REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Yahia Farès De Médéa



Faculté de **T**echnologie
Département de **G**énie **C**ivil

Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Construction et Matériaux

THEME

Etude d'un bâtiment en Sous Sol + RDC + 5 Etages à usage d'habitation contreventé par des voiles

Réalisé par :
DJEZIRI Amina

Dirigé par :
M^{r}. SAFIDDINE Salim

Promotion: juin 2017

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à remercier notre DIEU miséricordieux qui nous a donné la volonté, la force et la patience à achever ce travail.

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

Nous remercions très sincèrement notre promoteur, monsieur SAFIDDINE Salim, pour son dévouement, ses conseils et ses critiques tout au long de l'élaboration de ce mémoire.

Nous remercions sincèrement Mr DJEZIRI Kheireddine pour les nombreuses explications qu'ils nous ont patiemment données.

Nous remercions sincèrement tous les enseignants de l'université de MEDEA en particulier de Génie Civil qui ont participés à notre formation.

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

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

Dédicace

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

Aux prunelles de mes yeux : Mes chers parents.

A mes chers frères et mes chères sœurs.

A toute ma famille.

A mon promoteur SAFIDDINE Salim.

A tous mes amis surtout de classe de construction et à tous mes collègues de ma promotion.

A tous mes amis sans exception.

Amina

ملخص

هذا المشروع يهدف إلي دراسة وهيكلة بناية من الخرسانة المسلحة، ذات استعمال سكني، تتألف من خمسة طوابق بالإضافة إلي الطابق الأرضي وطابق تحت الأرض. تقع هذه البناية في ولاية البليدة وهي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 3.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة هيكل مقاومة مختلط (عارضات وأعمدة + جدران خرسانية مسلحة).

قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر **CBA93** و **RPA99**

الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا علي تقنيات حساب الهياكل واستعمال برنامج **SAP2000V19**

أخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية وفقا لتوصيات تقرير دراسة التربة

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, comportant: **Sous-Sol + RDC + 5 Etages,** qui sera implanté à wilaya de Blida, classée selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de 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 établis conformément aux règlements algériens (**CBA 93 et RPA 99**)

L'étude dynamique a été établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel **SAP 2000V19**.

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure selon les recommandations du rapport de l'étude du sol

Abstract

This project consists in studying a building with use of habitation. Including: **Underground + Ground Floor + 5 Floors.** Which will be implanted in Blida, classified according to the RPA 99 version 2003 like a zone of high seismicity (zone **III**).

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

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments (**CBA93 and RPA99).**

The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software **SAP 2000V19.**

Finally, we studied the infrastructure with the recommendations of the Soil Study Report

Sommaire

Remerciement

Dédicace

Résumé

Liste des figures

Liste des tableaux

Notations

Introduction générale 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 2

I.1. Introduction 2

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 2

I.2.1. Dimension en élévation 2

I.2.2. Dimension en plan 2

I.2.3. Système de contreventement 2

I.2.4. Planchers 2

I.2.5. Maçonnerie 3

I.2.6. Revêtement 3

I.2.7. Les escaliers 3

I.2.8. Acrotère 3

I.2.9.L'infrastructure 3

I.3. Caractéristique des matériaux 3

I.3.1. Béton 3

I.3.2. Béton armé 4

I.3.3. Les armatures 5

I.3.4. Principe de calcul 5

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments résistants 8

II.1. Introduction 8

II.2. Prédimensionnement des planchers 8

II.2.1. Plancher en corps creux 8

II.2.2. Plancher à dalle pleine 9

II.3. Evaluation des charges et surcharges 9

II.3.1. Plancher Terrasse 9

II.3.2. Plancher courant 10
II.3.3.Maçonnerie 11
a. Murs extérieurs (doubles-cloisons) 11
b. Murs intérieurs (simples-cloisons) 12
II.3.4. Surcharges d'exploitations (Q) 12
II.4. Prédimensionnement des poutres 12
II.5. Les poteaux 13
II.6. Les voiles 17
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires 18
III.1. L'acrotère 18
III.1.1. Evaluation des charges et surcharges 18
III.1.2. Calcul des efforts 18
III.1.3. Calcul du ferraillage 18
III.1.4. Vérification de la contrainte de cisaillement 19
III.2. Les escaliers 20
III.2.1. Introduction 20
III.2.2. Définition des éléments d'un escalier 20
III.2.3. Dimensionnement 21
III.2.4. Evaluation des charges et surcharges 21
III.2.4.1. Charges permanentes 21
III.2.4.2. Charges d'exploitations 22
III.2.5. Détermination des sollicitations 22
III.2.6. Détermination des efforts 22
III.2.7. Calcul du ferraillage 23
III.2.8. Calcul de la flèche 25
III.2.9. Calcul de la poutre palière 25
III.2.9.1. Prédimensionnement 26
III.2.9.2. Evaluation des charges 26
III.2.9.3. Calcul des sollicitations 26
III.2.9.4. Calcul des efforts 26
III.2.9.5. Calcul du ferraillage 26
III.3. Calcul des poutrelles 28
III.3.1. Introduction 28
III.3.2. Les poutrelles 28

III.3.3. Dimensionnement des poutrelles 28
III.3.4. Evaluation des charges et surcharges 31
III.3.5. Calcul des sollicitations 31
III.3.6. Ferraillage des poutrelles 34
III.3.7. Ferraillage de la table de compression 36
III.4. Calcul des dalles pleines 37
III.4.1. Définition 37
III.4.2. Méthode de calcul 37
III.4.3. Principe de calcul 37
III.4.4. Evaluation des charges et surcharges 38
III.4.5. Calcul du ferraillage 39
Chapitre IV : Etude sismique 41
IV.1. Introduction 41
IV.2. Caractéristiques dynamique de la structure 41
IV.2.1. centre de masse 41
IV.2.2. Centre de torsion 42
IV.2. 3. Excentricité 43
IV.2. 3.A. Excentricité théorique (statique) 43
IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle 44
IV.3. Choix de la méthode de calcul 45
IV.3.1. Spectre de réponse de calcul 45
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique 46
IV.4.1. Vérification de comportement 46
IV.4.2. vérification de participation massique 47
IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 48
IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement 50
IV.4.5. Vérification des déplacements 50
IV.4.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 51
Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants 53
V.1. Introduction 53
V.2. Les combinaisons des charges 53
V.3. Ferraillage des poutres 53
V.3.1. Recommandation des règlements 54
V.3.2. Vérification des contraintes à l'E.L.S 55

V.3.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA 56
V.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement 57
V.3.5. Calcul des armatures transversales 57
V.3.6. Vérification de la flèche 58
V.4. Ferraillage des poteaux 60
V.4.1. Recommandation des règlements 60
V.4.2. Calcul des armatures longitudinales à l'E.L.U 60
V.4.3. Vérification des contraintes à l'E.L.S 62
V.4.4. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant 62
V.5. Ferraillage des voiles 66
V.5.1. Ferraillage des voiles à l'E.L.U 66
V.5.1.A. Les armatures verticales 66
V.5.1.B. Les armatures horizontales 67
V.5.1.C. Les armatures transversales 67
V.5.2. Calcul des armatures 68
V.5.2.1. Armatures verticales 68
V.5.2.1.a. Détermination des armatures verticales a l'ELU 68
V.5.2.1.b. L'espacement 69
V.5.2.2. Armatures horizontales 69
V.5.3. Ferraillage des linteaux 69
V.5.3.1. Ferraillage minimal des linteaux 71
V.5.3.2. Calcul des armatures 71
Chapitre VI : Calcul des fondations 72
VI.1. Introduction 72
VI.2. Reconnaissance du sol (Contrainte admissible) 72
VI.3. Choix du type de fondation 72
VI.4. Le radier 72
VI.4.1. Dimensionnement du radier 73
VI.4.2. Ferraillage du radier 74
VI.4.2.a. Calcul des Charges du radier 74
VI.4.2.b. Vérification de la surface du radier 74
VI.4.2.c. Calcul des moments 74
VI.4.3. Ferraillage de la nervure 76
VI.4.3.1. Détermination des moments 76

VI.4.3.2. Calcul du ferraillage longitudinal à l'ELU 76
VI.4.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS..... 77
VI.4.3.4. Détermination des armatures transversales 77
VI.4.3.5. Armatures de peau..... 77
VI.5. Les longrines 78
VI.5.1. Prédimensionnement 78
VI.5.2. Sollicitations..... 78
VI.5.3. Ferraillage..... 78
VI.6. Mur de soutènement..... 80
VI.6.1. Introduction 80
VI.6.2. Prédimensionnement du mur..... 80
VI.6.3. Ferraillage du mur de soutènement 81
Conclusion générale 82
Références bibliographiques

Liste des figures

Figure I.1 : Les dimensions en plan du bâtiment 2

Figure I.2 : Eprouvette (16×32) 5

Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton 6

Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation d'acier 7

Figure II.1 : Plancher a corps creux 8

Figure II.2 : Dimensions du corps creux 8

Figure II.3 : Composants d'un plancher terrasse 10

Figure II.4 : Composants d'un plancher courant 11

Figure II.5 : Composants d'un mur extérieur et d'un mur intérieur 12

Figure II.6 : Dimensionnement de la poutre 12

Figure II.7 : Représentation du poteau le plus sollicité 14

Figure II.8 : les coupes des voiles 17

Figure III.1 : L'acrotère 18

Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère 19

Figure III.3 : Représentation d'un escalier 20

Figure III.4 : Schéma statique de l'escalier 21

Figure III.5 : Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.U 23

Figure III.6 : Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.S 23

Figure III.7 : Dimension de la poutrelle avant coulage de la table de compression 28

Figure III.8 : Poutrelle avant coulage 28

Figure III.9 : Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU 32

Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles l'ELU 32

Figure III.11 : Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS 32

Figure III.12 : Diagramme des moments du 2ème type des poutrelles à l'ELU 33

Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants du 2ème type des poutrelles à l'ELU ... 33
Figure III.14 : Diagramme des moments du 2ème type des poutrelles à l'ELS 33
Figure III.15 : Section de la poutrelle 34
Figure III.16 : Ferraillage de la poutrelle 36
Figure III.17 : Ferraillage de la table de compression 37
Figure IV.1 : Disposition des voiles 42
Figure IV.2 : Le spectre de réponse..... 46
Figure IV.3 : Le comportement des trois premiers modes 47
Figure IV.4 : Le renversement 50
Figure V.1 : Ferraillages des poutres principales 59
Figure V.2 : Ferraillages des poutres secondaires..... 59
Figure V.3 : Ferraillages des poteaux..... 65
Figure V.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles 66
Figure VI.1 : Schéma d'un radier nervuré 73
Figure VI.2 : Ferraillage des longrines 79
Figure VI.3 : Prédimensionnement du mur de soutènement 80
Figure VI.4 : Ferraillage de mur de soutènement 81

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances 5
Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)..... 9
Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)..... 10
Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher courant (corps creux) 10
Tableau II.4 : Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine) 11
Tableau II.5 : Charges permanentes du mur double cloison 11
Tableau II.6 : Charges permanentes du mur simple cloison 12
Tableau II.7 : Charges d'exploitations 12
Tableau II.8 : Prédimensionnement des poutres..... 13
Tableau II.9 : Détermination de l'effort normal ultime N_u de chaque niveau 15
Tableau II.10 : Calcul du poids de chaque niveau 15
Tableau II.11 : Détermination des charges d'exploitation 16
Tableau II.12 : Vérifications du ($1.1Nu \leq \overline{Nu}$) 16
Tableau II.13 : Vérifications de coffrage des poteaux 17
Tableau II.14 : Détermination de l'épaisseur des voiles 17
Tableau III.1 : Les Charges 18
Tableau III.2 : Les Efforts 18
Tableau III.3 : Les Sections..... 18
Tableau III.4 : Evaluation des charges permanentes du palier 21
Tableau III.5 : Evaluation des charges permanentes de paillasse 22
Tableau III.6 : Combinaison des charges de l'escalier 22
Tableau III.7 : Les données 23
Tableau III.8 : Calcul des sections d'acier de l'escalier 23
Tableau III.9 : Les armatures de répartition 24
Tableau III.10 : Vérification de l'espacement 24
Tableau III.11 : Vérification de la contrainte 25
Tableau III.12 : Résultats de la vérification de la flèche 25
Tableau III.13 : Calcul des efforts 26
Tableau III.14 : Ferraillage de la poutre palière 26
Tableau III.15 : Vérification de la contrainte 27
Tableau III.16 : Evaluation des charges et surcharges 31

Tableau III.17 : Distribution des moments fléchissants et des efforts tranchants à L'ELU 31
Tableau III.18 : Distribution des moments fléchissants et des efforts tranchants à L'ELS 32
Tableau III.19 : Distribution des moments fléchissants et des efforts tranchants à L'ELU 33
Tableau III.20 : Distribution des moments fléchissants et des efforts tranchants à L'ELS 33
Tableau III.21 : Calcul des sections d'acier de la poutrelle..... 34
Tableau III.22 : Vérification de la contrainte 35
Tableau III.23 : Calcul et vérification de la flèche 36
Tableau III.24 : Détermination des chargements de la dalle pleine 38
Tableau III.25 : Calcul des sections de la dalle 39
Tableau III.26 : Vérification de la contrainte 40
Tableau IV.1 : Calcul du centre de masse 42
Tableau IV.2 : Calcul du centre de torsion..... 43
Tableau IV.3 : Calcul d'excentricités théoriques 44
Tableau IV.4 : Calcul d'excentricités accidentelles 44
Tableau IV.5 : Le comportement des trois modes..... 46
Tableau IV.6 : Coefficient de participation massique 48
Tableau IV.7 : Calcul de la force sismique 49
Tableau IV.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 49
Tableau IV.9 : Vérification de la stabilité au renversement..... 50
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter-étage sens X..... 51
Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y..... 51
Tableau IV.12 : Vérification l'effet P-Δ sens X 52
Tableau IV.13 : Vérification l'effet P-Δ sens Y 52
Tableau V.1 : Les données de calcul 53
Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales 54
Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 55
Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales 55
Tableau V.5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires 55
Tableau V.6 : Vérification des poutres selon la condition CBA 56
Tableau V.7 : Vérification des poutres selon la condition RPA..... 56
Tableau V.8 : Calcul de $\bar{\tau}_u$..... 57
Tableau V.9 : Vérification des contraintes de cisaillement pour les poutres 57
Tableau V.10 : Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement..... 58
Tableau V.11 : Vérification de la flèche des poutres 58

Tableau V.12 : Sections des armatures longitudinales des poteaux 61
Tableau V.13 : Ferraillage longitudinal des poteaux..... 62
Tableau V.14 : Vérification des contraintes à l'E.L.S 62
Tableau V.15 : Vérification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant 63
Tableau V.16 : Sections et espacements des armatures transversales des poteaux 64
Tableau V.17 : Ferraillage verticales des voiles d'épaisseurs 15cm 68
Tableau V.18 : Calcul des armatures horizontales des voiles d'épaisseurs 15cm 69
Tableau V.19 : Vérification des contraintes à l'E.L.S 69
Tableau V.20 : Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux 71
Tableau V.21 : Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux 71
Tableau V.22 : Calcul des armatures transversales 71
Tableau VI.1 : Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier 75
Tableau VI.2 : Vérification des armatures du radier à l'ELS 75
Tableau VI.3 : Les moments de la nervure 76
Tableau VI.4 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure à L'ELU 77
Tableau VI.5 : Vérification des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS 77

Notations

❖ Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

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

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

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

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

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

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

❖ Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

❖ Majuscules grecques

Δ : Variation.

$\sum$: sommation.

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

W *:* poids.

❖ Minuscules grecques :

α*:* Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ:: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

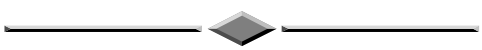
❖ Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Introduction Générale



Introduction générale

L'étude des structures est un passage indispensable dans le domaine de bâtiment. Cette tâche vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation de Master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.
Dans ce contexte, notre projet de fin d'études consiste à étudier un bâtiment en sous sol plus un rez-chaussé et cinq étages, à usage d'habitation. Ce bâtiment sera implanté dans un sol de faible capacité portante et en cœur d'une zone de forte sismicité, à la wilaya de Blida. A cet effet, la structure adoptée pour notre bâtiment est constituée par des portiques en béton armé contreventés par des voiles.

Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète de l'ouvrage et ses caractéristiques.

- La deuxième étape traitera le prédimensionnement des éléments porteurs de la structure (les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles).
- La troisième étape consiste à étudier les éléments secondaires (plancher, escalier, acrotère).

- La quatrième étape sera axée sur l'analyse dynamique moyennant le logiciel de calcul des structures «SAP2000 Version 19». Les différents résultats obtenus servent à la détermination du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles) qui fait l'objet du cinquième chapitre.

- Dans la dernière étape, sera dédiée à l'étude de l'infrastructure de notre bâtiment en connaissant la nature du sol et ses caractéristiques.

A la fin, nous clôturons notre mémoire par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

Ce projet nous a été confié par le bureau d'études techniques et d'architecteurs KHEDAR. Il consiste à étudier et calculer les différents éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation, comportant un **Sous-Sol + RDC + 5 Etages**. Il est implanté à Blida, cette région est classée selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99/V 2003)** comme étant une zone de forte sismicité (**Zone III**).

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- **Le règlement de béton Armé « CBA93 »**
- **Le règlement parasismique algérien « RPA99 version 2003 »**

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Le projet comporte : Sous-sol + RDC + Cinq étages.

I.2.1. Dimension en élévation

- Hauteur du RDC :……**h = 3.06 m**
- Hauteur de l'étage courant :……..**h = 3.06 m**
- Hauteur du Sous-sol :……....**h = 3.40 m**
- Hauteur total du bâtiment :……....**h = 21.76 m**

I.2.2. Dimension en plan

Tableau V.3 :

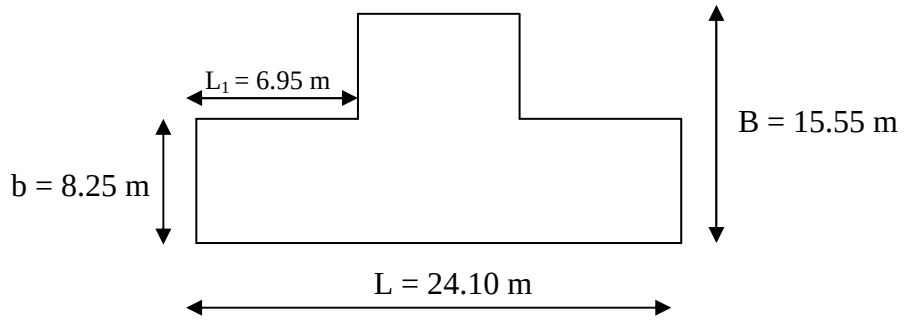


Figure I.1 : Les dimensions en plan du bâtiment

I.2.3. Système de contreventement

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 8m, alors le règlement parasismique Algérien (RPA99) préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques.

I.2.4. Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres éléments de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les

poutres et les poteaux. Notre bâtiment comporte un type de plancher c'est le plancher à corps creux avec quelques panneaux en dalle pleine.

I.2.5. Maçonnerie

On a deux types de maçonnerie en briques :

1- **Murs extérieurs :** sont composés de double cloison en briques creuses espacé d'une Lame d'aire de 10cm.

2- **Murs intérieurs :** sont composés d'une simple cloison en briques creuses.

I.2.6. Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieurs.

I.2.7. Les escaliers

La circulation entre les étages de notre structure est assurée par un seul type d'escalier droit à deux volées.

I.2.8. Acrotère

Saillie verticale encastrée à la périphérie du plancher terrasse assurant la protection de l'étanchéité et éventuellement des personnes accédant à la terrasse.

I.2.9. L'infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

I.3. Caractéristique des matériaux

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

I.3.1. Béton

Le béton est constitué d'un mélange hétérogène des matériaux inertes appelés granulats (sable et gravier) avec du ciment et de l'eau**.**

a. Caractéristique du Béton

- Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Bonne résistance à la compression.
- Faible résistance à la traction.

b. 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, il doit tenir compte des exigences suivantes.

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

c. Granulats

Le béton est constitué de deux types de granulats.

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

d. Eau de gâchage

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

I.3.2. Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction".

Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

- **Résistance du béton**

a. Résistance caractéristique à la compression (CBA93)

j < 28 : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ Pour $f_{c28} \leq 40MPa$

$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$ Pour $f_{c28} > 40MPa$

j ≥28 : $f_{cj} = 1.10 f_{c28}$

f_{cj} : La résistance caractéristique à "J" jours.

f_{c28} : La résistance caractéristique à "28" jours

b. Résistance caractéristique à la traction (CBA93)

La résistance à la traction du béton ftj est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

- $f$tj= 0.6 + 0.06 $f$cj avec : fcj et ftj en Mpa

c. Coefficient de poisson (υ)

$$\upsilon = \frac{\delta a / a}{\delta h / h} \quad \rightarrow \quad \begin{matrix} \upsilon = 0.2 \ E.LS \\ \upsilon = 0 \ E.L.U \end{matrix} \qquad [1]$$

Avec :

$\frac{\delta a}{a}$: Allongement relatif de la section transversale

$\frac{\delta h}{h}$: Allongement relatif de la section longitudinale

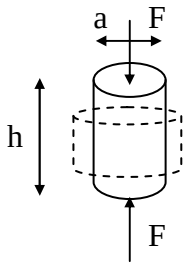


Figure I.2 : Eprouvette (16×32)

d. Module de déformation longitudinale « E »

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à :

$$E_{iJ}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \qquad [1]$$

Où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en MPa

I.3.3. Les armatures

Les aciers utilisés sont répertoriés dans le tableau suivant :

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

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (Mpa)
Ronds lisses RL	Armatures transversales	FeE 215	ϕ6 et ϕ8	215
Barres à haute adhérence HA	Armature longitudinale	FeE400	ϕ ≥10	400
Treillis soudés TS	Dalles	TLE520	0≤ ϕ ≤6	520

a. Module d'élasticité longitudinale de l'acier

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

[$E_s = 2.10^5$ MPa]. Art.2.2.1

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ; Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.3.4. Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :
  - Equilibre statique
  - L'ouverture des fissures

- La stabilité de forme

➢ Etat limite de service (E.L.S) basé sur :

- La compression du béton
- L'ouverture des fissures
- La déformation

I.3.4.A. Etat Limite Ultime de Résistance

➢ **Contrainte du béton en compression**

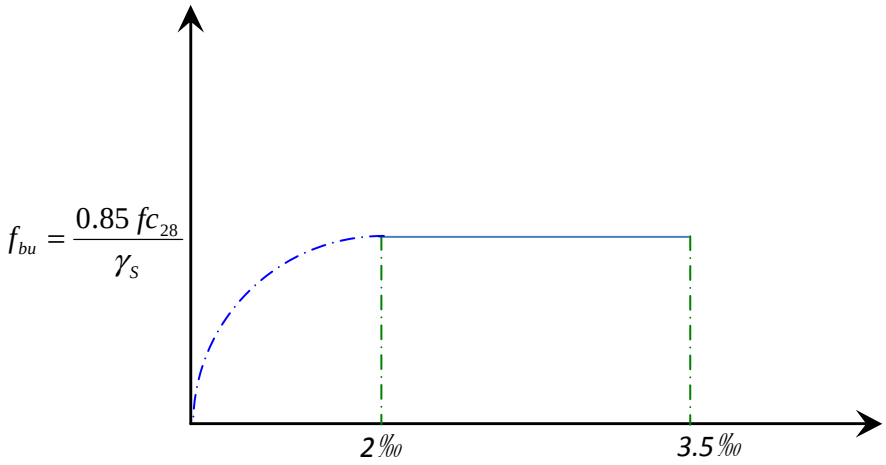


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton [1]

La contrainte ultime du béton en compression ; σ_{bc} est donnée par la formule :

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85\, f_{cJ}}{\theta * \gamma_b} \qquad [1]$$

Avec γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1.5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1.15$ Pour une combinaison accidentelle ;

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

$\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

➢ **Contrainte ultime de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement τ_u est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau} = \min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\ \text{MPa}\right]$ [1]
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau} = \min\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right]$ [1]

- **Contrainte de calcul d'acier**

A L'ELU la contrainte de l'acier est :

$$\overline{\sigma_s} = \frac{F_e}{\gamma_s} \qquad \varepsilon_s = sFe/\gamma_s . E_s \qquad D'où : \qquad \varepsilon_s = \Delta L / L$$

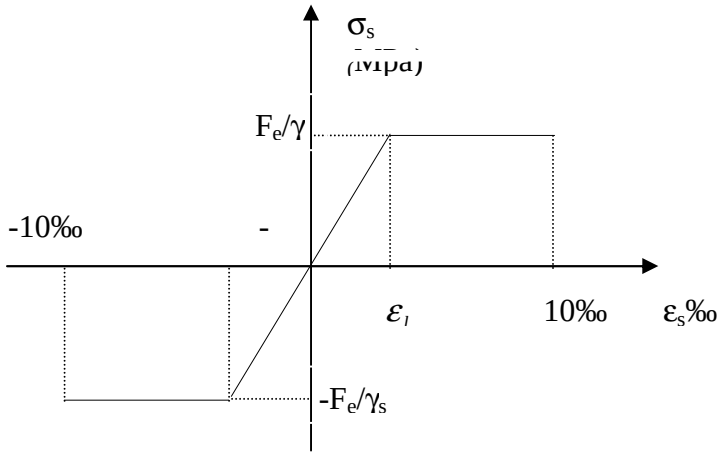


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation d'acier [1]

Avec : $\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier ;

F_e : Contrainte limite d'élasticité de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 \text{ Situation durable} \\ 1 \text{ Situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier.

I.3.4.B. Etat Limite Service

C'est l'état de vérification des contraires en trois cas :

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification [1]
- Fissuration préjudiciable :

  À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{2}{3} f_e \ , \ 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$ [1]

- Fissuration très préjudiciable :

  À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{1}{2} f_e \ , \ 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$ [1]

Avec :

$\eta = 1.0$ …… pour les aciers rends lisses (R.L).

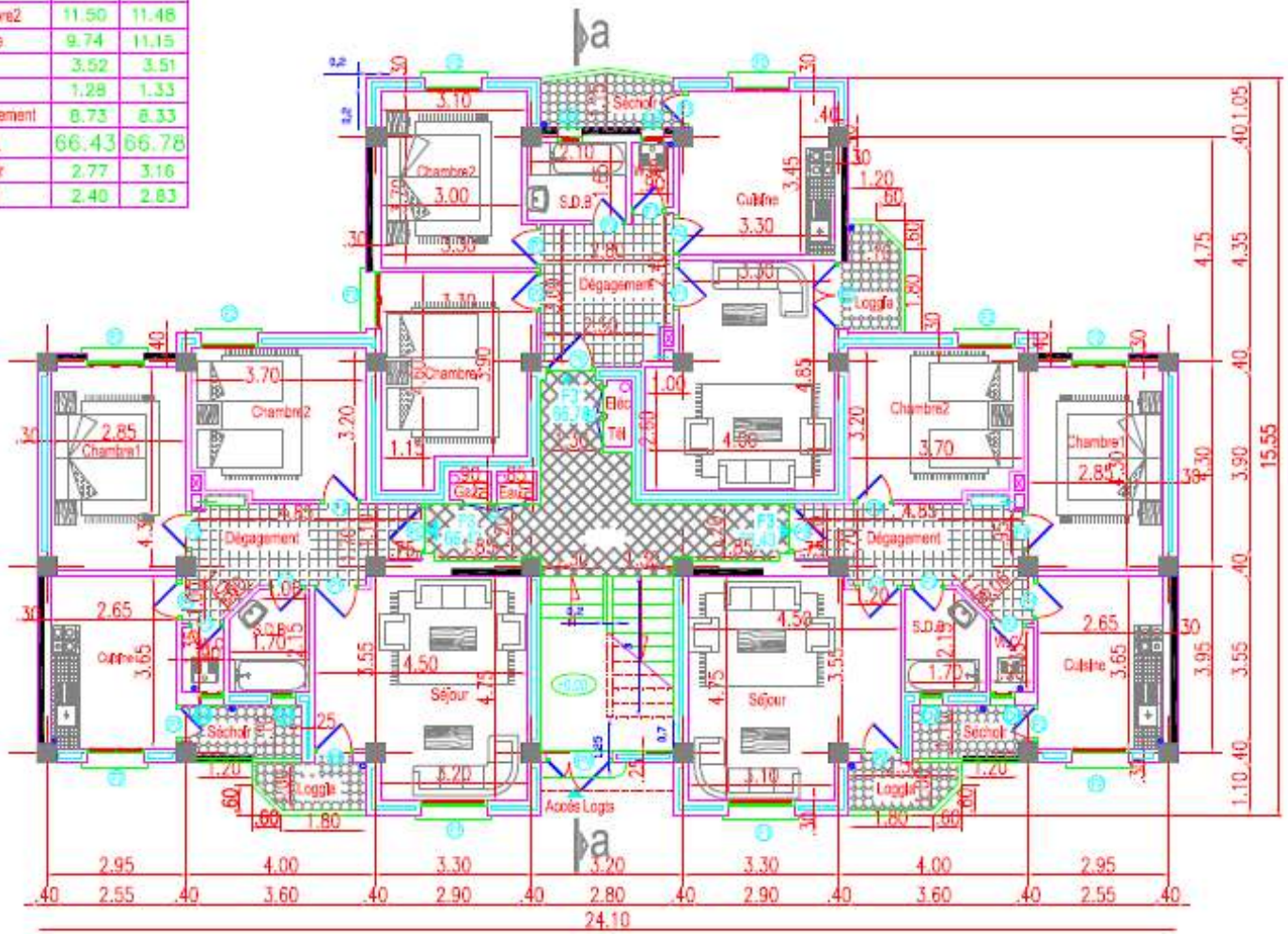
$\eta = 1.6$ ……..….pour les aciers de hautes adhérence (H.L).

DJEZIRI AMINA

PLAN R.D.C

TABLEAU DES SURFACES

Désignation	F3 (m²)	F3'(m²)
Séjour	19.44	17.74
Chambre1	12.22	13.24
Chambre2	11.50	11.46
Cuisine	9.74	11.15
S.D.B	3.52	3.51
W.C	1.28	1.33
Dégagement	8.73	8.33
TOTAL	66.43	66.78
Séchoir	2.77	3.16
Loggia	2.40	2.83

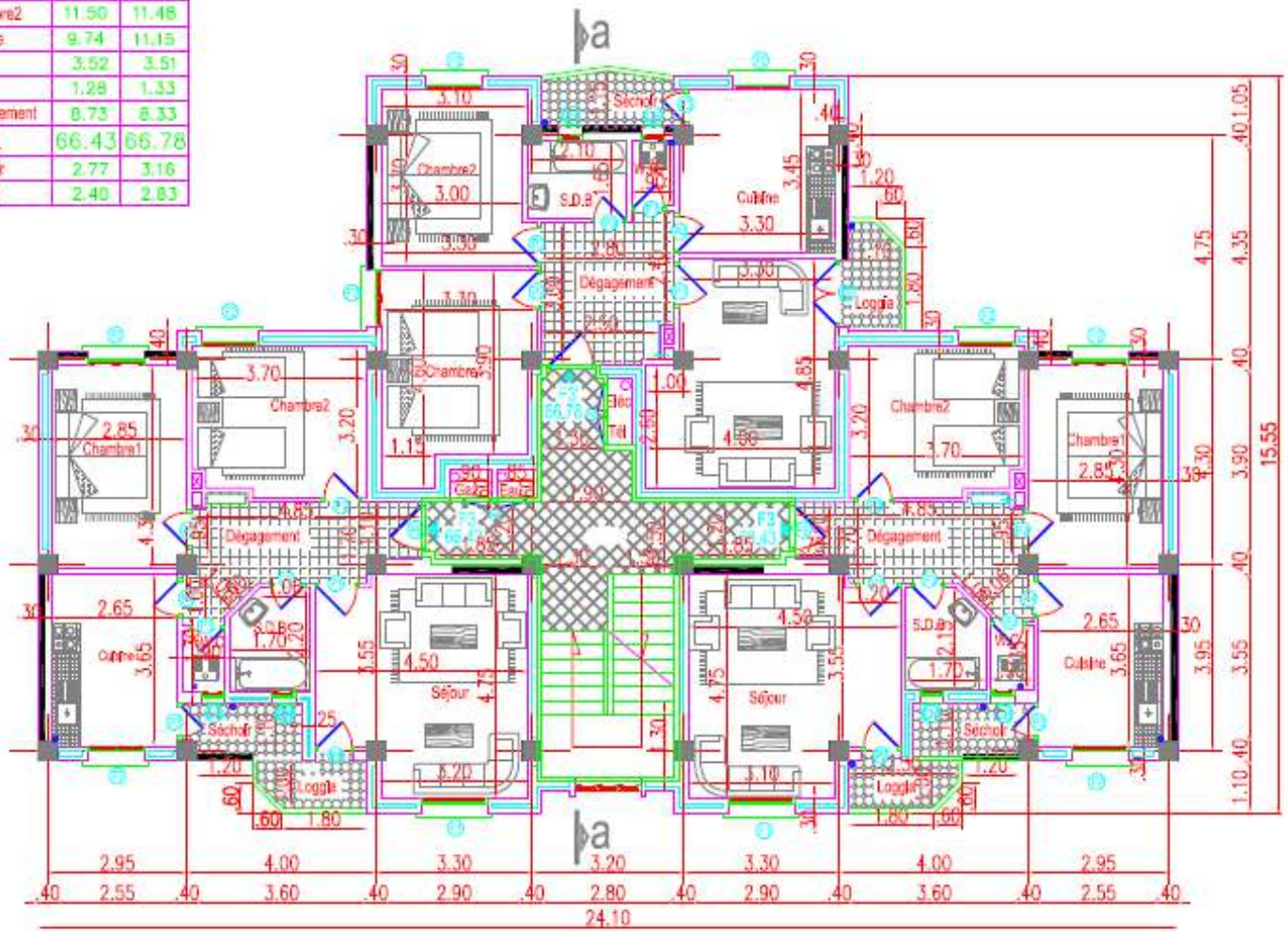


DJEZIRI AMINA

PLAN ETAGE COURANT

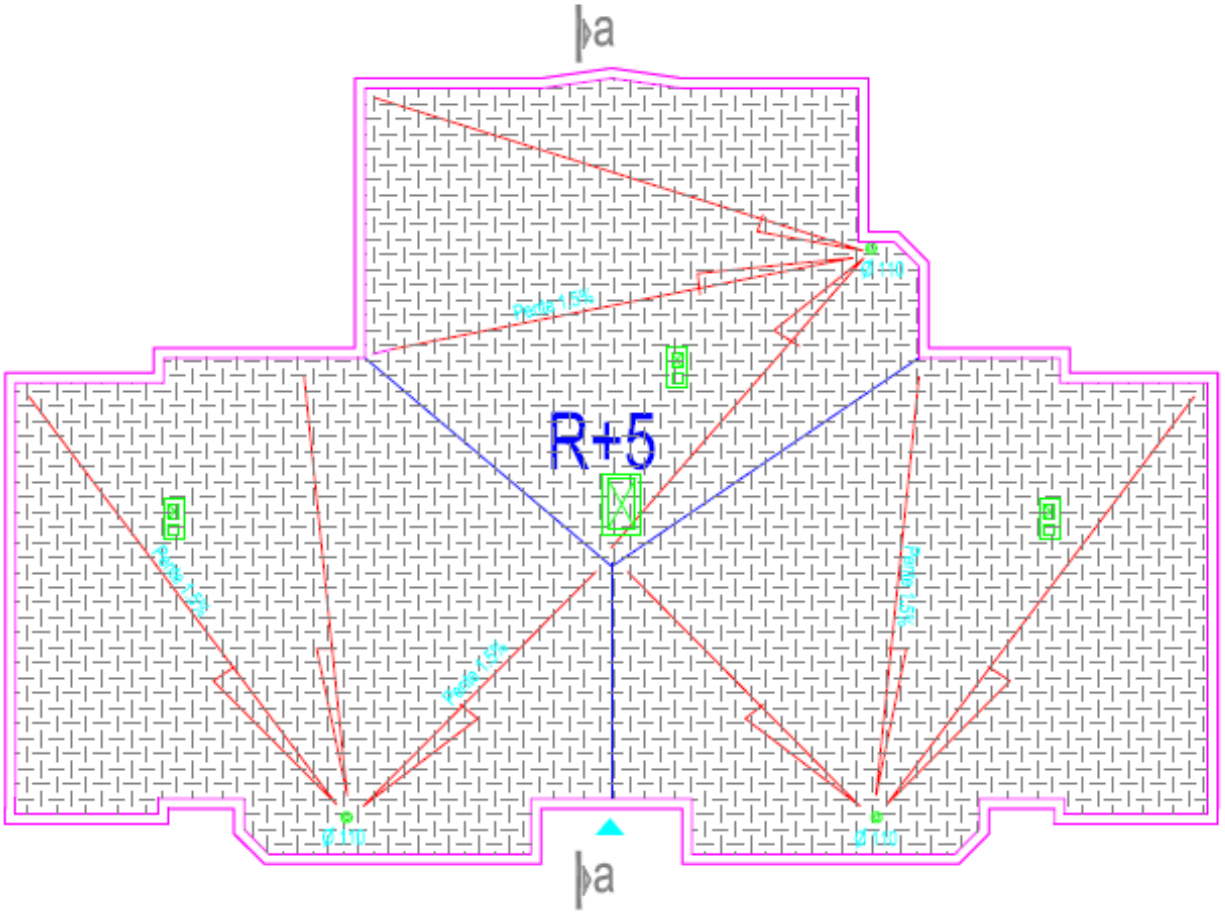
TABLEAU DES SURFACES

Désignation	F3 (m²)	F3'(m²)
Séjour	19.44	17.74
Chambre1	12.22	13.24
Chambre2	11.50	11.48
Cuisine	9.74	11.15
S.D.B	3.52	3.51
W.C	1.28	1.33
Dégagement	8.73	8.33
TOTAL	66.43	66.78
Séchoir	2.77	3.16
Loggia	2.40	2.83



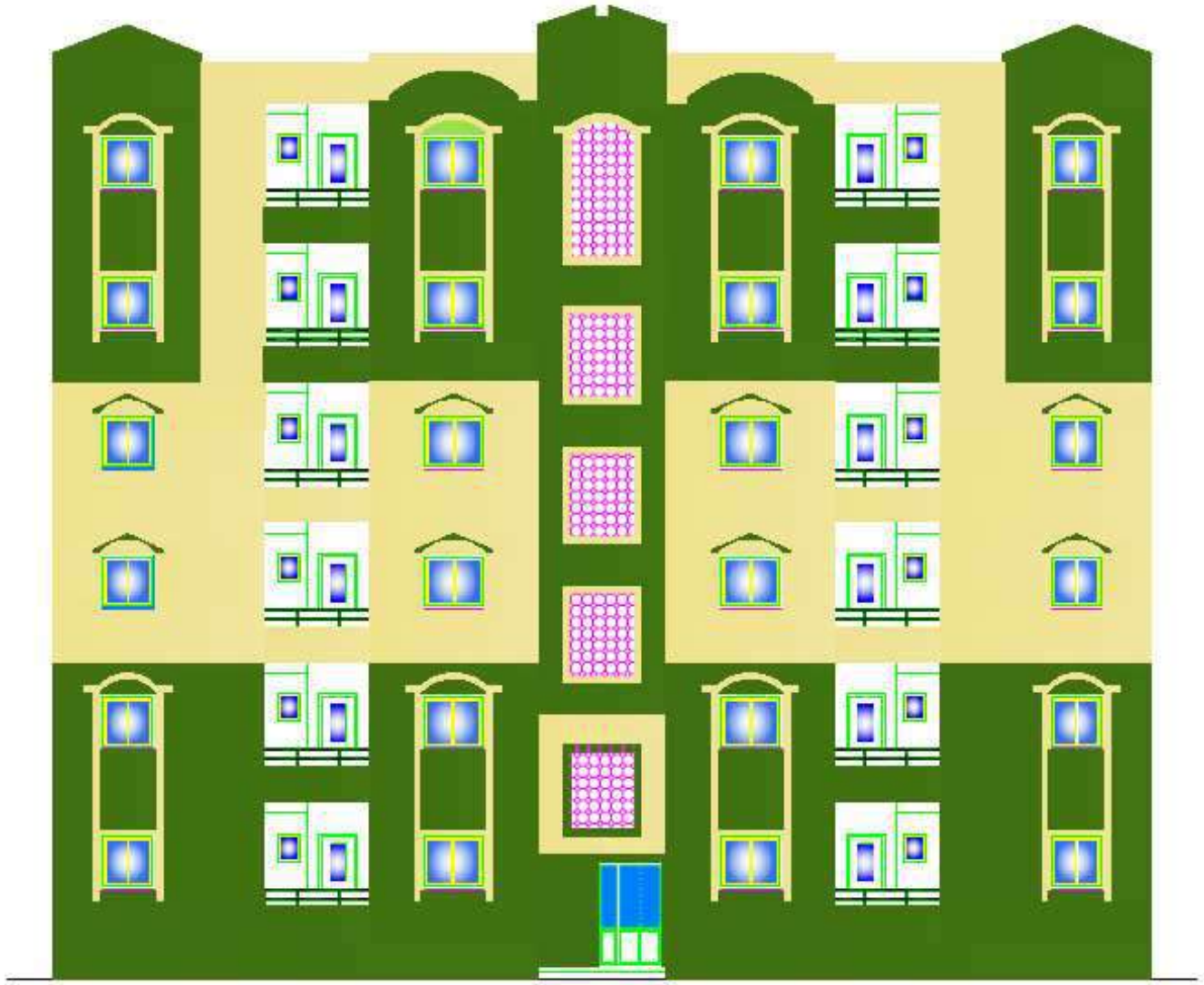
DJEZIRI AMINA

PLAN DE TERRASSE



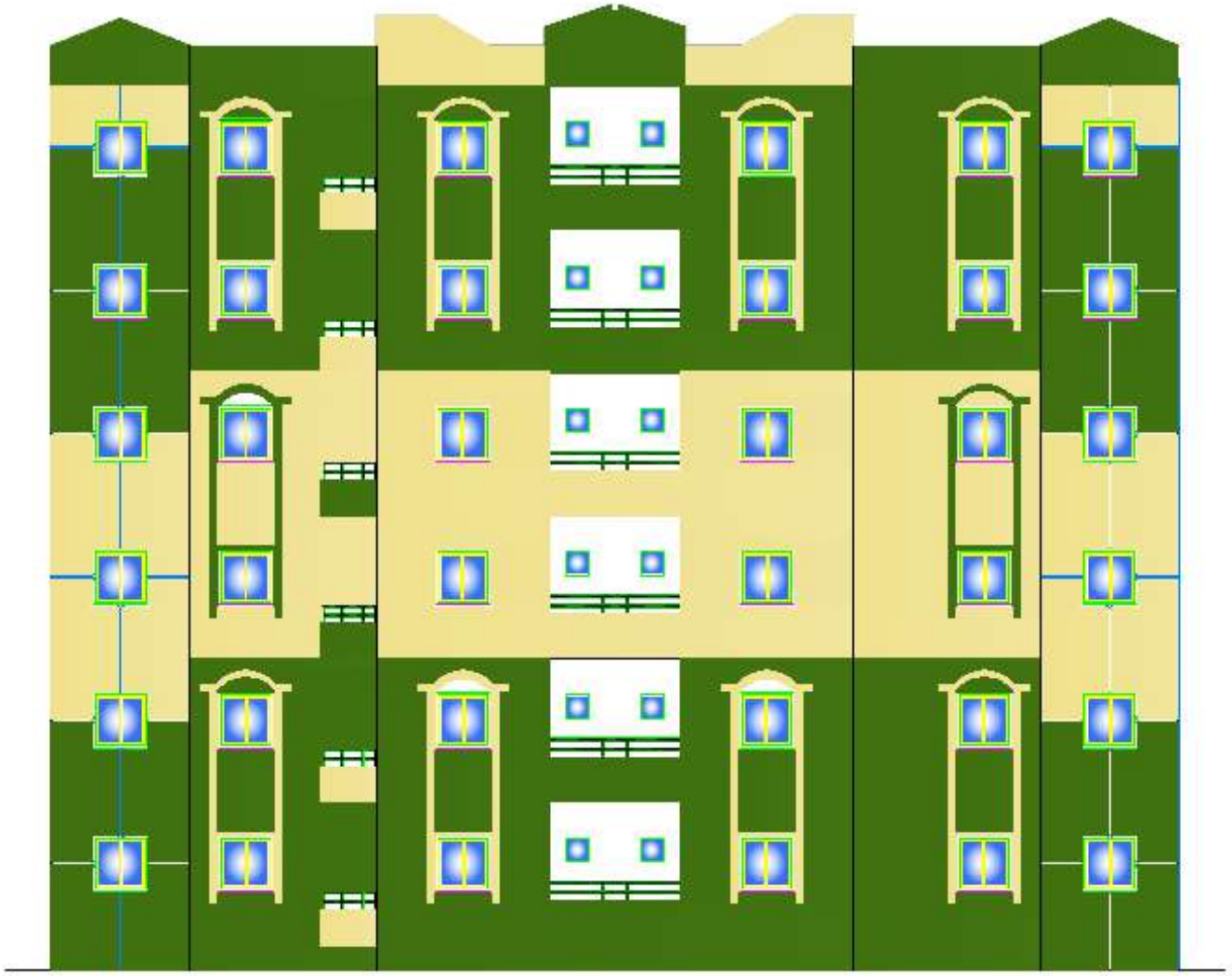
DJEZIRI AMINA

FAÇADE PRINCIPALE



DJEZIRI AMINA

FAÇADE ARRIERE



Chapitre II

Prédimensionnement des éléments résistants

II.1. Introduction

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire, qui permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature et qu'on doit vérifier après la détermination des efforts.

II.2. Prédimensionnement des planchers

Ce sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs, ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Plancher en corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux.

La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \Longleftrightarrow \quad \frac{L}{25} \leq d + e \leq \frac{L}{20} \qquad [4]$$

Avec :

L: longueur maximum de la poutrelle entre axes.

d : la hauteur du corps creux.

e : la hauteur de la dalle de compression

L= 4.00m d'où alors 16 cm ≤ ht≤ 20 cm

On prendra : $\mathbf{h_t = 20cm}$

On adopte donc : e = 4cm et d = 16cm on aura un plancher de **(16+4)** cm

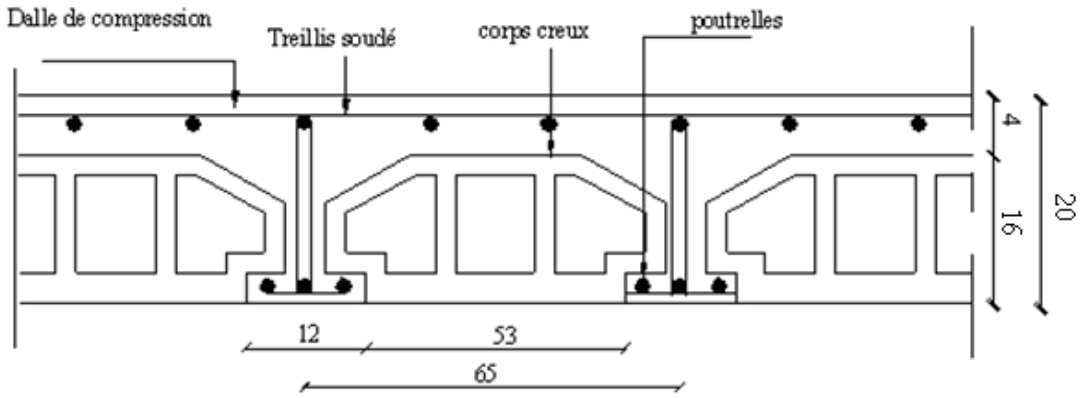


Figure II.1 : Plancher a corps creux

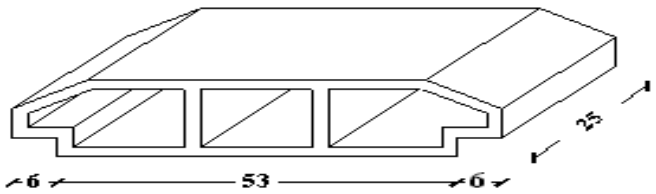


Figure II.2 : Dimensions du corps creux

II.2.2. Plancher à dalle pleine

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles pleine dépend des critères suivants :

- **Critère de résistance (CBA 93)**

  - Dalle reposant sur 3ou 4 appuis : $(L_x/50) \leq e_p \leq (L_x/40)$

  - Dalle reposant sur deux appuis : $(L_x/35) \leq e_p \leq (L_x/30)$

  Où **e_p :** l'épaisseur de la dalle.

  L : la plus grande portée mesurée entre nu.

- **Sécurité contre l'incendie**

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

  e_p = 11cm : peu assurer un coupe-feu de deux heures.

- **Condition d'isolation acoustique**

  $e_p \geq 15$ cm.

- critère de résistance $240/35 \leq e_p \leq 240/30 \longrightarrow 6.86 \text{ cm} \leq e_p \leq 8 \text{ cm}$
- la sécurité contre l'incendie : e_p = 11cm.
- Condition d'isolation acoustique : e_p = 15 cm.

- **Conclusion :** Pour les dalles pleines on adoptera **: e_p = 15 cm.**

II.3. Evaluation des charges et surcharges

II.3.1. Plancher Terrasse

a. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux) [3]

N⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravier roulé (8/15)	0.04	18	0.72
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**6.32**

b. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine) [3]

N⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravier roulé (8/15)	0.04	18	0.72
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**7.27**

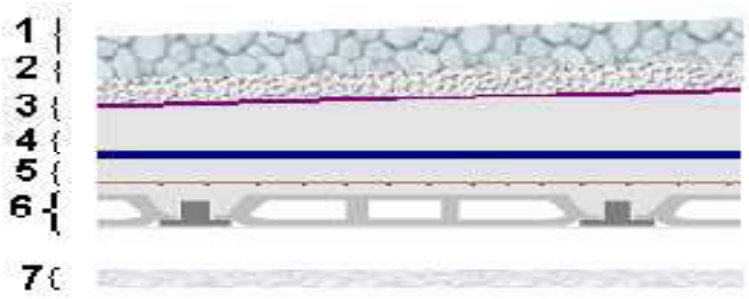


Figure II.3 : Composants d'un plancher terrasse

II.3.2. Plancher Courant

a. Charges permanentes du plancher courant (corps creux)

Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher courant (corps creux) [3]

N⁰	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.00**

b. Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)

Tableau II.4 : Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine) [3]

N⁰	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.95**



Figure II.4 : Composants d'un plancher courant

II.3.3. Maçonnerie

a. Murs extérieurs (doubles-cloisons)

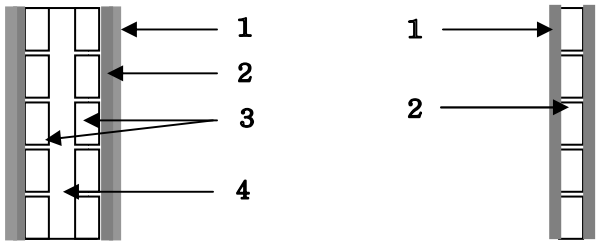
Tableau II.5 : Charges permanentes du mur double cloison [3]

N⁰	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m³)	Poids surfaciques (kN/m²)
1	Enduit en plâtre	0.01	10	2×0.10
2	Enduit en ciment	0.02	18	2×0.36
3	Brique creuse	0.10	-	2×0.9
Charge permanente G				**2.72**

b. Murs intérieurs (simples-cloisons)

Tableau II.6 : Charges permanentes du mur simple cloison [3]

N⁰	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m³)	Poids surfaciques (kN/m²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36×2
2	Brique creuse	0.1	-	0.9
Charge permanente G				**1.62**



Mur extérieur Mur intérieur

Figure II.5 : Composants d'un mur extérieur et d'un mur intérieur

II.3.4. Surcharges d'exploitations (Q)

Tableau II.7 : Charges d'exploitations [3]

Niveau	Usage	Q (KN/m3)
Terrasse	inaccessible	1
RDC + étages courants	habitation	1.5
Sous-sol	parking	2.5

II.4. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire où en T, permettant la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

b : largeur de la poutre.

h : hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

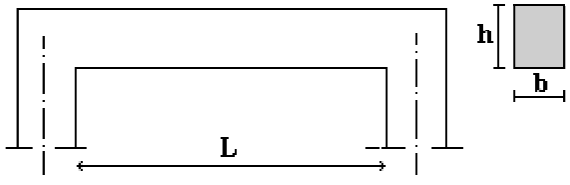


Figure II.6 : Dimensionnement de la poutre

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

- $L/15 \leq h \leq L/10$ [4]
- $0.3h \leq b \leq 0.7\,h$

Les dimensions minimales des poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont : ►► Art [7.5.1] ◄◄

- $b \geq 20cm$
- $h \geq 30cm$
- $h/b \leq 4$

Tableau II.8 : Prédimensionnement des poutres

	Poutres principale	**Poutres secondaires**
Conditions de résistances	Lmax = 4.45 m ⇒ 29.66 cm ≤ h ≤ 44.5 cm on adopte : h = 35cm ⇒ 12 cm ≤ b ≤ 28 cm on adopte b = 30 cm	Lmax = 3.70 m ⇒ 24.66 cm ≤ h ≤ 37 cm on adopte : h = 30cm ⇒ 9 cm≤ b ≤ 21 cm on adopte b = 25 cm
Vérifications selon le RPA99	h = 35 cm ≥ 30 cm b = 30 cm ≥ 20 cm h/b=1.16 ≤ 4 (conditions vérifiées)	h = 30 cm ≥ 30 cm b = 25 cm ≥ 20 cm h/b=1.20 ≤ 4 (conditions vérifiées)
Conclusion	h = 35 cm ; b = 30 cm	h = 30 cm ; b = 25 cm

II.5. Les poteaux

Le Prédimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. On utilisera la descente des charges pour évaluer les actions des charges permanentes et d'exploitation.

Etapes de prédimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

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

Selon le CBA93 on doit effectuer la vérification de l'effort normale suivante :

$$N_{ultim} \leq \left(\frac{B_r \; f_{c28}}{0.9\,\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $\Rightarrow$ A = B/1000

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

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

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1+0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0.6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases} \qquad [1]$$

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

$L_f = 0.7 L_0$: C'est la longueur de flambement.

i : C'est le rayon de giration où: $i = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$ $\qquad I = \dfrac{b.h^3}{12}$ *(poteau carré)*

Détermination des charges et surcharges

Charge permanente

- Surface du plancher revenant au poteau

$S_{p=}\ S_{p\ corps\ creux} + S_{p\ dale\ pleine}$

$S_{p\ corps\ creux}$ = (1.45*2.175) + (1.45*1.95) + (1.80*1.95) ⟶ **$S_{P\ corps\ creux}$ = 9.491 m²**

$S_{p\ dalle\ pleine}$ = (1.20*2.175) ⟶ **$S_{p\ dalle\ pleine}$ = 2.61 m²**

- Surface total

S_t = 7.656 + 3.96 + 2.61 ⟶ **S_t = 14.226 m²**

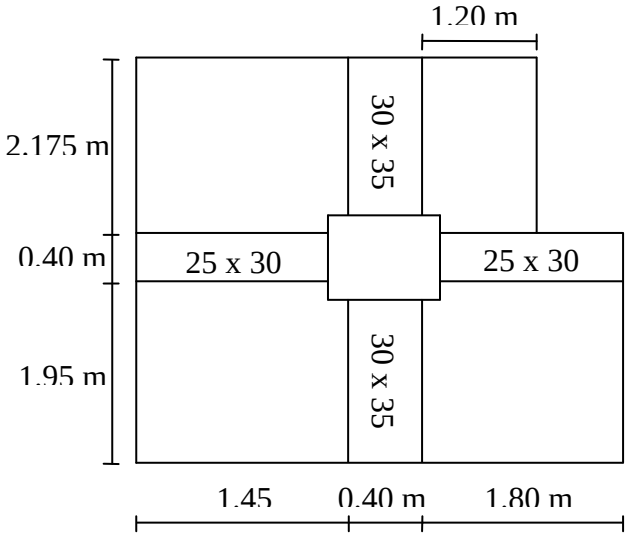


Figure II.7 : Représentation du poteau le plus sollicité

Tableau II.9 : Détermination de l'effort normal ultime N_u de chaque niveau

Niveau	Section (cm^2)	Lf (m)	λ	Br (cm2)	A_S (cm2)	α	$\bar{N}u$ (kN)
5	30x30	2.142	24.73	784	0.9	0.773	1146.2
4	30x30	2.142	24.73	784	0.9	0.773	1146.2
3	35x35	2.142	21.2	1089	1.225	0.792	1630.72
2	35x35	2.142	21.2	1089	1.225	0.792	1630.72
1	40x40	2.142	18.55	1444	1.6	0.805	2196.85
RDC	40x40	2.142	18.55	1444	1.6	0.805	2196.85
Sous sol	45x45	2.380	18.32	1849	2.025	0.806	2816.01

Tableau II.10 : Calcul du poids de chaque niveau

Niveau	G plancher (KN)	G poteau (KN)	G poutre principale (KN)	G poutre secondaire (KN)	G totale (KN)
5	78.959	6.885	10.828	6.094	102.766
4	75.087	6.885	10.828	6.094	98.894
3	75.087	9.371	10.828	6.094	101.380
2	75.087	9.371	10.828	6.094	101.380
1	75.087	12.240	10.828	6.094	104.249
RDC	75.087	12.240	10.828	6.094	104.249
Sous sol	75.087	17.213	10.828	6.094	109.221

Charge d'exploitation

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

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n) \qquad [3]$$

Avec :

- n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

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

Tableau II.11 : Détermination des charges d'exploitations

Niveau	Q (KN)		n	3+n/2n	Q cumule (kN)
5	Q0	14.226	0		14.226
4	Q1	21.339	1	1	35.565
3	Q2	21.339	2	0.95	54.7701
2	Q3	21.339	3	0.90	71.8413
1	Q4	21.339	4	0.85	86.7786
RDC	Q5	21.339	5	0.80	99.582
Sous sol	Q6	35.565	6	0.75	120.921

L'effort normal a l'état limite ultime

L'effort normal doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité.

$$\begin{cases} Nu = 1.35G + 1.5Q \\ Nu = Nu + 10\%Nu = 1.1Nu \end{cases}$$

Tableau II.12 : Vérifications du ($1.1Nu \leq \bar{N}u$)

Niveau	Gcumule (KN)	Qcumule (kN)	Nu (KN)	1.1*Nu	$\bar{N}u$ (kN)	$1.1 * Nu \leq \bar{N}u$
5	102.766	14.226	160.07	176.08	1146.20	oui
4	201.660	35.565	325.59	358.15	1146.20	oui
3	303.040	54.770	491.26	540.39	1630.72	oui
2	404.420	71.841	653.73	719.10	1630.72	oui
1	508.669	86.779	816.87	898.56	2196.85	oui
RDC	612.918	99.582	976.81	1074.49	2196.85	oui
Sous sol	722.140	120.921	1156.27	1271.90	2816.01	oui

Vérification selon le RPA99 (Art 7.4.1)

Tableau II.13 : Vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30 ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h) ≥ h_e /20	Min (b, h) = 30 ≥ (he/20) = 306/20=15.3 cm	Oui
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

II.6. Les voiles

Les voiles sont des éléments en béton armé assurant d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

L'épaisseur minimale est de 15 cm, de plus cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage ′ h_e′ et des conditions de rigidité aux extrémités.

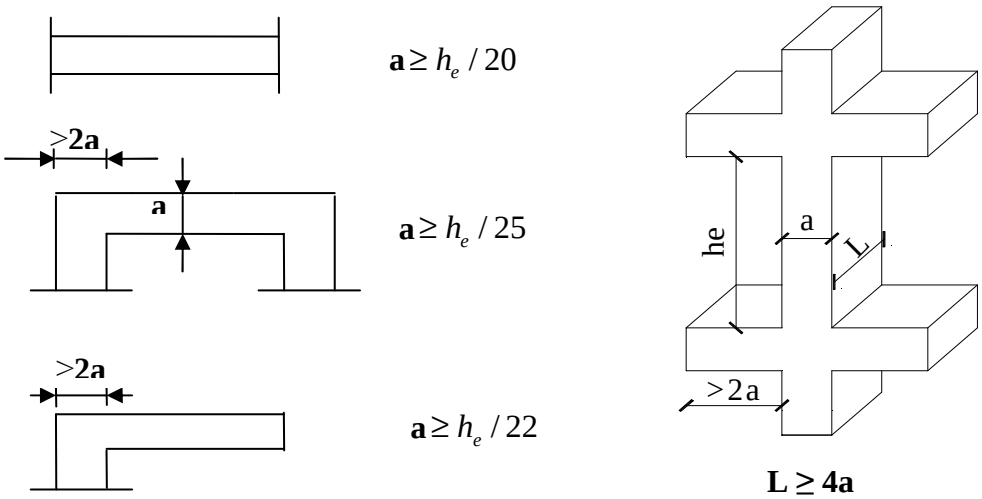


Figure II.8 : les coupes des voiles

Pour notre structure: **a ≥ MAX (he / 22, 15 cm)**

Pour le Sous-sol : he = 3.40 – 0.30 = 3.10 m Alors: a ≥ Max (14.09, 15) cm=15cm.

Pour les étages courants : he = 3.06 – 0.30 = 2.76 m Alors: a ≥ Max (12.5, 15) cm=15cm.

Donc, on adopte les épaisseurs suivantes :

Tableau II.14 : Détermination de l'épaisseur des voiles

Etage	Sous sol	RDC	1	2	3	4	5
a (cm)	20	15	15	15	15	15	15

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère

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

III.1.1. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.1 : Les Charges

Charges permanentes G [kN/ml]	[(0,6*0,1)+(0,15*0.1)].25=1.875kN/ml
Charges d'exploitations Q [kN/ml]	Q=1 kN/ml

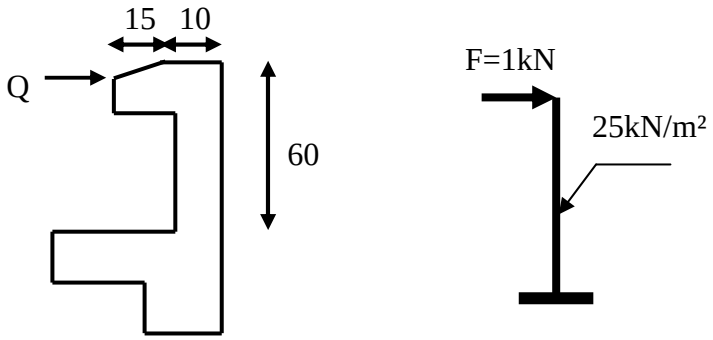


Figure III.1 : L'acrotère

III.1.2. Calcul des efforts

Tableau III.2 : Les Efforts

	Effort normal	**Moment d'encastrement**	**Effort tranchant**
L'ELU	N=1.35*G=2.53 kN	M=1.5*Q*H=0.9 kN.m	T=1.5Q=1.5 kN
L'ELS	N=G=1.875 kN	M=Q*H=0.6 kN.m	T=Q=1 kN

III.1.3. Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée.

Données : Acier : fe = 400 MPa

Béton : fc28 = 25 MPa, f_{t28} = 2.1 MPa, b =100cm, h = 10cm,

d =7.5cm, c = c' = 25cm.

Tableau III.3 : Les Sections

A **(cm²)**	**A'** **(cm²)**	**$A_{choisie}$** **(cm²)**	**$A_{rép}$** **(cm²)**	**$A_{rép\ choisie}$** **(cm²)**	**Sv** **(cm)**	**$S_{rép}$** **(cm)**
4.40	0	6HA10=4.71	1.18	3HA8=1.50	15	20

III.1.4. Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier que : $\tau u \leq \overline{\tau}$ telles que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02 \text{ MPa}$$

Et : $\overline{\tau} = \min [0{,}15 \frac{fc28}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa }] = 2{,}5 \text{ MPa}$ (la fissuration est préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ (CV)

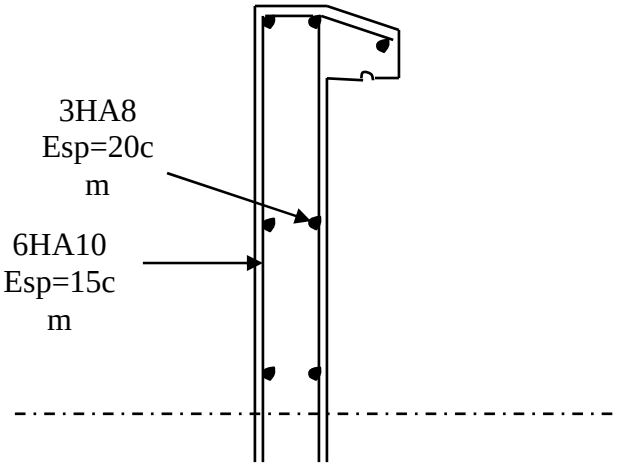


Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Les escaliers

III.2.1. Introduction

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

III.2.2. 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.

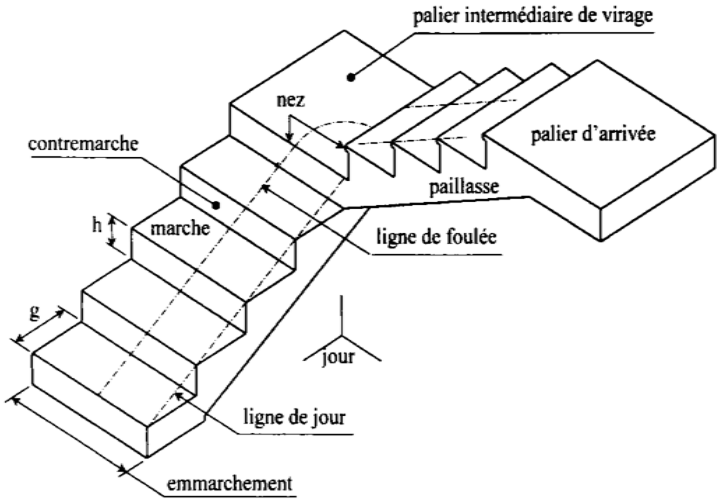


Figure III.3 : Représentation d'un escalier

III.2.3. Dimensionnement

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique de se type d'escalier et comme suit :

a) l'escalier au niveau des étages

On adopte :

Hauteur d'étage égale à 3.06m

Le nombre de contre marche $n = 9$

Nombre de marche $n - 1 = 8$

Hauteur de la contre marche : $\frac{153}{9} = 17\ cm$

Largeur de la marche $g = 30cm$

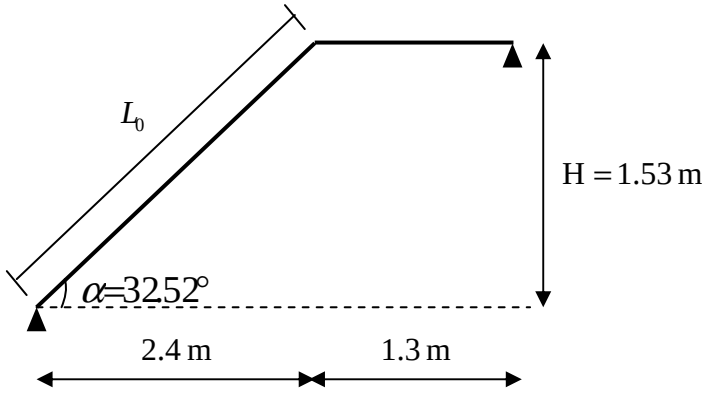


Figure III.4 : Schéma statique de l'escalier

b) L'escalier au niveau de l'entre sol

On adopte :

Hauteur d'étage égale à 3.40m

Le nombre de contre marche $n = 10$

Nombre de marche $n - 1 = 9$

Hauteur de la contre marche : $\frac{170}{10} = 17\ cm$

c) Epaisseur de la paillasse

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

$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30}$ Avec $L = 4.15m$

$\Rightarrow 11.85 \le e \le 13.83cm$ On prendra : $e = 1\ c$

III.2.4. Evaluation des charges et surcharges

III.2.4.1. Charges permanentes

- **Charges permanentes du palier**

Tableau III.4 : Evaluation des charges permanentes du palier [3]

Désignations		Epaisseur (m)	Poids volumique (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	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**5.49**

- **Charges permanentes de la paillasse**

Tableau III.5 : Evaluation des charges permanentes de paillasse [3]

Désignations		Epaisseur (m)	Poids volumique (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	Marche	0.17/2	25	2.12
5	Paillasse	0.15/cos α	25	4.45
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**8.31**

III.2.4.2. Charges d'exploitations [3]

- **Le palier :** $Q = 2.5\,kN/m^2$
- **La paillasse :** $Q = 2.5\,kN/m^2$

III.2.5. Détermination des sollicitations

À l'E.L.U : $P_u = 1.35\,G + 1.5\,Q$

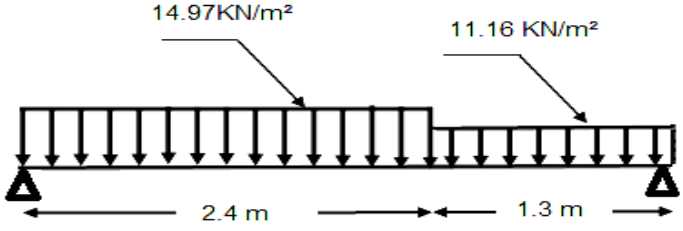
À l'E.L.S : $Pser = G + Q$

Tableau III.6 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
paillasse	8.31	2.5	14.97	10.81

III.2.6. Détermination des efforts

A l'E.L.U



Diagrammes des efforts

M(x) : **T(x) :**

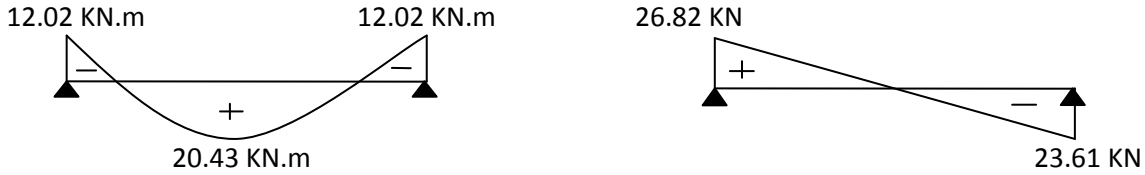
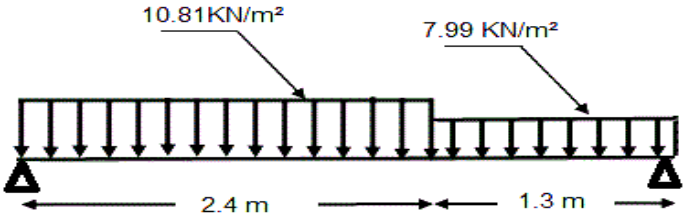


Figure III.5 : Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.U

A l'E.L.S



Diagrammes des efforts

M(x) : **T(x) :**

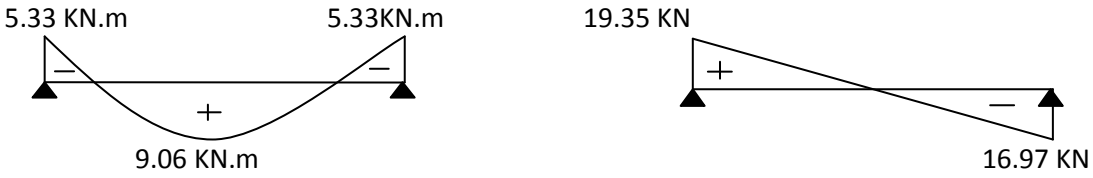


Figure III.6 : Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.S

III.2.7. Calcul du ferraillage

Tableau III.7 : Les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=13 cm
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.8 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	20.43	0.085	0.955	4.73	0.00	6HA12=6.78
Aux appuis	12.02	0.050	0.974	2.73	0.00	6HA12=6.78

a) Condition de non fragilité

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travée : $A = 6.78cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\ cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 6.78cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\ cm^2$ (c.v)

b) Les armatures de répartition

Tableau III.9 : Les armatures de répartition

	$A_{rép}$ (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69$	6HA8= 3.01cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69$	6HA8 = 3.01cm²

c) Vérification de l'espacement

Tableau III.10 : Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	S_t=15cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm	S_t=15cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	S_a=15cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=45cm	S_a=15cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=45cm

d) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{26.82 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.206\ MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa\ ;\ 5MPa\right] = 3.33\ MPa$$

$$\tau_u = 0.206MPa < \overline{\tau}_u = 3.33MPa \quad \text{(c.v)}$$

e) Vérification à l'Etat Limite de Service

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \qquad \textbf{σb = 0.6xf}_{\textbf{c28}} \textbf{ = 0.6×25 = 15Mpa}$$

Tableau III.11 : Vérification de la contrainte

	A (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	6.78	9.06	4.22	10344.92	3.70	15	Oui
Aux appuis	6.78	5.33	4.22	10344.92	2.17	15	Oui

f) Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{L} = 0.036 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0.0425 \qquad \text{(c.n.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = 0.0052 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \qquad \text{(c.n.v)}$$

Donc, le calcul de la flèche est nécessaire.

III.2.8. Calcul de la flèche

La flèche pour les éléments supports reposant sur deux appuis:

$$\begin{cases} \overline{f} = \dfrac{L}{500} & \text{si} \quad L \leq 5m \\ \overline{f} = 0.5 + \dfrac{L}{500} & \text{si} \quad L < 5m \end{cases}$$

Tableau III.12 : Résultats de la vérification de la flèche

A (cm^2)	M (kN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	Y (cm)	λi	λv
6.78	9.06	0.005	115.29	0.184	8.29	4.02	1.61
I_0 (cm^4)	**Ifi (cm^4)**	**Ifv (cm^4)**	**Fi (mm)**	**Fv (mm)**	**ΔF (mm)**	**Fadm (mm)**	**ΔF<Fam**
33648.67	21247.51	28542.05	2.28	5.09	2.81	8.29	Oui

III.2.9. Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.2.9.1. Prédimensionnement

- $L/15 \leq h \leq L/10$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$ avec $L = 2.90$ m

On adopte $(b*h) = (30*30)\ cm^2$

Vérification des prescriptions du RPA 99 Version 2003

- $b = 30cm \geq 20cm$. (C.V)
- $h = 30cm \geq 30cm$. (C.V)
- $h/b = 1 < 4$ (C.V)

III.2.9.2. Evaluation des charges

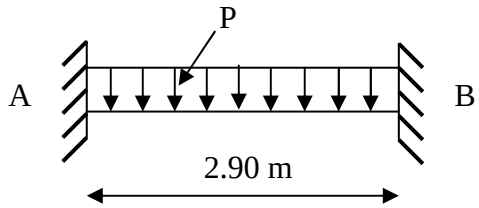
Poids propre de la poutre : $0.30*0.30*25=2.25$ kN/ml

G= 2.25 kN/ml.

Réaction transmise **:**

Ru=26.82 kN/ml **E.L.U**

Rser=19.35 kN/ml **E.L.S**



III.2.9.3. Calcul des sollicitations

E.L.U : $P_u=1.35G+Ru=29.85$ kN/m

E.L.S : $P_s= G+Rser = 21.60$ kN/ml

III.2.9.4. Calcul des efforts

On a : $M_A = M_B = PL^2/12$, $Mt = PL^2/24$, $T_A = PL/2$, $T_B = -PL/2$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.13 : Calcul des efforts

	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	T_A (kN)	T_B (kN)
E.L.U	10.46	20.93	43.29	-43.29
E.L.S	7.57	15.14	31.32	-31.32

III.2.9.5. Calcul du ferraillage

À l'E.L.U

b=30cm, h=30cm, d=27cm, c=3cm

Tableau III.14 : Ferraillage de la poutre palière

	M (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
En travée	10.46	0.034	0.983	1.13	0.9	**3HA12**
Aux appuis	20.93	0.068	0.965	2.31	0.9	**3HA12**

a) Vérification de l'effort tranchant (CBA93 A.5.1.2.1)

$V_{umax} = 43.29$ kN $\Rightarrow$ $\tau_u = V_{umax}/bd = 43.29*10^3/(300*270) = 0.53$MPa

$$\overline{\tau_u} = Min[\, 0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa\ ;\ 5MPa] = 3.33MPa$$

$\Rightarrow$ $\tau_u = 0.53$ MPa $< \overline{\tau_u} = 3.33$MPa **(c.v)**

b) Armatures transversales

$\phi t \leq$ Min (h/35 = 8.57, ϕl = 12, b/20 = 15) = 8.57 mm

On adoptera : $\phi t = 8$ mm $\Rightarrow$ **A_t = 4HA8**.

c) Espacement des armatures transversales

St ≤ Min [h/4=7.5 ; 12ϕ_l=14.4 ; 30cm)= 7.5cm en zone nodale

St ≤ h/2 = 15cm en zone courante

On a St ≤ $\overline{S_t}$ =Min [0.9d=24.3; 40cm] =24.3cm

On adopte : St = 7cm en zone nodale

St = 15cm en zone courante

d) Vérification à l'E.L.S

On a une fissuration peu nuisible donc on ne doit vérifier que :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ avec $\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15$MPa

Tableau III.15 : Vérification de la contrainte

	A (cm²)	M_{ser} (kN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	3.39	7.57	8.02	23476.72	2.58	15	Oui
appuis	3.39	15.14	8.02	23476.72	5.17	15	Oui

e) Vérification de la flèche

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.1034 > 0.0625$ **(c.v)**
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\cdot\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.1034 > 0.085$ **(c.v)**
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0041 < 0.0105$ **(c.v)**

III.3. Calcul des poutrelles

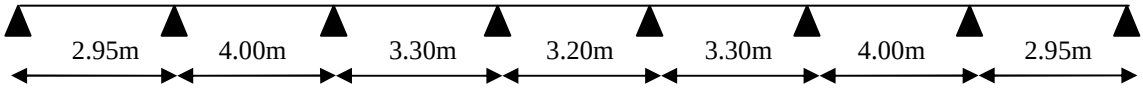
III.3.1. Introduction

Les plancher à corps creux est constitué d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur coulée sur un ensemble préfabriqué de poutrelles et de corps creux de dimension (20*65).

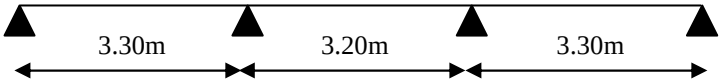
III.3.2. Les poutrelles

On a un deux types des poutrelles à étudier :

- Premier type Les poutrelles à sept travées :



- 2eme type les poutrelles à trois travées :



III.3.3. Dimensionnement des poutrelles

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

B_0 **:** Largeur de la poutrelle.

L et L_0 sont les dimensions du corps creux.

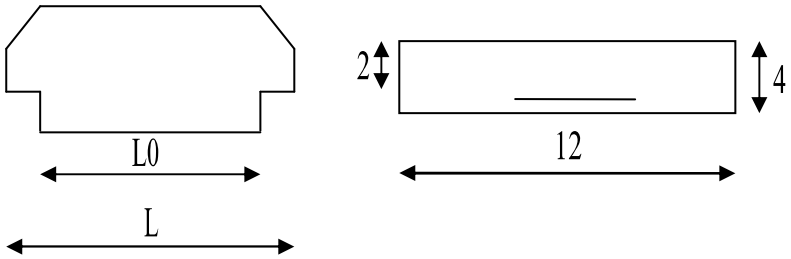


Figure III.7 : Dimension de la poutrelle avant coulage de la table de compression

A) Calcul des poutrelles avant coulage du béton

Avant le calcul de la table de compression la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée sur les deux extrémités elle supporte son poids propre, le corps creux, la surcharge de l'ouvrier et le poids des matériaux.

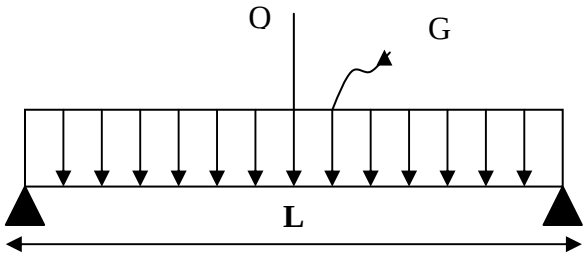


Figure III.8 : Poutrelle avant coulage

Evaluation des charges et sur charges

Charges permanentes

- Poids propre du corps creux: $0.65\times1.00=0.65kN/ml$
- Poids propre de la poutrelle : $0.65\times0.04\times25=0.12kN/ml$

$\Rightarrow$ $\mathbf{G}=0.65+0.12=0.77KN/ml$

Surcharge d'exploitation

- Q= Max [1, 0.5L] KN (L : la plus grande portée)
- Q= Max [1 KN, 0.5*4] = 2 KN (premier type)
- Q= Max [1KN, 0.5*3.3] = 1.65 KN (2ème type)

Calcul du ferraillage

$M_U=1.35M_G+1.5M_Q$

$M_G=G\cdot\frac{L^2}{8}$ $\Longrightarrow$ M_u = 5.08 KN.m (premier type)

M_u = 3.46 KN.m (2eme type)

$M_Q=Q\cdot\frac{L}{4}$

$\mu=\frac{M_u}{\sigma_b\cdot b\cdot d^2}=3.312>\mu_l=0.392\Rightarrow A'\neq0$ **(**1^{er} type**)**

$\mu=\frac{M_u}{\sigma_b\cdot b\cdot d^2}=2.254>\mu_l=0.392\Rightarrow A'\neq0$ **(**2eme type)

Conclusion

Comme la section est très faible, il est impossible de placer des armatures de compression du point de vue pratique. Pour cela, il faut prévoir des étaiements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage de la table de compression.

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

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

B.1) La méthode forfaitaire

Condition d'application

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

- Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.
- Le rapport entre les travées successives est compris entre 0.80 et 1.25
- La fissuration est peu nuisible.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

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

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

Pour les appuis:

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

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droite.

M_a : Moment à l'appui.

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

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec :

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Remarque :

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

B.2) La méthode de Caquot

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

$$\gamma = \frac{I_w\ l'_e}{I_e\ l'_w} \quad ; \qquad M_{app} = \frac{q_w\ l'^3_w + q_e\ l'^3_e}{8.5\ (l'_w + l'_e)} \quad ; \qquad M_t = M_o - \frac{M_e + M_w}{2} \quad ;$$

Avec :

- M_o : moment isostatique ;
- M_w ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite ;
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré ;
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée ;
- l'_w : longueurs de travées fictives à gauche ;
- l'_e : longueurs de travées fictives à droite ;
- L : représente la portée de la travée libre.

III.3.4. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.16 : Evaluation des charges et surcharges

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	Pu (kN/m)	Pser (kN/m)
Plancher terrasse	6.32*0.65=4.108	1*0.65=0.650	6.52	4.76
Plancher courant	6*0.65=3.900	1.5*0.65=0.975	6.73	4.88
Plancher de sous-sol	6*0.65=3.900	2.5*0.65=1.625	7.7	5.53

III.3.5. Calcul des sollicitations

1er Type : Poutrelles à sept travées :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable; alors, on utilise la méthode de Caquot. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.17 : Distribution des moments fléchissants et des efforts tranchants à L'ELU

Travée	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_w(kN)	T_e(kN)
A-B	8.38	3.24	1.68	8.61	9.01	-13.71
B-C	15.41	7.13	**8.61**	7.94	**15.57**	-15.24
C-D	10.49	3.45	7.94	6.13	13.26	-12.16
D-E	9.86	3.73	6.13	6.13	12.32	-12.32
E-F	10.49	3.45	6.13	7.94	12.16	-13.26
F-G	15.41	7.13	7.94	8.61	15.24	-15.57
G-H	8.38	3.24	8.61	1.68	13.71	-9.01

Tableau III.18 : Distribution des moments fléchissants et des efforts tranchants à L'ELS

Travée	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	6.01	2.32	1.20	6.18
B-C	11.05	5.11	6.18	5.70
C-D	7.52	2.47	5.70	4.40
D-E	7.07	2.67	4.40	4.40
E-F	7.52	2.47	4.40	5.70
F-G	11.05	5.11	5.70	6.18
G-H	6.01	2.32	6.18	1.20

- Diagrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants

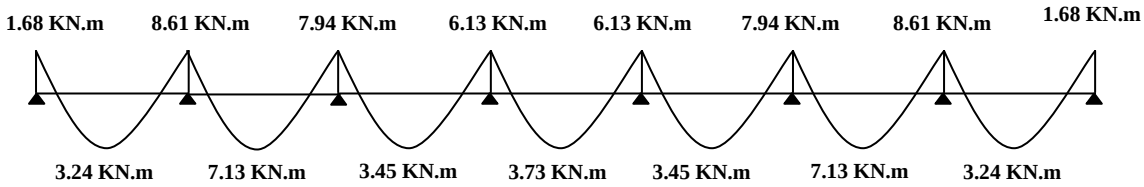


Figure III.9 : Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU

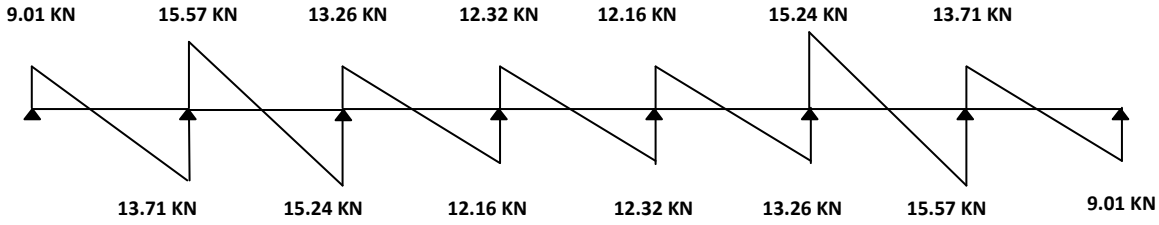


Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles l'ELU

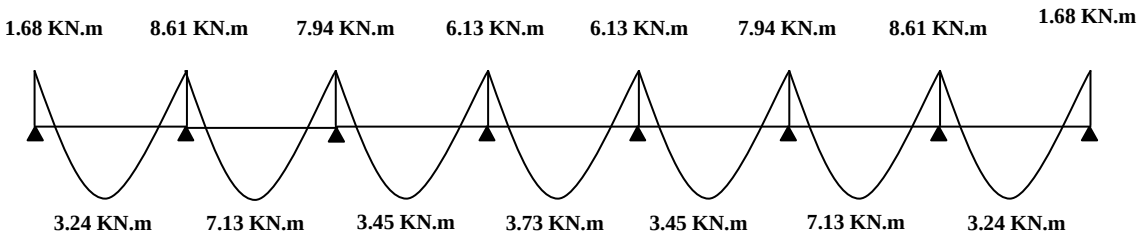


Figure III.11 : Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS

2èmeType : Poutrelles à trois travées :

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées donc, cette méthode est applicable. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Distribution des moments fléchissants et des efforts tranchants à L'ELU

Travée	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_w(kN)	T_e(kN)
A-B	10.49	**7.74**	2.10	5.24	11.76	-13.66
B-C	9.86	5.80	4.93	4.93	12.32	-12.32
C-D	10.49	7.74	5.24	2.10	13.66	-11.76

Tableau III.20 : Distribution des moments fléchissants et des efforts tranchants à L'ELS

Travée	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	7.52	5.55	1.50	3.76
B-C	7.07	4.65	3.54	3.54
C-D	7.52	5.55	3.76	1.50

- Diagrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants

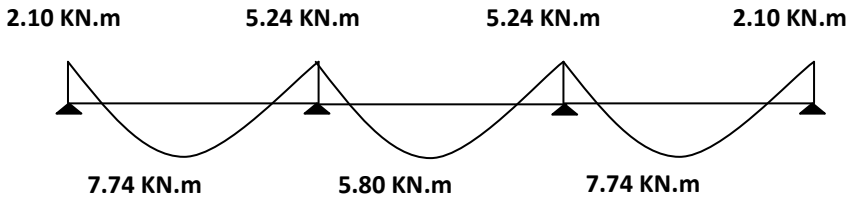


Figure III.12 : Diagramme des moments du 2ème type des poutrelles à l'ELU

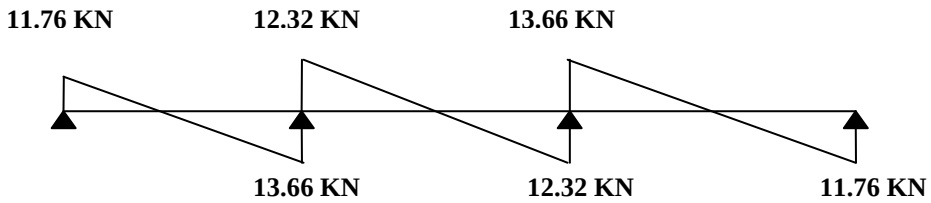


Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants du 2ème type des poutrelles à l'ELU

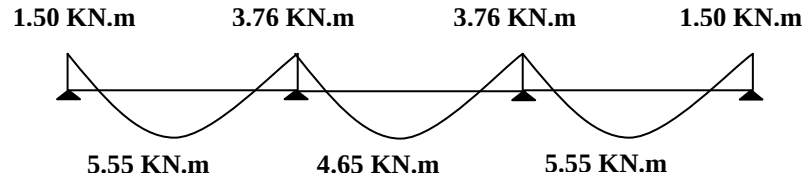


Figure III.14 : Diagramme des moments du 2ème type des poutrelles à l'ELS

III.3.6. Ferraillage des poutrelles

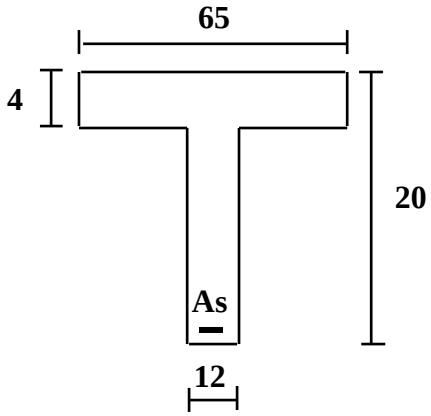


Figure III.15 : Section de la poutrelle

a) Armatures longitudinales

On a une section en T avec :

$$M_0 = \sigma_{à}.h_{à}.b.(d - \frac{h_{à}}{2})\ \sigma_b.h_0.b.(d - \frac{h_0}{2})$$

Avec :

b=65cm, h_0= 4cm, σ_b=14.2MPa, d=18cm

Donc :

M_0=59.07 kN.m

Le ferraillage se fait pour le cas le plus défavorable.

M_u = 7.74 kN.m , T_{max} = 15.57 kN , $M_{a\ max}$ = 8.61 kN.m

$M_0 > M_t \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression (étude d'une section rectangulaire (65×20) cm^2).

Le calcul des sections d'acier est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.21 : Calcul des sections d'acier de la poutrelle

	Mu (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	A'
En travée	7.74	0.026	0.987	1.25	**3HA10**	0
Aux appuis	8.61	0.028	0.986	1.39	**1HA12 +1HA10**	0

b) Condition de non fragilité

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées : $A = 2.35cm^2 \geq A_{min} = \frac{65 \times 20}{1000} = 1.30\ cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 1.92cm^2 \geq A_{min} = \frac{12 \times 20}{1000} = 0.24\ cm^2$ (c.v)

c) Vérification de la contrainte du cisaillement

$V_{u\ max}$ = 15.57 KN ; $\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{15.57x10^3}{120 \times 180} = 0.72$

La fissuration est peu nuisible ; $\bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5\,MPa\right] = 3.33\,MPa$

Donc : τ_u =0.72 MPa <3.33 MPa **(c.v)**

d) Espacement des armatures transversales

$$S_t \le \min \begin{cases} 0.9\ d = 16.2\ cm \\ 40 \end{cases} \qquad \textbf{Donc :} \quad S_t = 15\ cm$$

e) Diamètre des armatures transversale ϕ_t

$$\phi_t \le \min\left\{\frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b_0}{10}\right\} = \min\{5.7, 12, 12\}\ mm$$

$$\Rightarrow \phi_t \le 5.7mm \qquad \text{on prend} \quad \phi_t = 6\ mm$$

$$\Rightarrow \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = \frac{\pi.6^2}{4} = 28.27mm^2$$

a_t : la section d'une barre : at = 0.28 cm^2

n_t : le nombre de barre : nt = 2

A_t : la section des armatures transversales : $A_t = a_t.n_t$

Donc : $A_t = 0.56cm^2$

f) Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition :

$$\sigma_b \le \overline{\sigma}_b \qquad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

Tableau III.22 : Vérification de la contrainte

	Mser (kN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I_G (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
En travée	5.55	2.35	3.90	8293.27	0.0669	2.61	15	C.V
Aux appuis	6.18	1.92	3.57	6982.68	0.0885	3.16	15	C.V

g) Vérification de la flèche

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \ge \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 < 0.0625 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{h}{L} \ge \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.05 < \frac{5.55}{10 * 7.52} = 0.0738 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \le \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0108 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 & \textbf{(C.N.V)} \end{cases}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est nécessaire

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.23 : Calcul et vérification de la flèche

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	$ß_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
5.55	2.35	6.83	0.0073	0.8760	224.19	0.5736	5.66	2.26
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L (m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm} (mm)**	**Δf <f_{adm}**
18578.44	4814.86	8893.97	4.00	5.73	9.31	3.58	8	**cv**

➢ **Disposition du ferraillage**

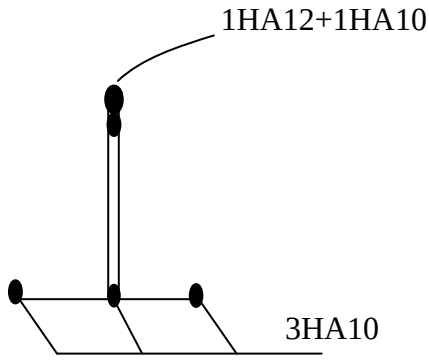


Figure III.16 : Ferraillage de la poutrelle

III.3.7. Ferraillage de la table de compression

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

D'après l'article du règlement CBA93 les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

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

On adopte un quadrillage carré de maille (20×20) cm^2.

Armatures:

- $A_t \geq 0.02 * L * \frac{200}{f_e} = \frac{4 \times L}{f_e}$; $50\ cm \leq L \leq 80\ cm$

Avec :

A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

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

Donc : $A_t \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 cm^2$

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

On adopte un treillis soudé : TLE 520 ; f_e= 520 MPa ; Ø=6mm.

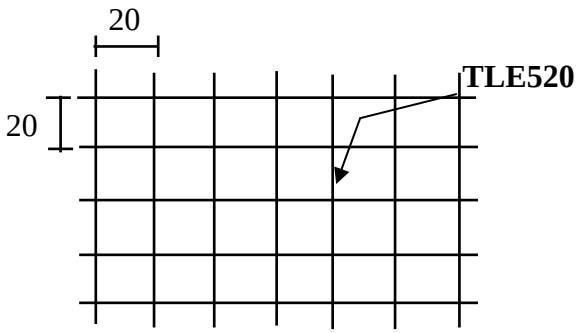


Figure III.17 : Ferraillage de la table de compression

III.4. Calcul des dalles pleines

III.4.1. Définition

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur deux, trois ou quatre appuis avec ou sans continuité.

Pour notre structure on a un type de dalle pleine de forme régulière.

III.4.2. Méthode de calcul

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

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

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

Les hypothèses de calcul sont :

- La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites.

III.4.3. Principe de calcul

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

A) Travail externe :

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

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

T_{ext} = q.S.f (cas d'une charge répartie)

Avec :

S : Surface de répartition de la charge ;

P : Charge totale;

f : Flèche du centre de gravité de S.

B) Travail interne :

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

T_{int}= M. L .θ.

Avec :

M : Moment de flexion ;

L : projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation ;

θ : Angle de rotation.

Détermination de l'épaisseur

Après avoir vérifié toutes les conditions des dalles pleines (chapitre II), on adopte :

ep= 15cm.

III.4.4. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.24 : Détermination des chargements de la dalle pleine

	G (kN.m)	Q (kN.m)	P_u (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)
Plancher terrasse	7.27	1	11.31	8.27
Plancher courant	6.95	1.5	11.63	8.45
Plancher de Sous-sol	6.95	2.5	13.13	9.45

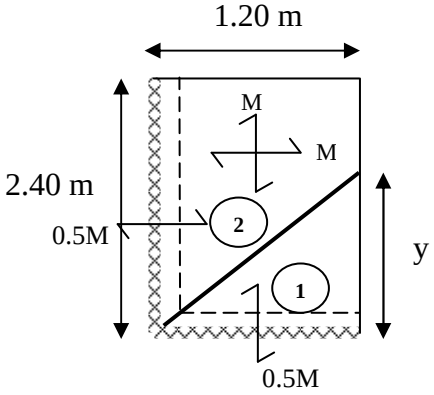
On choisi la sollicitation la plus défavorable c'est-à-dire :

$$P_u = 13.13 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad P_{ser}=9.45 \text{ kN/m}^2$$

$\sum T_{ext}= (1.44 - 0.2y)\, q.f$

$$\sum T_{int} = \left(\frac{1.8+1.25y^2}{y}\right)Mf$$

$$\frac{dp}{dx} = 0 \Rightarrow y = 1.02m$$



Donc, on obtient : **M = 0.407 P_u**

M_t = M =0.407 P_u = 5.34 kN.m

M_a = 0.5M = 0.5*5.34 = 2.67 kN.m

III.4.5. Calcul du ferraillage

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

Béton : f_{c28}= 25MPa, γ_b= 1.5, σ_{bc}=14.2MPa, f_{t28}= 2.1 MPa, b=100cm, h=15cm, d=13cm, e=2cm.

Acier : FeE400, Fe = 400 MPa, γ_s=1.15, σ_s=348 MPa.

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III.25 : Calcul des sections de la dalle

position	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Esp (cm)	$A_{adopté}>A_{min}$
travée	5.34	1.19	1.5	**4HA8=2.01**	25	oui
Appuis	2.67	0.59	1.5	**4HA8=2.01**	25	oui

a) Condition d'espacement

S_t= 25cm ≤  =Min [3h=45cm, 33cm]= 33cm.

b) Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier: $\tau_u = \dfrac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \dfrac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

On a L_x/L_y = 0.5 $\Longrightarrow$ La dalle travaille suivant les deux directions

Donc :

$$V_{ux} = \frac{pl_x l_y}{2l_y + l_x} = \frac{13.13 \times 2.4 \times 1.2}{2 \times 2.4 + 1.2} = 6.30KN$$

$$V_{uy} = \frac{pl_x l_y}{3l_y} = 5.25KN$$

$$\tau_u = \frac{6.30 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.048MPa < \bar{\tau}_u = 1.17MPa \qquad (c.v)$$

Donc, le béton seul peut supporter l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification à L'E.L.S

La fissuration est préjudiciable donc on doit vérifiée :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{n f_{tj}}\right] = 201.63 \text{Mpa}$$

Tableau III.26 : Vérification de la contrainte

	Mser (kN.m)	A (cm²)	K (N/mm³)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Obs
En travée	3.85	2.01	0.100	15.74	201.63	2.51	15	C.V
Aux appuis	1.93	2.01	0.050	7.87	201.63	2.40	15	C.V

d) Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{l_x} = 0.125 \geq \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x} = \frac{0.75 M_x}{20 M_x} = 0.0375 \qquad (c.v)$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.v)$$

Chapitre IV

Etude sismique

IV.1. Introduction

Quelque soit le problème que l'on propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique.

IV.2. Caractéristiques dynamique de la structure

IV.2.1. centre de masse (centre de gravité)

Définition

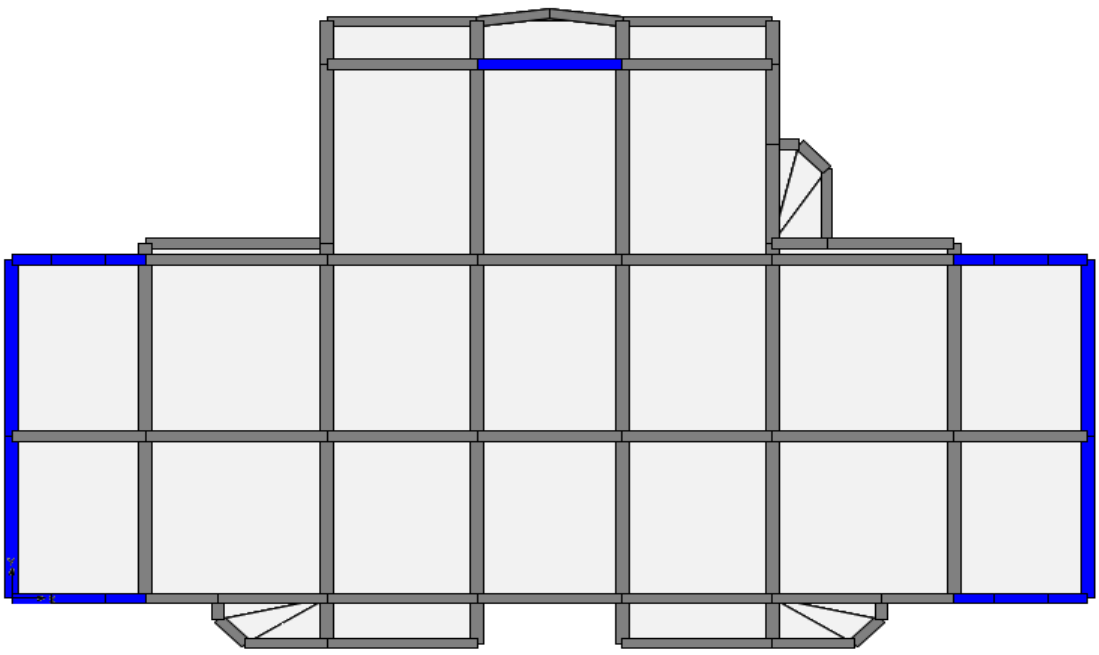
C'est le point d'application de la résultante des forces verticales d'un niveau donné. On détermine pour chaque niveau le centre de masse de ces éléments constitutifs, qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment **(**poteaux, poutres, escaliers, voiles, murs,**…)**, par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . x_i}{\sum W_i} \qquad Y_G = \frac{\sum W_i . y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

- **Wi** : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- **Xi** et **Yi** : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- $\mathbf{X_G}$ et $\mathbf{Y_G}$: Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Vue 2D :



Vue 3D :

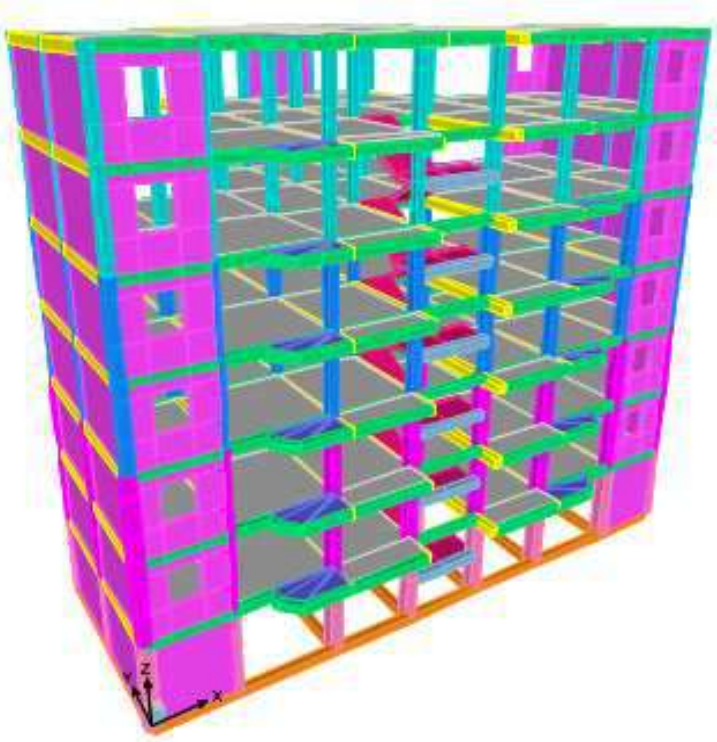


Figure IV.1 : Disposition des voiles

Tableau IV.1 : Calcul du centre de masse

Niveaux	∑Wi (KN)	∑ Wi Xi (KN.m)	∑ Wi Yi (KN.m)	X_G (m)	Y_G (m)
+21.76	3279.66	39105.33	18177.83	11.92	5.54
+18.70	4041.61	48105.30	22713.46	11.90	5.62
+15.64	4091.79	48724.16	23135.77	11.91	5.65
+12.58	4144.48	49348.79	23446.59	11.91	5.66
+9.52	4202.79	50039.67	23794.93	11.91	5.66
+6.46	4263.60	50760.24	24153.27	11.91	5.67
+3.40	4688.44	55793.82	26108.50	11.90	5.57

IV.2.2. Centre de torsion

Définition

Le centre de torsion est le point d'application de la résultante des forces d'inertie d'un niveau donné. Pour diminuer le risque de torsion on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

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

$$X_t = \frac{\sum I_y . x_i}{\sum I_y} \qquad Y_t = \frac{\sum I_x . y_i}{\sum I_x}$$

Avec :

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

Tableau IV.2 : Calcul du centre de torsion

Niveau	$\sum I_x$ (m^4)	$\sum I_y$ (m^4)	$\sum I_y x_i$ (m^5)	$\sum I_x y_i$ (m^5)	X_t (m)	Y_t (m)
+21.76	3.34E+04	2.63E+06	3.82E+05	1.61E+07	11.45	6.13
+18.70	7.55E+04	5.07E+06	8.70E+05	3.12E+07	11.52	6.14
+15.64	1.39E+05	9.05E+06	1.62E+06	5.44E+07	11.73	6.01
+12.58	2.38E+05	1.57E+07	2.83E+06	9.34E+07	11.87	5.95
+9.52	4.22E+05	2.16E+07	5.07E+06	1.28E+08	12.03	5.92
+6.46	8.65E+05	3.08E+07	1.05E+07	1.93E+08	12.16	6.26
+3.40	2.85E+06	5.11E+07	3.54E+07	2.91E+08	12.46	5.69

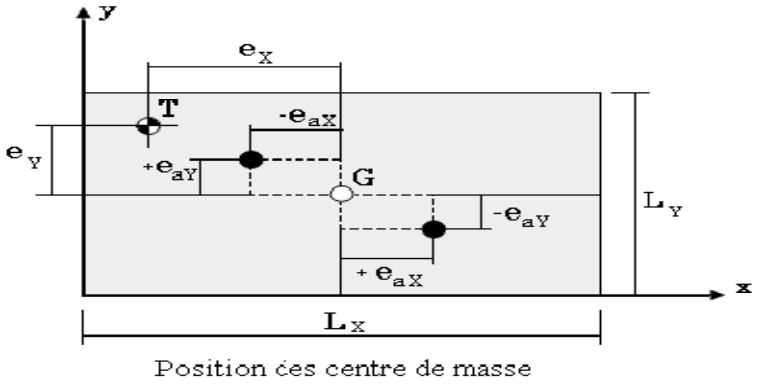
IV.2. 3. Excentricité

IV.2. 3.A. Excentricité théorique (statique)

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$e_X = |X_T - X_G|$$

$$e_Y = |Y_T - Y_G|$$



Position des centre de masse

Tableau IV.3 : Calcul d'excentricités théoriques

Niveau	X_G (m)	Y_G (m)	X_T (m)	Y_T (m)	e_x (m)	e_y (m)
+21.76	11.92	5.54	11.45	6.13	0.48	0.59
+18.70	11.90	5.62	11.52	6.14	0.39	0.52
+15.64	11.91	5.65	11.73	6.01	0.18	0.35
+12.58	11.91	5.66	11.87	5.95	0.03	0.29
+9.52	11.91	5.66	12.03	5.92	0.13	0.25
+6.46	11.91	5.67	12.16	6.26	0.25	0.60
+3.40	11.90	5.57	12.46	5.69	0.56	0.12

IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

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

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

  Ex= 0,05. Lx

  Ey= 0,05. Ly

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Calcul d'excentricités accidentelles

Niveau	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
+21.76	24.10	15.55	1.205	0.778
+18.70	24.10	15.55	1.205	0.778
+15.64	24.10	15.55	1.205	0.778
+12.58	24.10	15.55	1.205	0.778
+9.52	24.10	15.55	1.205	0.778
+6.46	24.10	15.55	1.205	0.778
+3.40	24.10	15.55	1.205	0.778

D'après la comparaison des excentricités calculées avec l'excentricité théorique on peut déduire qu'on a une bonne excentricité en plan.

IV.3. Choix de la méthode de calcul

Selon le **RPA99 (Art 4.1.1),** ce calcul sismique peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélération.

Notre bâtiment présente une forme irrégulière en plan puisque les critères de régularité en plan ne sont pas vérifiés (RPA99/V2003), donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable, ce qui nous conduit d'appliquer la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3.1. Spectre de réponse de calcul

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25\ A\left(1 + \dfrac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\ \dfrac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta\ (1{,}25\ A)\dfrac{Q}{R} & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\ (1{,}25\ A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3{,}0\,s \\ 2{,}5\eta\ (1{,}25\ A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{5/3} & T \ge 3{,}0\,s \end{cases} \qquad [2]$$

Avec :

- **S_a :** Le spectre de réponse
- **A :** Le coefficient d'accélération de zone = 0.25 [RPA99 : Tableau 4.1]
- **Q :** Le facteur de qualité = $1+ \Sigma P_q$ [RPA99 : Tableau 4.4]

  $\Rightarrow Q_X = 1.20$

  $\Rightarrow Q_Y = 1.20$
- **R :** Le coefficient de comportement de la structure = 4 [RPA99 : Tableau 4.3]

Les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales pour tous les niveaux, donc le système choisis est un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé.

- η**:** Le facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{\dfrac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\dfrac{7}{(2+7)}} = 0.882 \ge 0.7$

- **T_1** et **T_2** Les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :

  T_1 = 0.15 s [RPA99 : Tableau 4.7]

  T_2 = 0.50 s

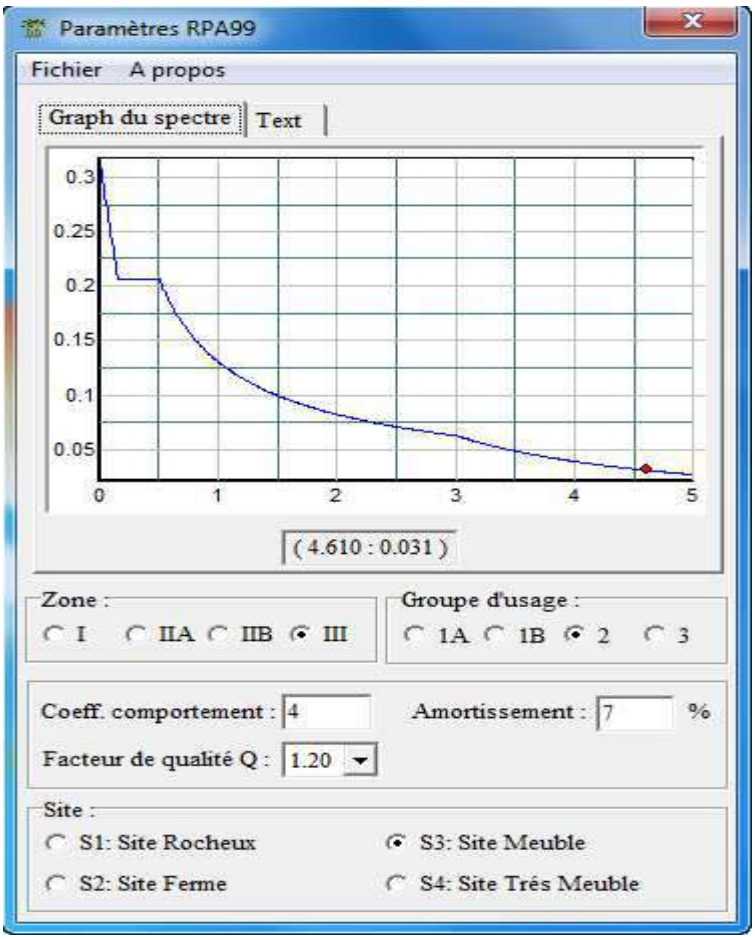


Figure IV.2 : Le spectre de réponse

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique

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

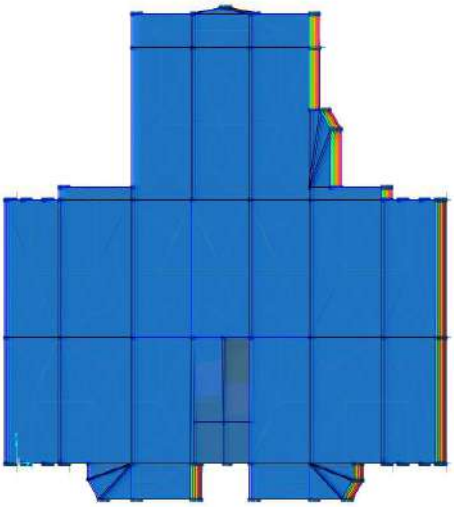
- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

IV.4.1. Vérification de comportement

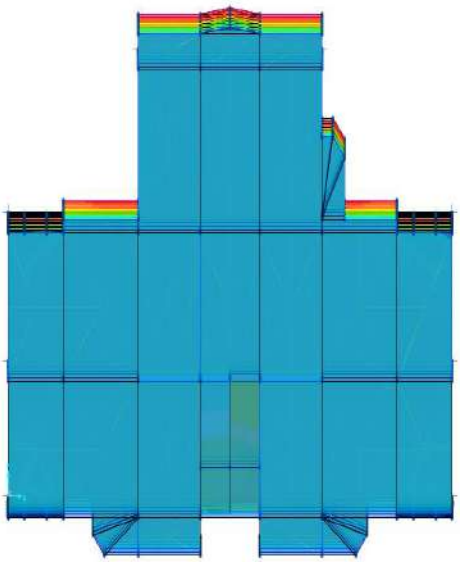
Tableau IV.5 : Le comportement des trois modes

Modes	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)	Cas
1	67.75	0.00	0.00	Translation suivant X
2	0.00	71.42	0.00	Translation suivant Y
3	0.00	0.00	69.87	Rotation autour de l'axe Z

Mode 01



Mode 02



Mode 03

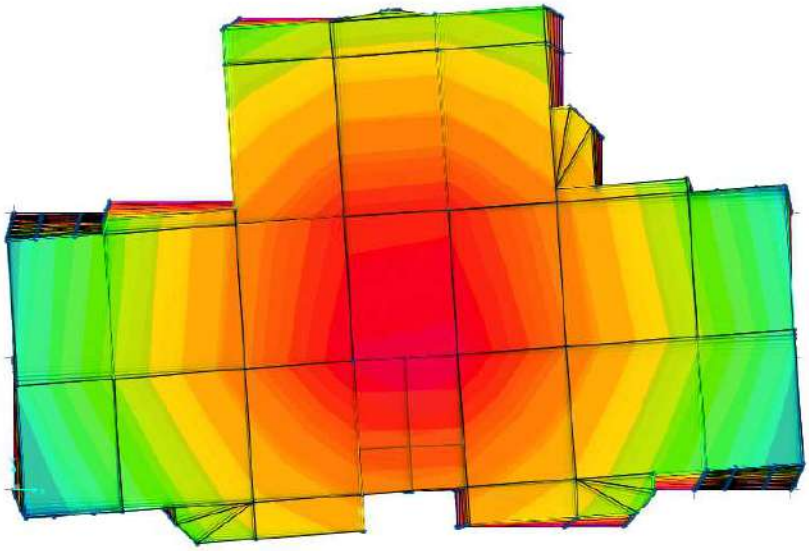


Figure IV.3 : Le comportement des trois premiers modes

IV.4.2. vérification de participation massique

D'après le **RPA99 (art 4.3.4)** : le nombre de modes propres 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.

Les périodes et les coefficients de participation massiques obtenus pour chaque mode de vibration sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Coefficient de participation massique

Modes	Périodes (Sec)	Cumul des masses modales effectives (%)	
		Sens x	Sens y
1	0.57	67.75	0.00
2	0.31	67.75	71.42
3	0.21	67.75	71.42
4	0.14	87.24	71.42
5	0.09	87.24	71.87
6	0.09	87.24	78.12
7	0.09	87.25	80.02
8	0.09	87.25	84.72
9	0.08	87.25	92.10
10	0.08	87.25	92.40
11	0.08	87.25	92.45
12	0.08	87.25	92.46
13	0.08	87.25	92.46
14	0.07	87.26	92.46
15	0.07	87.26	92.46
16	0.07	87.26	92.46
17	0.07	87.28	92.47
18	0.07	87.45	92.47
19	0.07	87.49	92.47
20	0.07	87.49	92.48
21	0.06	91.77	92.48

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

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

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3]

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Avec :

A = 0.25

R = 4

Q = 1.20 (suivant x)

Q = 1.20 (suivant y)

W : poids total de la structure.

$W = W_G + \beta W_Q$ ($\beta = 0.2$: coefficient de pondération)

$\Rightarrow$ W = 24629.986 KN.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases} \quad [2]$$

T_2 = 0.5 s, (site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09\,h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

$\begin{cases} Tx = 0.39\ s \\ Ty = 0.49\ s \end{cases} < T_2 = 0.5\ s \longrightarrow D = 2.5\eta$

Dx = Dy = 2.205

Tableau IV.7 : Calcul de la force sismique

A	D	R	Q	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	2.205	4	1.2	24629.986	4073.184	4073.184

Tableau IV.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	V_t (kN)	0.8*V	$V_t \ge 0.8*V$
X	4073.184	3874.902	3258.547	oui
Y	4073.184	4484.512	3258.547	oui

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement

On doit vérifier notre structure au renversement qui peut être causé par des efforts sismiques par l'inégalité suivante :

$$\frac{\text{moment stabilisant}}{\text{moment de renversement}} \geq 1.5 \qquad [2]$$

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix} \qquad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$$

Avec :

- F_{ix} , F_{iy} : la force distribuée en hauteur

Suivant X et Y

- hi : la hauteur de l'étage par rapport la base 0

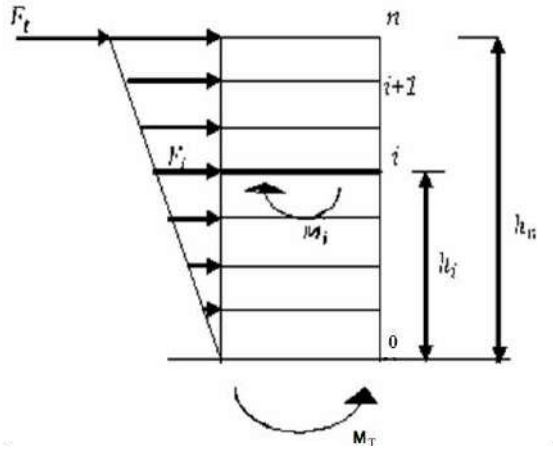


Figure IV.4 : Le renversement

Le moment de stabilité qui est égal à :

$$M_{tx} = X_G \times W_i \quad ; \quad M_{ty} = Y_G \times W_i$$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- W_i : la masse de plancher dans chaque niveau.

Tableau IV.9 : Vérification de la stabilité au renversement

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
135246.426	292900.509	67832.774	58563.126	1.99	5.00	Oui

Conclusion

On conclut que la structure est stable vis-à-vis au renversement suivant les deux directions.

IV.4.5. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{eK}$$

$\boldsymbol{\delta_{ek}}$ **:** Déplacement dù aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\boldsymbol{\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}}$$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser :

$$\Delta_K \leq 0.01\ he \qquad \text{Avec : he : la hauteur de l'étage k.}$$

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau	δ_{eK} (cm)	$\delta_K = R.\ \delta_{eK}$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
+21.76	2.08	8.32	1.43	3.06	Oui
+18.70	1.72	6.88	1.48	3.06	Oui
+15.64	1.35	5.40	1.47	3.06	Oui
+12.58	0.98	3.93	1.39	3.06	Oui
+9.52	0.64	2.54	1.20	3.06	Oui
+6.46	0.34	1.34	0.91	3.06	Oui
+3.40	0.11	0.43	0.43	3.40	Oui

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau	δ_{eK} (cm)	$\delta_K = R.\ \delta_{eK}$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
+21.76	0.72	2.87	0.44	3.06	Oui
+18.70	0.61	2.44	0.47	3.06	Oui
+15.64	0.49	1.97	0.48	3.06	Oui
+12.58	0.37	1.49	0.46	3.06	Oui
+9.52	0.26	1.03	0.42	3.06	Oui
+6.46	0.15	0.60	0.35	3.06	Oui
+3.40	0.06	0.26	0.26	3.40	Oui

IV.4.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des

Bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta_k = P_k\ \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10 \qquad [2]$$

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

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 du1° ordre par le facteur :

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

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

Tableau IV.12 : Vérification l'effet P-Δ sens X

Niveau	P_k (kN)	Fix(kN)	V_{kx} (kN)	Δ_{kx} (cm)	Θ_{kx}	$\Theta_k \leq 0.10$
+21.76	3279.66	456.97	456.97	1.43	0.03	Oui
+18.70	7321.27	563.13	1020.10	1.48	0.03	Oui
+15.64	11413.06	570.12	1590.22	1.47	0.03	Oui
+12.58	15557.54	577.47	2167.69	1.39	0.03	Oui
+9.52	19760.33	585.59	2753.28	1.20	0.03	Oui
+6.46	24023.93	594.06	3347.34	0.91	0.02	Oui
+3.40	28712.36	725.84	4073.18	0.43	0.01	Oui

Tableau IV.13 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

Niveau	P_k (kN)	Fiy(kN)	V_{ky} (kN)	Δ_{ky} (cm)	Θ_{ky}	$\Theta_k \leq 0.10$
+21.76	3279.66	456.97	456.97	0.44	0.01	Oui
+18.70	7321.27	563.13	1020.10	0.47	0.01	Oui
+15.64	11413.06	570.12	1590.22	0.48	0.01	Oui
+12.58	15557.54	577.47	2167.69	0.46	0.01	Oui
+9.52	19760.33	585.59	2753.28	0.42	0.01	Oui
+6.46	24023.93	594.06	3347.34	0.35	0.01	Oui
+3.40	28712.36	725.84	4073.18	0.26	0.01	Oui

D'après les résultats ainsi obtenus, on constate que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P-Δ.

Chapitre V

Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.2. Les combinaisons des charges

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

- D'après l'article **B.6.1.2** du **CBA 93**, on a les combinaisons suivantes :

  - **E.L.U :** 1.35G + 1.5Q
  - **E.L.S :** G + Q

- D'après l'article **5.2** du **RPA99** on a les combinaisons accidentelles suivantes :

  - G+Q ± E
  - 0.8G ± E

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

V.3. Ferraillage des poutres

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

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

Tableau V.1 : Les données de calcul

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b =1.5	γ_s =1.15	γ_b = 1.15	γ_s =1.00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14.2Mpa		$\overline{\sigma_b}$ =18.48 Mpa	

V.3.1. Recommandation des règlements

- **Les Armatures longitudinales (RPA99 Art 7.5.2.1)**

  Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est :

  - $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante
  - $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement

  La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ en zone III.

- **Les Armatures transversales**

  Selon le RPA99 (Art 7.5.2.2)

- La quantité des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0.003.S_t.b$
- L'espacement maximum S_t entre les armatures transversales est :

$$S_t \leq \text{Min}\,[h/4\ ; 12\varphi ; 30\ \text{cm}] \quad \text{(zone nodale)}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{(zone courante)}$$

Selon le CBA93 (A.5.1.2)

- La section des armatures longitudinales **(A.7.1.2)** est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$
- L'espacement des armatures transversales est :

$$S_t \leq \min\,[0.9d;\ 40\text{cm}]$$

$$\frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4\text{MPa}$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S.(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'armatures adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

Section (cm^2)	Position	Mu (kN.m)	combinaison	A (cm^2)	A' (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
30x35	Travée	40.98	1.35G+1.5Q	3.81	0	**4HA12 = 4.52**
	appuis	72.57	1.35G+1.5Q	7.04	0	**1HA14+5HA12 = 7.19**

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

Section (cm^2)	Position	Mu (kN.m)	combinaison	A (cm^2)	A' (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
25x30	appuis	60.41	G+Q+EX	6.07	0	**6HA12 = 6.79**

V.3.2. Vérification des contraintes à l'E.L.S

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

Avec $\sigma_b = \frac{M_{ser}.y}{I}$, $\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$

- Si la fissuration est préjudiciable**,** on doit vérifier :

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

Avec $\sigma_s = M_{ser}.15\frac{(d-y)}{I}$, $\overline{\sigma_s} \leq \min[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}] = 202\ MPa$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

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

Section (cm^2)	Position	Mser (kN.m)	combinaison	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
30x35	Travée	29.74	G+Q	4.52	6.75	Oui
	appuis	52.77	G+Q	7.19	10.2	Oui

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

Section (cm^2)	Position	Mser (kN.m)	combinaison	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
25x30	appuis	18.80	G+Q	6.79	5.55	Oui

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

Il faut vérifie que :

- A ≥ Amin CBA
- A ≥ Amin RPA et A ≤ Amax RPA

Tableau V.6 : Vérification des poutres selon la condition CBA

Section (cm^2)	position	$A_{choisie}$ (cm^2)	Amin CBA (cm^2)	Observation
30x35	Travée	4.52	1.05	CV
	appuis	7.19	1.05	CV
25x30	Travée	3.39	0.75	CV
	appuis	6.79	0.75	CV

Tableau V.7 : Vérification des poutres selon la condition RPA

Section (cm^2)	position	A_{totale} (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	Amax RPA (cm^2)	Observation
30x35	Travée	4HA12 (nappe inférieure) + 1HA14+2HA12 (nappe filante supérieure) = 8.33	5.25	42	CV
	appuis	1HA14+5HA12 (nappe supérieure) + 3HA12 (nappe filante inférieure) = 10.59	5.25	63	CV
25x30	Travée	3HA12 (nappe filante supérieure) + 3HA12 (nappe filante inférieure) = 6.79	3.75	45	CV
	appuis	6HA12 (nappe supérieure) + 6HA12 (nappe inférieure) = 13.57	3.75	45	CV

V.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u " sera calculée par la formule donnée par le règlement **" CBA 93 A.5.1"**

$$\tau_u = T_u / b_0 d \qquad \tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

Avec :

T_u : effort tranchant maximal à l'E.L.U.

b_0 : la largeur de la section de béton.

d : la hauteur utile de la section du béton.

Tableau V.8 : Calcul de $\overline{\tau}_u$

Fissuration	**la fissuration est préjudiciable**	**la fissuration est peu nuisible**
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u$ = 2.5 MPa	$\overline{\tau}_u$ = 3.3 MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u$ = 3.26 MPa	$\overline{\tau}_u$ = 4.34 MPa

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Vérification des contraintes de cisaillement pour les poutres

Section (cm^2)	**situation**	**T_u (kN)**	**τ_u (MPa)**	**$\tau_{u\ adm}$ (MPa)**	**$\tau_u < \tau_{u\ adm}$**
30x35	1.35G+1.5Q	98.79	1.01	3.30	Oui
25x30	G+Q+EX	61.04	0.88	3.26	Oui

V.3.5. Calcul des armatures transversales

Les valeurs des sections d'armature (A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque section sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section (cm^2)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_t (cm)		A_t (cm^2)	ZN	ZC	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
				ZN	ZC				
30x35	1.01	29.25	0.88	8.75	17.5	0.78	10	15	**4Φ8 = 2.01**
25x30	0.88	24.75	0.62	7.5	15	0.56	10	15	**4Φ8 = 2.01**

V.3.6. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K.M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.75

Tableau V.11 : Vérification de la flèche des poutres

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.080	0.0625	Oui	0.080	0.075	Oui	0.0046	0.0105	Oui
PS	0.083	0.0625	Oui	0.083	0.075	Oui	0.0049	0.0105	Oui

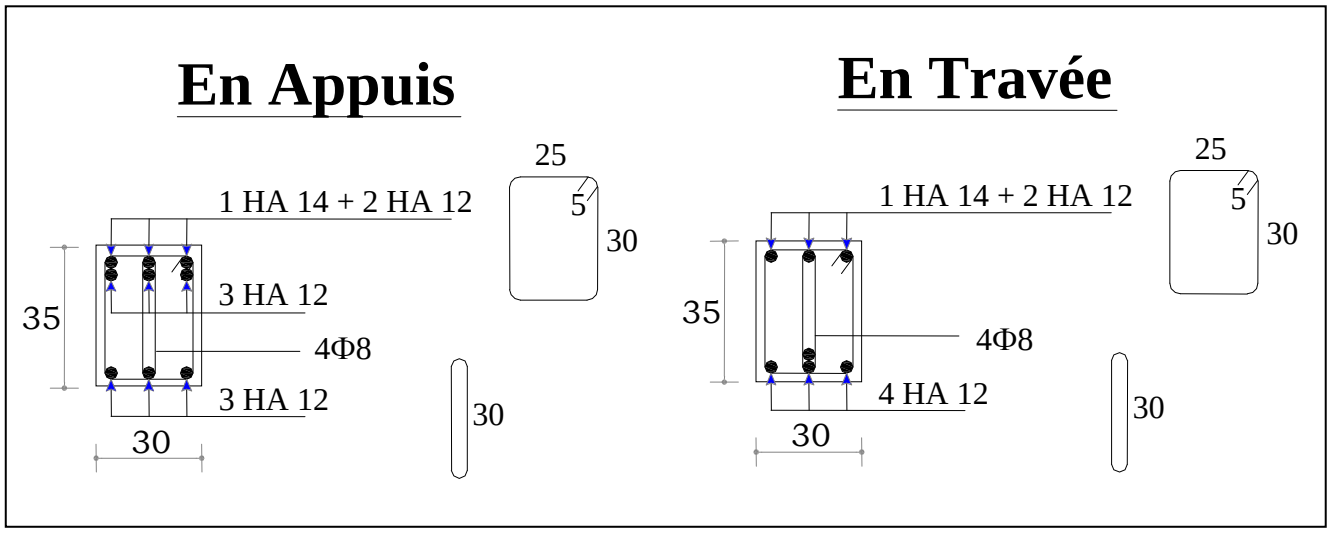


Figure V.1 : Ferraillages des poutres principales

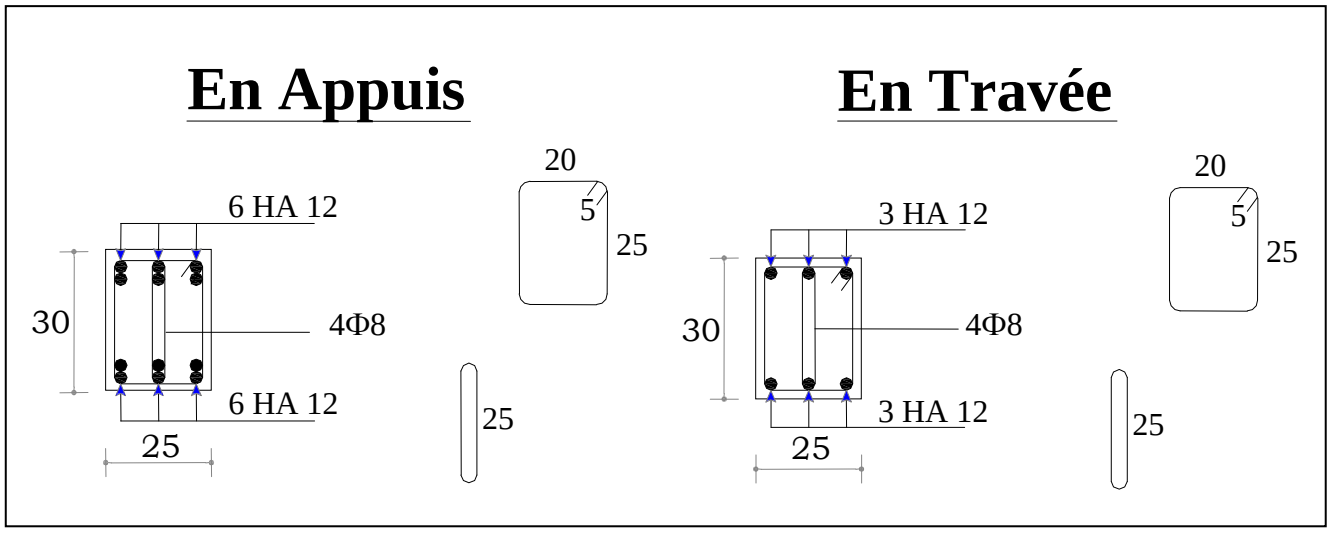


Figure V.2 : Ferraillages des poutres secondaires

V.4. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, qui se distingue par la présence de deux sollicitations : un effort normal**"N"** et un moment de fléchissant**"M"**.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'une des trois sections suivantes :

- Section entièrement tendue.
- Section partiellement tendue.
- Section entièrement comprimée.

V.4.1. Recommandation des règlements

✓ **Selon le RPA99 (Art 7.4.2.1)**

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

$$0.9\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\% \qquad \text{(zone courante)}$$

$$0.9\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\% \qquad \text{(zone de recouvrement)}$$

- Leur diamètre minimal et de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm en zone III.

✓ **Selon le CBA 93**

$$A = \min \begin{cases} 4\ cm^2 \text{ ; pour 1m de longueur du parement.} \\ 0.1\ \% \leq A / b.h \leq 5\ \%. \end{cases}$$

V.4.2. Calcul des armatures longitudinales à l'E.L.U

➢ **Etat limite ultime de résistance**

Pour la détermination des armatures longitudinales on va tenir compte des trois cas défavorable suivants :

- $N_{max} \longrightarrow M_{corr.}$ **(Cas I).**
- $N_{min} \longrightarrow M_{corr.}$ **(Cas II)**.
- $M_{max} \longrightarrow N_{corr.}$ **(Cas III).**

Les calculs de détermination des armatures longitudinales se fait à l'aide des deux sollicitations suivantes : un effort normal"N" et un moment de fléchissant"M".

$$M_u = N_u \cdot (e_1 + e_2 + e_a)$$

telle que : $e_1 = \frac{M}{N}$; $e_2 = \frac{3 L^2 f (2+\alpha.\phi)}{10000.h}$; $e_a = \text{Max}\left[\frac{l_0(cm)}{250}, 2\ cm\right]$

où : $0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

Avec :

e_1 : excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion ;

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liées à la déformation de la structure ;

e_a : excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales ;

L_f : longueur de flambement ;

L : longueur libre du poteau ;

h : hauteur totale de la section dans la direction de flambement ;

φ : rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée ;

α : rapport du moment des charges permanentes sur le moment total.

Tableau V.12 : Sections des armatures longitudinales des poteaux

Niveau	Section (cm^2)	cas	N (kN)	M (kN.m)	combinaison	Type de Section	A_{cal} (cm^2)	A'_{cal} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
4ème + 5ème	30×30	**I**	394.38	1.58	1.35G+1.5Q	SEC	0	0	**8HA12 = 9.05**
		II	-147.71	4.06	0.8G+EX	SET	2.26	1.44	
		III	163.40	46.09	G+Q+EX	SPC	2.56	0	
3ème + 2ème	35×35	**I**	835.07	4.64	1.35G+1.5Q	SEC	0	0	**8HA14 = 12.32**
		II	-517.92	6.30	0.8G+EX	SET	7.00	5.95	
		III	344.62	57.94	G+Q+EX	SPC	0.66	0	
1er + RDC	40x40	**I**	1868.78	26.02	G+Q+EX	SEC	0	0	**4HA16 + 4HA20 = 20.61**
		II	-1308.49	14.91	0.8G+EX	SET	17.42	15.29	
		III	719.22	55.57	G+Q+EX	SEC	0	0	
Sous sol	45x45	**I**	1959.81	28.20	G+Q+EX	SEC	0	0	**4HA16 + 4HA20 = 20.61**
		II	-1397.99	14.21	0.8G+EX	SET	18.36	16.59	
		III	926.64	51.22	G+Q+EY	SEC	0	0	

Tableau V.13 : Ferraillage longitudinal des poteaux

Niveau	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	$A_{adopté} \geq A_{min}$
$4^{ème} + 5^{ème}$	8.10	**8HA12 = 9.05**	Oui
$3^{ème}+2^{ème}$	11.02	**8HA14 = 12.32**	Oui
1^{er}+RDC	14.40	**4HA16 + 4HA20 = 20.61**	Oui
Sous sol	18.22	**4HA16 + 4HA20 = 20.61**	Oui

V.4.3. Vérification des contraintes à l'E.L.S

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}) selon les règles CBA93; concernant la flexion composée.

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15\text{MPa}$
- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\ \text{MPa} ; 201.63\ \text{MPa}\right] = 201.63\ \text{MPa}$$

Les résultats des vérifications à l'E.L.S sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Vérification des contraintes à l'E.L.S

Niveau	Section (cm^2)	Nser (kN)	Mser (kN.m)	A (cm^2)	Fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
$4^{ème}+5^{ème}$	30×30	287.64	1.21	9.05	Préjudiciable	2.62	38.89	CV
$3^{ème}+2^{ème}$	35×35	608.81	3.44	12.32	Préjudiciable	4.10	60.98	CV
1^{er}+RDC	40x40	948.64	4.86	20.61	Préjudiciable	4.51	67.31	CV
Sous sol	45x45	1141.18	2.47	20.61	Préjudiciable	4.41	66.01	CV

V.4.4. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant

A) Contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

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

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon les règles comme suit :

- **RPA 99 (Art 7.4.3.2)**

La contrainte admissible est : $\overline{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28} \longrightarrow \begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$

$\lambda = L_f / i$: élancement géométrique.

$L_f = 0.7\ L_0$: longueur de flambement.

L_0 : longueur libre de poteau.

$i = (I / A)^{1/2}$: rayon de giration.

I : moment d'inertie du poteau.

A : section du poteau.

- **CBA 93 (A.5.1.2.1)**

La contrainte admissible de cisaillement est égale à :

Si al fissuration est peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 4.32\,\text{MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

si al fissuration est préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.15\ f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \overline{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 3.26\,\text{MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Le calcul et la vérification sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.15 : Vérification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant

Etage	Section (cm^2)	T_{umax} (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	Combinaison	$\tau_{b\ adm}$ RPA (Mpa)	$\tau_{u\ adm}$ CBA (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$
$4^{ème}$+$5^{ème}$	30x30	69.51	0.84	24.73	0.075	G+Q+EX	1.875	3.26	Oui
$2^{ème}$+$3^{ème}$	35x35	64.02	0.56	21.20	0.075	G+Q+EX	1.875	3.26	Oui
RDC+1^{er}	40x40	63.04	0.42	18.55	0.075	G+Q+EX	1.875	3.26	Oui
Sous sol	45x45	52.53	0.27	16.48	0.075	G+Q+EX	1.875	3.26	Oui

B) Armatures transversales

Les armatures transversales « A_t » des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{h_t . f_e}$$ **(Art 7.4.2.2 RPA 99)**

T_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur de la section du poteau.

S_t: espacement des armatures transversales $S_t \leq \begin{cases} 10 \text{ cm} & \text{(Z.N)} \\ \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\varphi_\ell) & \text{(Z.C)} \end{cases}$ (zone III)

Avec **:** **φ_l:** diamètre minimale des armatures longitudinale du poteau.

ρ_a : coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

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

$$\frac{A_t}{S_t . b_t} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda \leq 3 \\ \text{interpoler entre les deux valeurs limites précédentes} & \text{si } 3 < \lambda < 5 \end{cases}$$

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.16 : Sections et espacements des armatures transversales des poteaux

Niveau	Section (cm^2)	T_u (kN)	Zone	S_t (cm)	$A_{t\,cal}$ (cm^2)	$A_{t\,min}$ (cm^2)	Choix	
							A_t (cm^2)	Φ (mm)
$4^{ème}$+$5^{ème}$	30x30	69.51	ZN	10	1.41	1.08	2.01	4Φ8
			ZC	12	1.70	0.9		
$2^{ème}$+$3^{ème}$	35x35	64.02	ZN	10	1.30	1.26	2.01	4Φ8
			ZC	12	1.56	1.05		
RDC+1^{er}	40x40	63.04	ZN	10	1.28	1.44	2.01	4Φ8
			ZC	12	1.54	1.20		
Sous sol	45x45	52.53	ZN	10	0.96	1.62	2.01	4Φ8
			ZC	12	1.15	1.35		

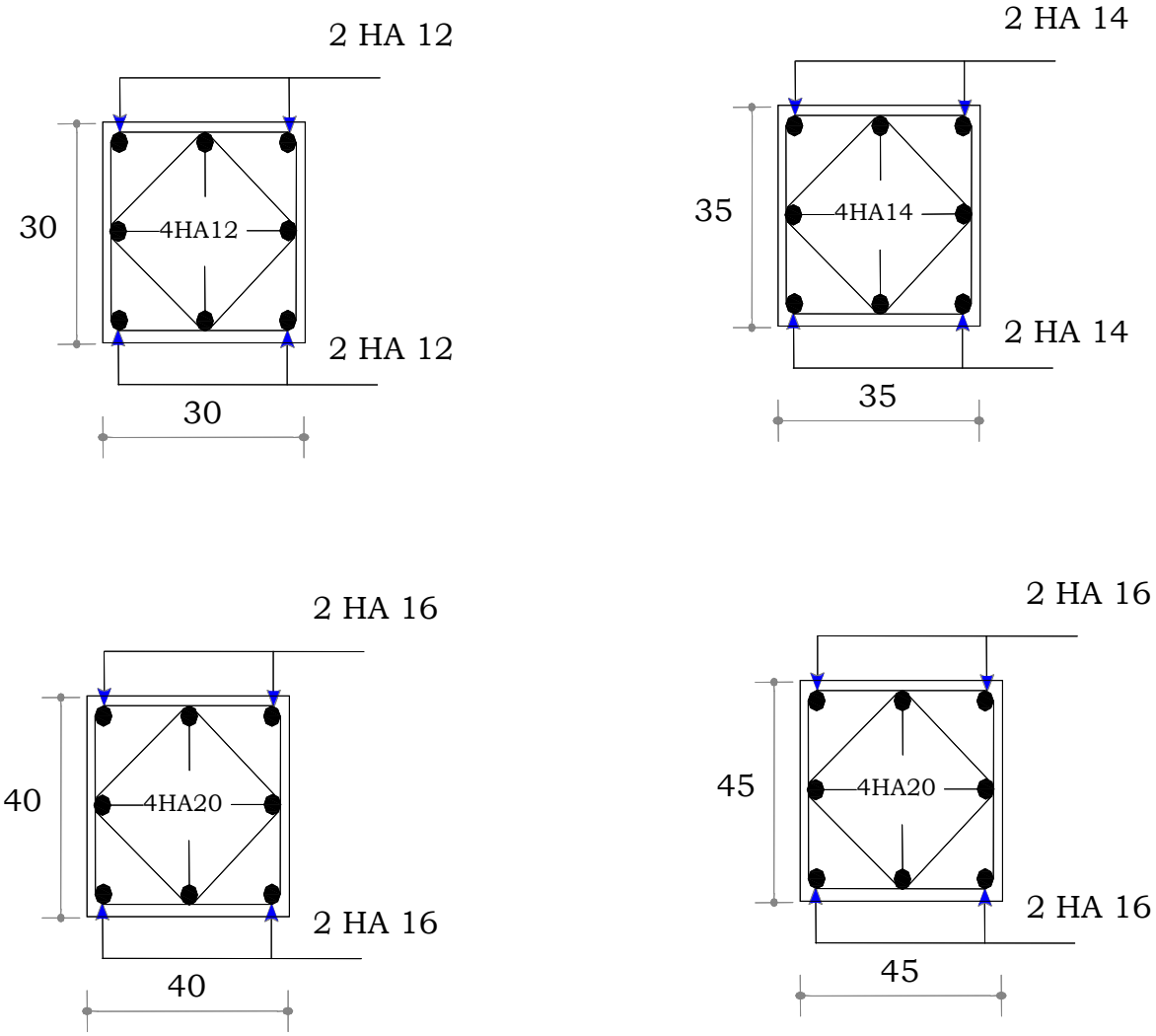


Figure V.3 : Ferraillages des poteaux

V.5. Ferraillage des voiles

Les voiles sont soumis à l'effet de leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Le ferraillage des refends se compose des trois types d'armatures suivantes :

- Les armatures verticales.
- Les armatures transversales.
- Les armatures horizontales.

V.5.1. Ferraillage des voiles à l'E.L.U

V.5.1.A. Les armatures verticales

Les armatures verticales seront calculées en flexion composée résultant de l'effet du moment fléchissant"M" et de l'effort normal "N".

- **Selon le CBA 93**

$$0{,}1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 0{,}5\%$$

Avec :

a : l'épaisseur du voile.

b : la largeur de la zone tendue.

- **Selon le RPA 99 (Art 7.7.4.3)**

$A_{ver} = 0.15\%B$ Globalement dans la section du voile.

$A_{ver} = 0.1\%B$ Dans la section courante.

B : Section du voile.

a : Epaisseur du voile.

φ_{ver} : Diamètre vertical.

L'espacement des armatures verticales est tel que :

$Sv \leq \min(1.5a ; 30cm)$

Avec :

L : la largeur du voile.

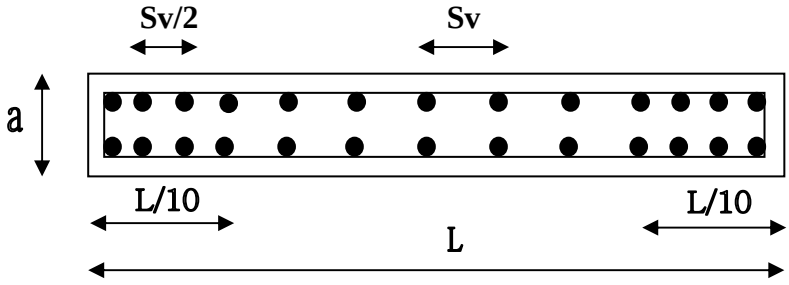


Figure V.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.5.1.B. Les armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93**

Diamètre minimal : $\varphi_h \leq \min\left[\frac{a}{10};\ \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales :

$$S_h \leq \min[0.9d; 40cm]$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

- **Selon le RPA 99**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \min[1.5a; 30cm]$$

Avec : τ_b **:** Contrainte de cisaillement.

A_h: Section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h : Hauteur utile**.**

V.5.1.C. Les armatures transversales

Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures verticales et horizontales. Ces dernières (les deux nappes d'armatures) doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

L'acier choisi pour les armatures transversales est du type rond lisse de nuance FeE 400.

Contraintes limites de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{bd} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$\overline{V} = 1.4V_{calculé.}$

b : épaisseur du linteau ou du voile.

d : hauteur utile = 0.9h.

h : hauteur totale de la section brute.

V.5.2. Calcul des armatures

Dans notre structure on a des voiles d'épaisseurs 20 cm au niveau de sous-sol, et de15 cm au niveau des étages.

V.5.2.1. Armatures verticales

V.5.2.1.a. Détermination des armatures verticales a l'ELU

- Situation durable :
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle :
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.
- Le calcul se fera pour les trois cas extrêmes comme le calcul des poteaux :
  - 1er cas : N_{max} et son $M_{corres.}$
  - 2eme cas : N_{min} et son $M_{corres.}$
  - 3eme cas : M_{max} et son $N_{corres.}$

Les résultats des calculs des armatures verticales sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.17 : Ferraillage verticales des voiles d'épaisseurs 15cm

L (m)	cas	N (kN)	M (kN.m)	combinaison	Type de Section	A_{cal} (cm^2)	A'_{cal} (cm^2)	Amin (cm^2)		$A_{choisie}$ (cm^2)
								CBA	RPA	
3.90	I	2948.28	268.91	G+Q+EX	SEC	0	0	5.85	8.78	**2(12HA12 + 4HA10) = 16.71**
	II	1274.08	22.06	1.35G+1.5Q	SEC	0	0			
	III	2285.38	3100.83	G+Q+EY	SEC	0	0			
3.55	I	2655.85	187.90	G+Q+EX	SEC	0	0	5.33	7.99	**2(12HA12 + 4HA10) = 16.71**
	II	1148.22	17.98	1.35G+1.5Q	SEC	0	0			
	III	2155.85	2700.99	G+Q+EY	SEC	0	0			
2.80	I	1810.32	15.47	1.35G+1.5Q	SEC	0	0	4.20	6.30	**2(12HA12) = 13.57**
	II	949.96	2804.52	0.8G+EX	SPC	10.25	0			
	III	1328.63	2808.25	G+Q+EX	SPC	4.89	0			
2.55	I	2153.64	211.51	G+Q+EY	SEC	0	0	3.83	5.74	**2(10HA12) = 11.31**
	II	836.26	28.77	1.35G+1.5Q	SEC	0	0			
	III	1656.42	2495.93	G+Q+EX	SEC	0	0			

V.5.2.1.b. L'espacement

$Sv \leq \min (1.5a ; 30cm)$

Donc suivant le nombre des barres choisi, on adopte les espacements suivants :

Sv = 20 cm En zone courante

Sv/2 = 10 cm Dans la zone d'extrémité du voile

V.5.2.2. Armatures horizontales

Tableau V.18 : Calcul des armatures horizontales des voiles d'épaisseurs 15cm

L(m)	V (kN)	$\overline{V}$ (kN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau_b}$ (Mpa)	S_h (cm)		S_h choisi (cm)	A_h (cm^2)	A_h choisie (cm^2)
					RPA	CBA			
3.90	1212.37	1697.32	3.69	5.00	22.5	40	20	8.35	**18HA8 = 9.05**
3.55	1150.54	1610.76	3.50	5.00	22.5	40	20	8.35	**18HA8 = 9.05**
2.80	595.04	833.06	1.81	5.00	22.5	40	20	6.78	**14HA8 = 7.04**
2.55	765.59	1071.83	2.33	5.00	22.5	40	20	5.65	**12HA8 = 6.03**

Vérification des contraintes à L'ELS

La vérification des armatures est résumée dans le tableau suivant **:**

Tableau V.19 : Vérification des contraintes à l'E.L.S

L (m)	Nser (kN)	Mser (kN.m)	A (cm^2)	Fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
3.90	935.73	15.81	16.71	Préjudiciable	1.51	22.59	CV
3.55	843.15	12.79	16.71	Préjudiciable	1.48	22.18	CV
2.80	1325.19	11.26	13.57	Peu nuisible	2.92	43.80	CV
2.55	613.49	20.87	11.31	Préjudiciable	1.58	23.60	CV

V.5.3. Ferraillage des linteaux

Les linteaux sont calculés en flexion simple comme les poutres, avec les efforts M et T.

Ils comportent :

- des aciers longitudinaux de flexion " A_l "
- des aciers transversaux " A_t " et en diagonal " A_D "
- des aciers de peau " A_c "

Pour le calcul de ferraillage des linteaux deux cas se présentent :

- **Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$**

a) Aciers longitudinaux

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{Z.f_e} \quad \text{Avec} \quad Z = h - 2c$$

h : hauteur totale du linteau.

c : la distance d'enrobage.

M: moment dû à l'effort tranchant ($\overline{v}$=1.4v)

b) Aciers transversaux

Pour le calcul de la section d'armatures transversale A_t ainsi que leurs espacements S deux sous cas se présentent :

b.1) premier sous cas : linteau long (λ=l/h > 1)

$$\text{On a} \qquad s \leq \frac{A_t.f_e.z}{\overline{V}}$$

Où **S :** espacement d'armatures transversales.

A_t : section d'armatures transversales.

b.2) deuxième sous cas : linteau courts (λ=l/h ≤ 1)

$$\text{On doit avoir:} \qquad S \leq \frac{A_t.f_e.l}{V + A_t f_e}$$

$V = \min (V_1, V_2)$; $V_2 = 2\ V_{u\ calcul}$; $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

Avec :

M_{ci}, M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par : $M_c = A_l.f_e.Z$

- **Deuxième cas : $\tau_b > 0.06\ f_{c28}$**

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule : $A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha}$

Avec : $tg\alpha = (h - 2c')/l$

et V= Vu calcul (sans majoration)

V.5.3.1. Ferraillage minimal des linteaux

1) Armatures longitudinales

$$(A_l, A'_l) \geq 0.0015\ b\ h\ (0.15\%)$$

2) Armatures transversales

- pour $\tau_b \leq 0.025\ f_{c28}$: $A_t \geq 0.0015\ b\ s\ (0.15\%)$
- pour $\tau_b > 0.025\ f_{c28}$: $A_t > 0.0025\ b\ s\ (0.25\%)$

3) Armatures diagonales

- pour $\tau_b \leq 0.06\ f_{c28}$: $A_D = 0$
- pour $\tau_b > 0.06\ f_{c28}$: $A_D \geq 0.0015\ b\ h\ (0.15\%)$

4) Armatures de peau

$$A_c \geq 0.002\ b\ h\ (0.20\ \%)$$

V.5.3.2. Calcul des armatures

❖ **Calcul des contraintes de cisaillement**

Tableau V.20 : Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux

V (kN)	$\bar{V}$ (kN)	τ_b (MPa)	$0.06\ f_{c28}$ (MPa)	$\tau_b \leq 0.06\ f_{c28}$
130.87	183.22	0.76	1.5	Oui

❖ **Calcul des armatures longitudinales**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.21 : Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux

M (kN.m)	h (m)	Z (m)	A_l (cm²)	$A_{l\ min}$ (cm²)	$A_{l\ choisie}$ (cm²)	Armature de peau	
						A_c (cm²)	$A_{c\ choisie}$ (cm²)
51.19	1.66	1.61	0.79	3.74	4HA12=4.52	4.98	4HA14 =6.16

❖ **Calcul des armatures transversales**

On a : l = 1.20 m ; h = 1.66 m $\longrightarrow$ $\lambda = \frac{l}{h} = 0.72 < 1$

Donc : le linteau est court.

Tableau V.22 : Calcul des armatures transversales

$V1$ (kN)	$V2$ (kN)	V (kN)	S (cm)	A_t (cm²)	$A_{t\ min}$ (cm²)	$A_{t\ choisie}$ (cm²)
485.15	261.74	261.74	15	0.93	0.56	2HA8 =1.01

Chapitre VI

Calcul des fondations

VI.1. Introduction

Les fondations sont des éléments en béton armé constituant la partie inférieure de la structure (infrastructure). Elles transmettent au sol les effets :

- des charges permanentes.
- des charges d'exploitation.
- des actions sismiques.

VI.2. Reconnaissance du sol (Contrainte admissible)

Pour projeter correctement une fondation, on doit avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est fondamental de connaître avec précision les caractéristiques géotechnique des différentes couches constituant le terrain.

D'après l'étude géotechnique, on a les caractéristiques suivantes :

- Capacité portante admissible du sol $\boldsymbol{\sigma_s}$ **= 1 bars**.
- Profondeur d'ancrage **1.5 m** par rapport au terrain naturel.

VI.3. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'économique et la facilité de mise en œuvre.
- La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux ; on a conclu que les semelles isolées ainsi que filantes sous voiles et poteaux ne sont pas utiles dans notre cas car il existe un chevauchement des semelles, donc on adopte un radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

VI.4. Le radier

Le radier (radier nervuré) sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis –nervures- chargés par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol résultante des efforts normaux dans les poteaux.

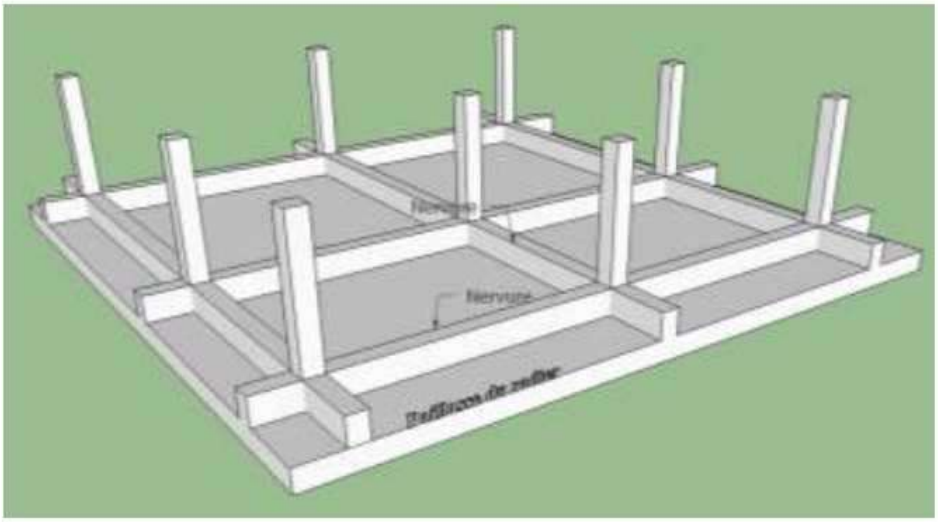


Figure VI.1. Schéma d'un radier nervuré

VI.4.1. Dimensionnement du radier

- **Dalle :**

La hauteur h de la dalle du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{475}{20} = 23.75cm$$

On adopte : h=30cm.

- **Nervure :**

On cherche la hauteur de la nervure à l'aide de la formule :

$$h \geq 3\sqrt{\frac{48\,.\,l^4\,.\,K}{\pi^4\,.\,E}} = 67.82cm$$

Avec :

L= 4.75 m : la longueur de la nervure.

K= 0.04MPa : coefficient de raideur du sol.

E= 32164.19 MPa : le module d'élasticité du béton.

Donc : on choisit h=70 cm.

Alors : on a des nervures de 50x70 cm².

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte les dimensions suivantes :

h_d =30cm……..Hauteur de la dalle

h_n =70 cm …….Hauteur de la nervure

b =50 cm……...Largeur de la nervure

h_r =70 cm……..Hauteur total du radier

D =1.50 m…….Le débord du radier

VI.4.2. Ferraillage du radier

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur le voile et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable.

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μx,μy qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

On a :

$$\rho = \frac{3.30}{4.75} = 0.69 > 0.4 \Rightarrow \text{panneau travaillant suivant les deux direction}$$

VI.4.2.a. Calcul des Charges du radier

q_{rad}=PP+$P_{remblai}$ + ∑Ni/ S_{radier} =25*0.30 + 19.10*(1.5-0.30) + 66.81= 97.23 kN/m².

à l'ELU : qu=1.35*qrad =131.26 kN/m².

à l'ELS : qser= qrad =97.23 kN/m².

VI.4.2.b. Vérification de la surface du radier

$$\sigma_{radier} = \text{qradier} = \frac{97.23\text{kN}}{\text{m}^2} = 0.097\ \text{MPa}$$

Cette contrainte est inferieur à la contrainte admissible du sol :

$$\sigma_{radier} = 0.97\ \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 1\text{bars}$$

Donc, la surface du radier est suffisante.

VI.4.2.c. Calcul des moments

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

- **Détermination des moments à l'ELU**

  Mx = μx.qu.lx² = 0.0697x131.26x (3.30)² = 99.63 kN.m

  My = μy. Mx = 0.4181x99.63= 41.66 kN.m

En travée :

Mtx = 0.85Mx= 0.85x99.63= 84.69 kN.m

Mty = 0.85My=0.85x41.66= 35.41 kN.m

Aux appuis :

Max = -0.3 Mx = -0.3 x99.63= -29.89kN.m

May = -0.3 Mx = -0.3 x99.63= -29.89kN.m

- **Détermination des moments à l'ELS**

  Mx = μx.qser.lx² = 0.0755x97.23x (3.30)² = 79.94 kN.m

  My = μy. Mx = 0.5704 x79.94= 45.59 kN.m

En travée :

Mtx = 0.85Mx=0.85x79.94 = 67.95 kN.m

Mty = 0.85My=0.85x45.59 = 38.76 kN.m

Aux appuis :

Max = -0.3 Mx = -0.3x79.94 = -23.98 kN.m

May = -0.3 Mx = -0.3x79.94 = -23.98 kN.m

- **Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance**

Tableau VI.1 : Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier

	sens	M (kN.m)	A (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Travée	X	84.69	9.42	8HA16 =16.08
	Y	35.41	3.84	8HA16 =16.08
Appui	X	-29.89	3.24	8HA12 =9.05
	Y	-29.89	3.24	8HA12 =9.05

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

Tableau VI.2 : Vérification des armatures du radier à l'ELS

	sens	Mser (kN.m)	A (cm^2)	σs (MPa)	σb (MPa)	σs≤[σs]	σb≤[σb]
Travée	X	67.95	16.08	176.69	6.14	Oui	Oui
	Y	38.76	16.08	100.78	3.50	Oui	Oui
Appui	X	-23.98	9.05	16.88	1.42	Oui	Oui
	Y	-23.98	9.05	16.88	1.42	Oui	Oui

On remarque que les contraintes sont vérifiées.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$Tx = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{2ly + lx} = 160.74 \text{ kN}$$

$$Ty = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{3ly} = 144.39 \text{ kN}$$

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{160.74 * 10^3}{1000 * 270} = 0.595 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 .fc28}{\gamma b} = 1.167 \text{MPa}$$

Donc, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

- **Vérification au non poinçonnement**

  D'après les règles CBA93, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le poteau le plus sollicité.

  On doit vérifier :

  $$N \leq 0.045h\ \mu c\ f_{c28}/\gamma_b$$

  Avec :

  μc : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

  h : La hauteur total du radier.

  a, b : Dimensions de poteau.

  N : L'effort normal max.

  $\mu c = 2\ (a+b+2.h_{radier})$

  $\mu c = 2\ (0.45+0.45+2*0.7) = 4.6$ m

  $0.045\ h\ \mu c\ f_{c28}/\gamma_b = 0.045 \times 0.7 \times 4.6 \times 25000/1.5 = 2415$ kN.

  N = 1566.81kN ≤ 2415kN …….. (C.V)

VI.4.3. Ferraillage de la nervure

VI.4.3.1. Détermination des moments

Tableau VI.3 : Les moments de la nervure

	Moment en travée (kN.m)	**Moment en appuis (kN.m)**
L'ELU	$M_t = -\frac{q_u x \ell^2}{24} = 393.88$ kN. m	$M_a = -\frac{q_u x \ell^2}{12} = -510.25$ kN. m
L'ELS	$M_t = -\frac{q_{ser} x \ell^2}{24} = 292.79$ kN. m	$M_a = -\frac{q_{ser} x \ell^2}{12} = -382.17$ kN. m

VI.4.3.2. Calcul du ferraillage longitudinal à l'ELU

Les nervures travaillent en flexion simple.

Tableau VI.4 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure à L'ELU

	Mu (kN.m)	**d (cm)**	**A (cm²)**	**$A_{choisie}$ (cm²)**
Travée	393.88	67	18.10	8HA20=25.13
Appui	-510.25	67	24.01	8HA25=39.27

VI.4.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification a été faite :

Tableau VI.5 : Vérification des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS

	Mser (kN.m)	**A (cm²)**	**σs (MPa)**	**σb (MPa)**	**σs≤ [σs]**	**σb≤ [σb]**
Travée	292.79	25.13	198.73	7.95	Oui	Oui
Appui	-382.17	39.27	170.39	9.02	Oui	Oui

VI.4.3.4. Détermination des armatures transversales

- **Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{686.04 * 10^3}{500 . 670} = 2.04 \text{ MPa} < [\tau] = 2.50 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable les armatures transversales sont :

- **Zone nodale :**
  - A_t = 4HA10.
  - S_t = 10cm.
- **Zone courante :**
  - A_t = 4HA10.
  - S_t = 20cm.

VI.4.3.5. Armatures de peau

Puisque la nervure atteint la hauteur de 70cm le CBA93 exige plus des armatures longitudinales des armatures de peau.

Donc, **A_{peau} = 4HA14 = 6.16 cm²**

VI.5. Les longrines

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.5.1. Prédimensionnement

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2) et (S_3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm². **(PRA99 Art 10.1.1)**

On prend **(b x h)** = (**30** x **30**) **cm²**.

VI.5.2. Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}.$$

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : ***α* = 10 (**Zone III**;** SiteS3).

VI.5.3. Ferraillage

❖ **A l'état limite ultime**

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u \geq \frac{N}{10\sigma_s}$ **[1]**

On a : $N_u = 1566.81$ kN.

Alors : $A_u \geq \frac{1566.81*10^3}{10*348} = 408.02\text{mm}^2$

Donc : $A = 4.08\text{cm}^2$.

❖ **Condition de non fragilité**

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armée donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors : $A \geq \frac{(30\times30)\times2.1}{400} \Rightarrow A \geq 4.73\,\text{cm}^2$

Donc, on adopte **A = 6HA12 = 6.79 cm²**

❖ **Vérification des contraintes à L'ELS**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Nser = 1141.19 kN

Alors:

$$\sigma s = \frac{N_{ser}}{\alpha\, A} = \frac{1141.19 * 10^3}{10*679} = 168.07 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$ Condition vérifié

❖ **Section minimale donnée par le RPA 99**

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section B :

$A_r \geq 0.6\% B$

Alors : $A_{min} \geq 0.6\% \times (30x30) \Rightarrow A_r = 5.4\,cm^2$

On adopte : **A = 6HA12 = 6.79 cm²**

❖ **Armatures transversales**

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA qui doit inférieur au Min (20 cm ; $15\varphi_l$).

- **Section :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte : $\varphi_t = 6\,mm$

$A_t = 4\Phi 6 = 113mm^2$

- **Espacement :**

$$S_t = \min\left[20cm; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm; 18cm\right]$$

On adopte : **S_t = 15 cm**

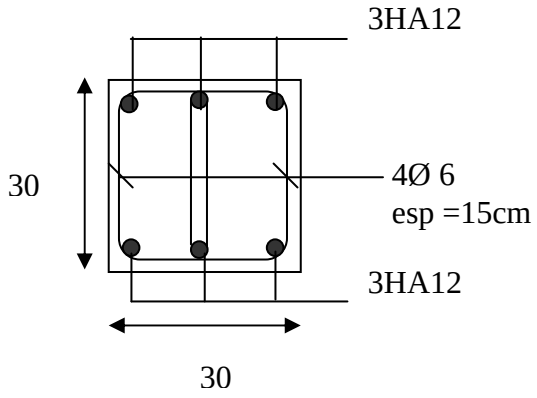


Figure VI.2. Ferraillage des longrines

VI.6. Mur de soutènement

VI.6.1. Introduction

Les murs de soutènement sont réalisés dans le But de retenir des pressions latérales causées par les sols, on distingue deux types :

1) Murs poids.

2) Murs en béton armé.

Notre ouvrage contient le mur de soutènement de 2eme type (Mur en Béton armé).

VI.6.2. Prédimensionnement du Mur [5]

h = 4.9 m

B = [0.5 à 0.7]h = [2.45 à 3.43] ⇒B = 3.40 m

e = h/24 (min = 30 cm) ⇒ e = 490/24=20.41 cm

Donc, on prend : e = 30 cm

e1 = h/12 =490/12= 40.83 cm ; on prend : e1= 40 cm

d_1 = B/3 = 3.40/3 ⇒ d_1 = 1.13 m ; on prend : d_1= 1.00 m

d_2 = B-(e1+d_1) = 3.40-(0.40+1.00) = 2.00 m

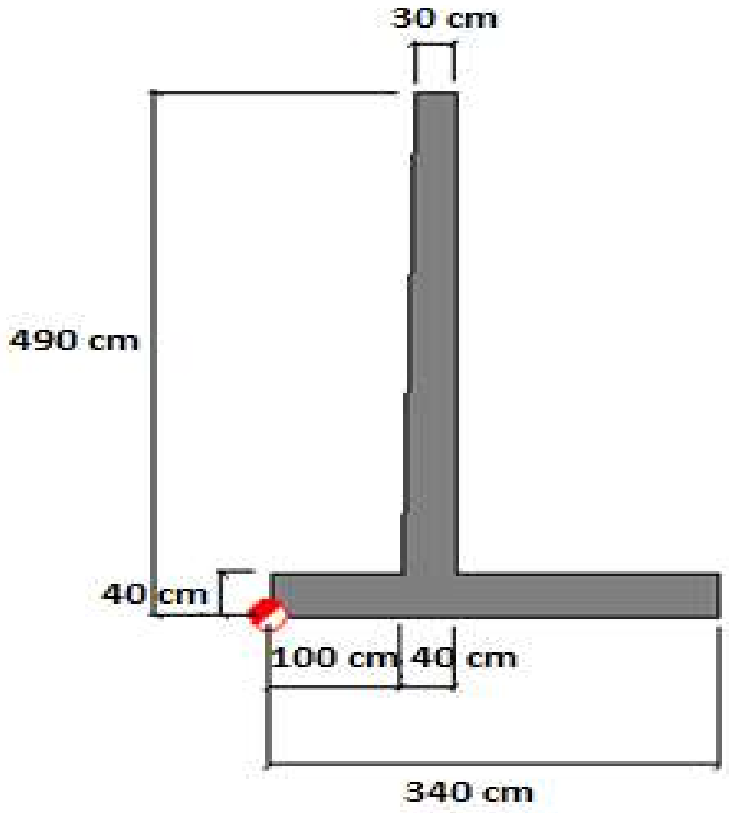


Figure VI.3. Prédimensionnement du mur de soutènement

VI.6.3. Ferraillage du mur de soutènement

Les matériaux constituants les mus ont les caractéristiques suivantes :

Béton : F_{c28} = 25 Mpa ; σ_{bc} = 14,20 ; f_{t28} = 2,1 Mpa.

Acier : fe = 400 ; σ_s = 348 Mpa.

La fissuration est trés préjudiciable.

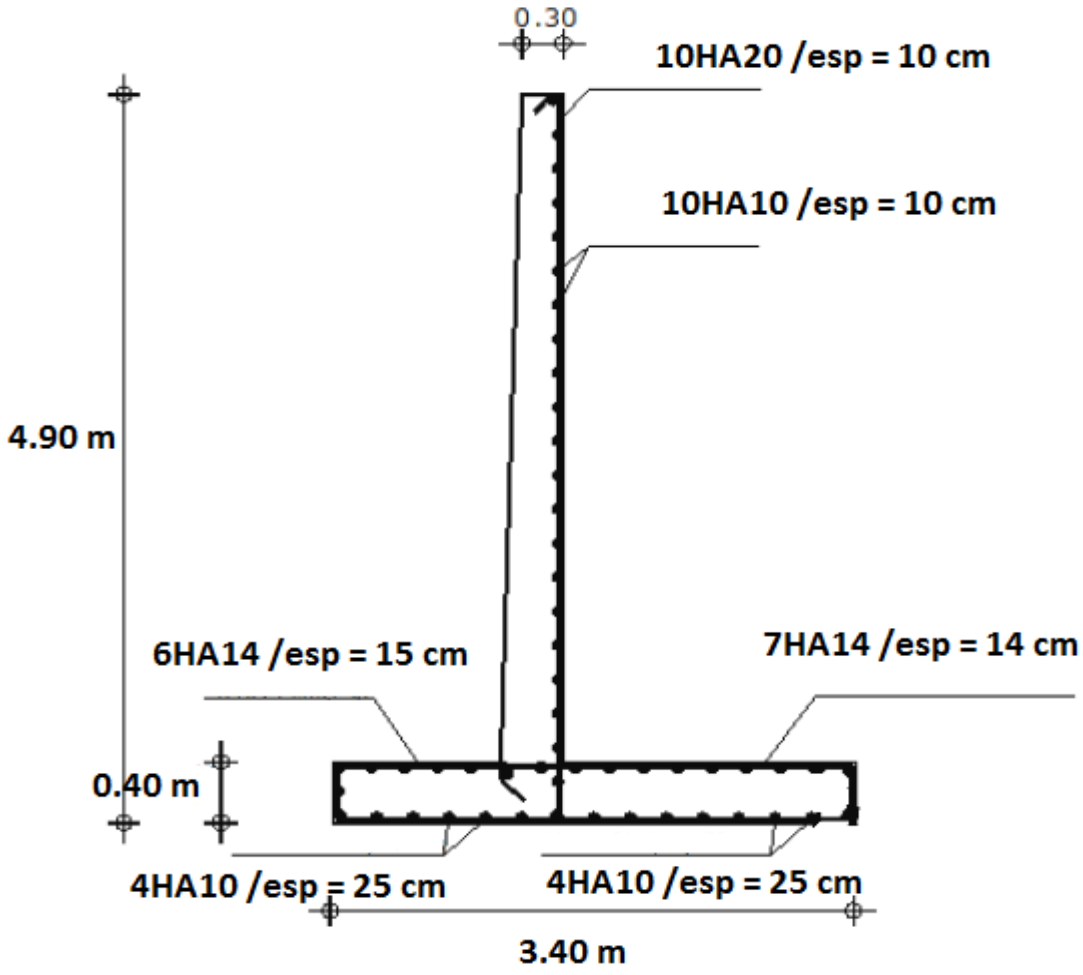


Figure VI.4. Ferraillage de mur de soutènement

Conclusion Générale

Conclusion générale

Selon l'étude effectuée et la note de calcul établie, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

La disposition des voiles adoptée permet de se rapprocher au comportement des structures régulières en obtenant dans les deux premiers modes une translation pure suivant les deux axes principaux sans aucune rotation (0%), et dans le troisième mode une rotation pure sans aucune translation (0%).

Vue la forme du bâtiment, il est bien attendu qu'on obtient une structure un peu rigide. Ce qui manifeste par une période de 0,57s et un nombre des modes élevé (21 modes) avant atteindre les 90% de la participation massique exigée par le règlement. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient êtres la cause principale de cette perturbation des modes.

En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales et secondaires, nous avons constaté que la section du béton (30x35 cm^2) est cohérente avec les diamètres adoptés (HA12 et HA14) et même acceptable sur le plan exécution.

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

Cependant, les poteaux étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique. Ainsi, nous avons constaté la présence des sections entièrement tendues pratiquement dans tous les niveaux. Ce point révèle l'importance d'une conception architecturale parasismique et le sens des exigences réglementaires d'éviter les formes irrégulière même avec la présence des voiles de contreventement.

Finalement, pour l'infrastructure, un radier général était la meilleure solution avec un sol de capacité portante assez faible.

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

Recommandations

Pour établir une bonne conception parasismique, il est fortement recommandé de respecter les points suivants :

Le choix du site d'implantation est primordial : il faut notamment proscrire les terrains situés sur les reliefs et en haut des ruptures de pente. La zone de limite entre les sols rocheux et les sols mous est également à éviter.

La conception architecturale doit également être parasismique, non seulement en terme d'implantation judicieuse du bâtiment sur le site, mais également en terme de type d'architecture, qui doit favoriser un comportement adapté au séisme (forme, hauteur et élancement du bâtiment).

Le respect des règles parasismiques constitue une nécessité. Pour la construction neuve, elles fixent les niveaux de protection requis par région et par type de bâtiment. Ces règles définissent également les modalités de calcul et de dimensionnement des différents organes de structure des constructions.

La qualité de l'exécution concerne non seulement les matériaux et éléments non structuraux (couplages et joints), mais également le respect des règles de l'art. La protection contre le feu est un point important de la construction parasismique, tout comme l'entretien. Toute modification ultérieure de la construction devra être conçue selon les mêmes exigences qualitatives.

La maintenance des bâtiments permet de garantir l'efficacité de la construction parasismique sur le long terme.

Références Bibliographiques

Références bibliographiques

- 🕮 [1] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- 🕮 [2] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

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

- 🕮 [4] : Cour de béton armé.

- 🕮 [5] : Cour mécanique des sols " MDS ".

Les Logiciels de calcul :

- SOCOTEC
- ROBOT EXPERT 2010
- SAP2000 VERSION 19
- AUTOCAD 2009