)
En Travée	**X**	23.35	0.034	0.983	0.392	CV	0	3.08	2.5	**5HA10 = 3.93**
	Y	23.35	0.037	0.981		CV	0	3.25	2.5	**5HA10 = 3.93**
En Appuis	**X**	-11.68	0.017	0.991	0.392	CV	0	1.53	2.5	**5HA10 = 3.93**
	Y	-11.68	0.019	0.990		CV	0	1.60	2.5	**5HA10 = 3.93**

VI.7.6.Verification a LELS :

On considère la fissuration est préjudiciable :

Tableau VI.23. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	A choisi (cm^2)
En Travée	**X**	25.74	7.92	0	6.14	4.20	**15**	**CV**	162.88	**201.63**	**CV**	**7HA12 = 7.92**
	Y	14.08	5.50	0	5.11	2.87		**CV**	133.36		**CV**	**7HA10 5.50**
En Appuis	**X**	-17.16	7.92	0	6.14	3.22	**15**	**CV**	154.09	**201.63**	**CV**	**7HA127 .92**
	Y	-17.16	5.50	0	5.11	3.47		**CV**	161.71		**CV**	**7HA10 5.50**

VI.7.7.Verification de l'espacement :

St= 100/7=14,28cm ≤min (3h ; 33cm)=33cm…… CV

Sa=100/7=14,28cm ≤min (4h ; 45cm)=45cm…… CV

VI.7.8.Verification de la flèche:

h/Lx= 0,077≥$\frac{mt}{20mo} = 0{,}038$ ……CV

Ax/b.d_x=0,0037≤$\frac{2}{FE} = 0{,}005$……CV

Ay/b.d_y=0,0026≤$\frac{2}{FE} = 0{,}005$……CV

Lorsque les conditions sont vérifiées ; donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire .

VI.7.9.Verification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que :

Suivant Lx : $\boldsymbol{\tau u = \frac{Vux}{b0.dx} \leq \bar{\tau} = \frac{0{,}07fc}{\gamma_b} = 1{,}17Mpa}$

$\boldsymbol{Vux = \frac{Pu.Lx.Ly}{2Ly.Lx} = 68{,}81KN}$ $\boldsymbol{\tau u = \frac{1000*68{,}81}{215*1000} = 0{,}32Mpa}$

LE CONDITION EST VERIFIER

Suivant Ly : $\boldsymbol{\tau u = \frac{Vuy}{b0.dy} \leq \bar{\tau} = \frac{0{,}07fc}{\gamma_b} = 1{,}17Mpa}$

$\boldsymbol{Vuy = \frac{Pu.Lx.Ly}{2Lx.Ly} = 61{,}31KN}$ $\boldsymbol{\tau u = \frac{1000*68{,}81}{215*1000} = 0{,}29Mpa}$

LE CONDITION EST VERIFIER

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Cette étude nous a permis d'appliquer l'aspect théorique de la formation de l'ingénieur civil, afin d'approfondir nos connaissances à partir de documents techniques et organisationnels, d'appliquer des méthodes de calcul modernes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception des structures du bâtiment.

D'après l'étude réalisée dans le cadre de ce projet de fin d'étude qui est un bâtiment RDC+6+SS, il est à noter que pour obtenir une bonne conception antisismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début. Le projet vise à supporter toutes les limitations causées par la structure approuvée par rapport à l'architecture proposée et à atteindre une sécurité maximale de la structure sans surcoût significatif.

Enfin, l'objectif principal d'un ingénieur d'études est de minimiser les risques de tremblement de terre et de faciliter l'exécution des travaux en adoptant la conception optimale qui répond aux exigences architecturales et de sécurité.

Dans le même temps, nous avons travaillé autant que possible pour accepter les principaux critères, à savoir: la sécurité, l'économie, le fonctionnement et l'esthétique.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

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 version2003) : D.T.R-B.C.2.48
- Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2

Logiciels :

- SAP2000 version 20.2.0
- Robot EXPERT 2010
- AutoCAD 2020
- Microsoft office 2016