

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة خميس مليانة

Université Djilali bounaama Khemis Miliana



Mémoire de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de Master

En génie civil

Option

Conception et calcul des Constructions

Thème

Etude d'un bâtiment (R+5)À usage d'habitation

Réalisé par:

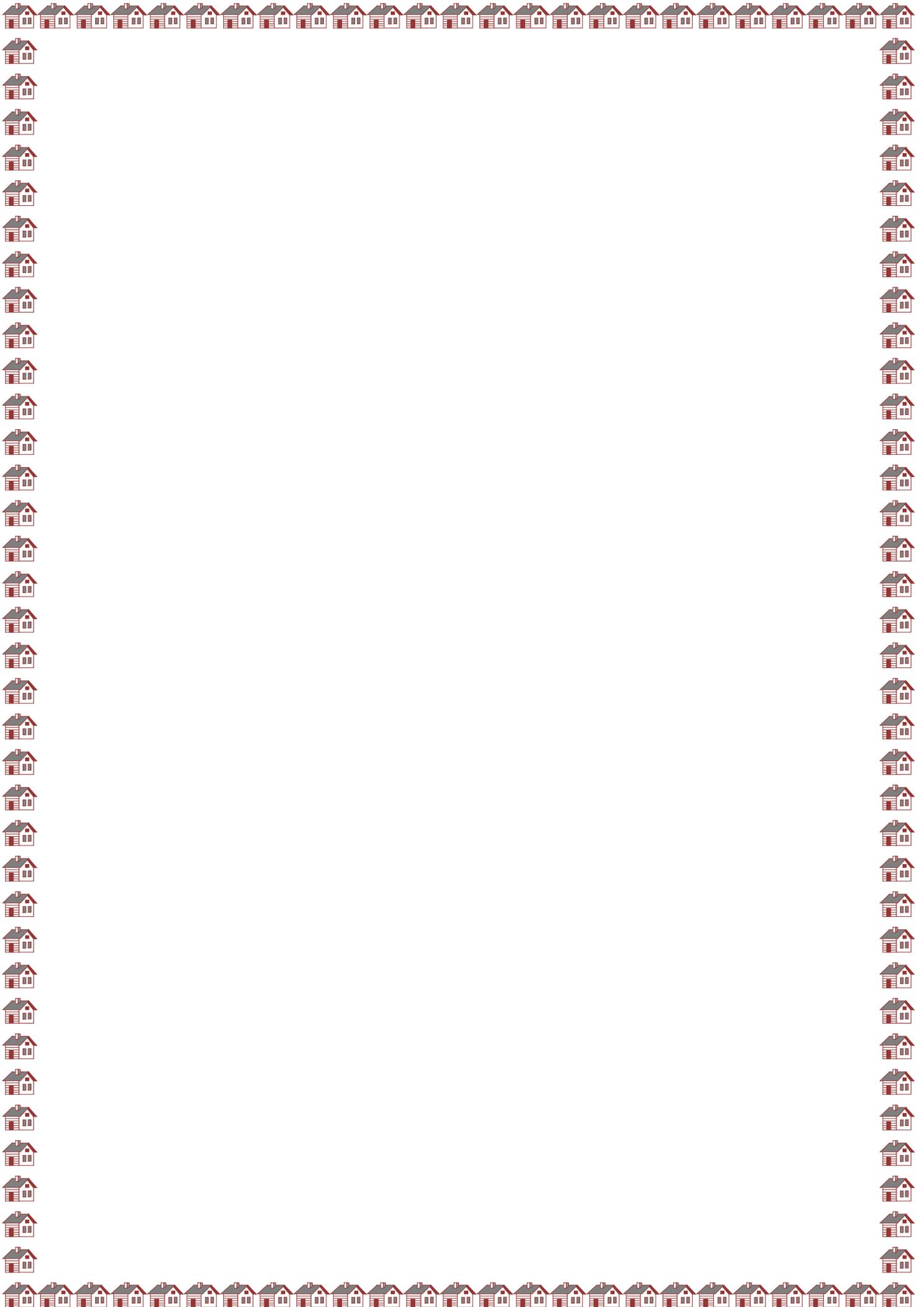
M^{ell}

BOUKELTOUM Fatiha

Encadré par :

M^r. Bennei

Année universitaire 2016/2017



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



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

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur MR, Bennei pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et ses conseils précieux et pour toutes les commodités et aisances qu'il nous a apportées durant notre étude et réalisation de ce projet.

Nous adressons nos remerciements chaleureusement tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme.

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

ET nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

*Et pour finir, un dernier remerciement à toute la promotion 2016-2017 de GENIE CIVIL de l'université DJILALI BOUNAAMA de KHEMISE MILIANA, tout en
Leurs souhaitons un avenir plein de réussite*

FATIHA

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

- **Ma très chère mère** qui a longtemps souhaité voir ce jour en veillant sur mon éducation et sur mes études.
- **A mon père** : Merci mon père de m'avoir donné le soutien tout le temps ou j'ai besoin, et de m'avoir Guidé et orienter.
- **Ames chères sœurs et A mes fidèles camarades** qui représentent pour moi une vraie famille:
- A toute la promotion **2016 – 2017**
- A très chers amies et toutes mes collègues de
■ **GENIE CIVIL**

De khemis Miliana



يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي +5 طوابق , يتم انجازها ببلدية عين بسام بولاية تسمسبلت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم *Ila* حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (*RPA99 version 2003*) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (*SAP2000*).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (99 المعدل *RPA 99 version 2003, BAEL 91*) .

للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج ألي متطور *Socotec*.

دراسة الطوابق التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude est conception d'une structure à usage d'habitation et (R +5) qui sera implanté à la commune d'Ouled Bessam dans la wilaya de Tissemsilt, classé en zone **Ila** selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles, L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (SAP 2000).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier99 et RPA99 version 2003, Pour la vérification du ferrailage, nous avons utilisées un logiciel Socotec. Enfin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, à été également réalisée et qui est la partie essentielle de l'ouvrable fait également partie de ce projet.

Abstract:

The aim of this study is the conception of an for dwelling and commercial of R + 5 étages which will be established in the wilaya of Tissemsilt, classified in zone **Ila** according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003).

The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (SAP 2000).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 - Version 2003).

For the checking of reinforcement we used software (Socotec).

In end, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, also forms part of it project

SOMMAIRE

Chapitre 0 : Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1	Introduction.....	10
I.2	Description de l'ouvrage.....	10
I.4	caractéristique mécanique des matériaux.....	11
I.5	hypothèse de calcul	16

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1	Introduction	17
II.2	Evaluation des Charges et surcharges	17
II.3	Pré-dimensionnement des Poutres.....	21
II.4	Pré-dimensionnement des Poteaux	24
II.5	choix des sections des poteaux	28
II.6	Pré- dimensionnement des voiles	29

Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaires

III.1	l'acrotère.....	30
III.1.1	définition	30
III.1.2	calcul de l'acrotère	30
III.2	plancher	37
III.3	L'escalier.....	56
III.4	balcon	62

Chapitre IV : Etude Dynamique

IV.1	Introduction	74
IV.2	Etude Dynamique.....	74
IV.3	Généralité sur logiciel	74
IV.4	Etude sismique	75
IV.5	choix de la méthode de calcul	78
IV.5.1	la méthode modale spectrale	79
IV.5.2	calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	81
IV.5.3	Interprétation des résultats l'analyse sismique.....	84
IV.6	Justification vis-à-vis de l'effet P- (les effets du second ordre)	90
IV.7	Conclusion	94

Chapitre V: *Ferraillage des Eléments Résistants*

V.1	Introduction	95
V.2	Hypothèse	95
V.3	section minimales et maximales	95
V.4	Ferraillage des Poteaux	96
V.5	Ferraillage des Poutres	106
V.6	Ferraillage des voiles.....	115
V.7	caractéristique et ferraillage des voiles	122

Chapitre VI : *Etude des Fondations*

VI.1	Introduction.....	133
VI.2	Différents types des Fondation	133
VI.3	choix de type de Fondation	133
VI.4	Calcul des Fondations	133
VI.5	semelle isolées.....	134
VI.6	semelle filantes.....	136
VI.7	Radier générale	138
VI.8	le voile périphérique.....	154
VI.9	Calcul de la longrine	155

Chapitre VII: *Conclusion Générale*..... 158

Références 159

Annexes

Liste des figures

- Figure I.1. Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.
- Figure I.2. Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.
- Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.
- Figure II.1. Plancher terrasse (corps creux).
- Figure II.2. Plancher terrasse
- Figure II.3. Mur extérieure (double cloison)
- Figure II.4.. Construction d'un mur intérieur
- Figure II.5. Schéma statique d'une poutre
- Figure II.6. Coupe d'un voile en élévation.
- Figure III.1: Les dimensions de l'acrotère
- Figure III.1.2. : schéma statistique de la coupe de plancher.
- Figure III.2.2. Schéma d'une poutrelle
Figure III.2.1. : schéma statistique de la coupe de plancher
- Figure III.2.2. Schéma d'une poutrelle
- Figure III.2.4.. Schéma statique d'une poutrelle
- Figure III.2.5. Position de l'axe neutre
- Figure III.2.6. Ferrailage des poutrelles.
Figure III.3. Dimensions de l'escalier
- Figure III.3.2. : Schéma statique (ELU)
- Figure III.3.4. : Schéma statique (ELS).
- Figure III.3.8 chargement de la poutre palière
- Figure III.4.1 Schéma du balcon à étudier
- Figure IV.1. Modèle initial..
Figure IV.2. Modèle final
- Figure V.5.1. . Schéma de ferrailage RDC et 1,2^{ème} étages
- Figure V.5.2. Schéma de ferrailage 3, 4,5^{ème} étages .
- Figure V.3. . Arrêt des barres
- Figure V.4. Schéma de ferrailage **1,2,et 3^{ème} étage**
- Figure V. 5. Ferrailage des poutres porteuses.
- Figure V.6. Ferrailage des poutres non porteuses **1, 2 et 3^{ème} étages.**
- Figure V. 7. . Ferrailage des poutres non porteuses.
- Figure V.9. Disposition des armatures verticales dans les voiles...
- Figure V.10. **10** Vue en plan du voile plein en U
- Figure V.11. Schéma de ferrailage du voile en forme U
- Figure VI.1 .Dimensions de la semelle isolée
- Figure VI.2. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux
- Figure VI.3. Schéma statique du bâtiment
- Figure VI.4. Contrainte sou
- Figure VI.5. Ferrailage des nervures du sens y-y.
- Figure VI.6. Ferrailage des nervures du sens x-x.

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II :

Tableau. I.1. Propriétés mécaniques du béton.....	12
Tableau. I.2. Propriétés mécaniques de l'acier.....	14
Tableau. II.1: charges permanentes du plancher terrasse (Corps creux).....	9
Tableau. II.2 : charges permanentes du plancher courant (corps creux).....	18
Tableau. II.3: charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine).....	19
Tableau. II.4 : charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).....	20
Tableau. II.5: charges permanentes du mur extérieur.....	20
Tableau. II.6. Dimension du poteau central	

CHAPITRE III :

Tableau. III.1: Evaluation des charges et surcharges	40
Tableau. III.2.1 Charge revenant sur la poutrelle :	42
Tableau. III.3: les déformés cas de chargement	51
Tableau. III.4: les moments et les efforts tranchants.....	52
Tableau. III.5: charges et surcharges paliers et volées.....	58
Tableau. III.6 Mur en double cloison	59
Tableau. III.7 Chargement de la poutre palière	66
Tableau. III.8: Sollicitations de la poutre palière	66
Tableau. III.9. Les chargements sur le balcon	73

CHAPITRE IV : étude sismique

Tableau. IV.1 : facteur de qualité.....	83
Tableau. IV.1 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.....	86
Tableau IV.2 : Vérification des déplacements inter étages du modèle initial.....	88
Tableau. IV.3. Périodes et facteurs de participation massique du modèle 1.....	88
Tableau IV.4: Vérification des déplacements inter étages de modèle 1.....	90
Tableau IV.5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle final :.....	91
Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter étages de modèle finale.....	92
Tableau IV.7 : Vérification l'effet p- inter étages du modèle final.....	94

CHAPITRE V : ferrailage des éléments résistants

Tableau. V.1: section minimales et maximales.....	95
Tableau. V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr}).....	98
Tableau. V.3: Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr}).....	98
Tableau. V.4: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	98
Tableau. V.5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})	99
Tableau. V.6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	99

Tableau. V.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})	99
Tableau. V.8 : Choix des armatures des poteaux	100
Tableau. V.9 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés (M^{\max} , N^{corr})	101
Tableau. V.10: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés.....	102
Tableau. V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés	102
Tableau. V.12 : Espacements maximales selon RPA99.....	104
Tableau V.13 Choix des armatures transversales pour les poteaux	105
Tableau V.14 : Ferrailage des poutres principales (30X40). (Situation accidentelle).....	107
Tableau V.15 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable).....	108
Tableau V.16: Ferrailage des poutres secondaires (30X35). (Situation accidentelle).....	108
Tableau V.18 : Choix des armatures pour les poutres principales (30X40).....	111
Tableau V .19: Choix des armatures pour les poutres secondaires.....	111
Tableau V.19 : Vérification de la condition de non fragilité.....	112
Tableau V.20 : Vérification des poutres principale à l'ELS.....	112
Tableau V.21 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....	113
Tableau V.22: Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre principale.....	113
Tableau V.23 : Calcul des armatures transversales	114
Tableau .V.24 Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	118
Tableau. V.25 Tableau de Caractéristiques et ferrailage des voiles xx :...	131
Tableau.V.26: Ferrailagedes voiles xx	135
Tableau.V.27: TableaudeCaractéristiques et ferrailage des voiles yy.....	132
Tableau. V.28: Ferrailage des voiles xx.....	132

CHAPITRE VI :

Tableau VI.1: Sections des semelles isolées.....	135
Tableau VI.2: Sections des semelles filantes.....	137
Tableau VI .3: Contraintes sous le radier à l'ELU.....	145
Tableau VI.4: Contraintes sous le radier à l'ELS.....	145
Tableau VI .5: Calcul des moments à l'ELU.....	148
Tableau VI .6: Calcul des moments à l'ELS.....	148
Tableau VI .7. : Ferrailage des panneaux du radier.....	149
Tableau VI .8 : Vérification des contraintes.....	149
Tableau VI .9 : Ferrailage des nervures (sens x-x).....	150
Tableau VI .10 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	150
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes.....	151
Tableau .VI.12. Espacement des armatures transversales.....	152

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- $\{$: Angle de frottement.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- χ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.
- χ_b : Coefficient de sécurité du béton.
- \dagger_s : Contrainte de traction de l'acier.
- \dagger_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\dagger}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\dagger}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- \dagger_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- \ddagger : Contrainte tangentielle.
- s : Coefficient de pondération.
- \dagger_{sol} : Contrainte du sol.
- \dagger_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- $<$: Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant
- S_t : Espacement.
- $\}$: Elancement.
- e : Epaisseur
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.

- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- u : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

INTRODUCTION GENERALE

1. Problématique

Le domaine de construction est un vaste domaine, qui a connu durant son histoire plusieurs innovations non seulement dans les procédés de conception et de réalisation, mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisés dans les structures ; selon les besoins et les capacités. Ainsi on a désormais une variété de choix dans les matériaux tel que le béton armé, le béton précontrainte, l'acier, le bois.

Toute étude de projet d'un bâtiment doit respecter trois buts :

- a)- Un maximum de sécurité (le plus important) : consiste d'assurer la stabilité de l'ouvrage.
- b)- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- c)- Esthétique.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (Poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Pour une meilleure démarche d'un projet il doit être planifié, quel que soit son importance ou sa complexité. Il s'agit de définir les travaux à réaliser, de fixer des objectifs, de coordonner diverses actions, de maîtriser les moyens requis, de minimiser les risques rencontrés, enfin de mettre en place une stratégie de management, notamment en suivant les activités en cours et en rendant compte de l'état d'avancement du projet. Il est en effet primordial de prévoir et de suivre de manière réaliste les délais, les ressources et les coûts de conception et de fabrication du produit envisagé.

II .Méthodologie

L'étude de cette structure se focalise sur une partie consiste à étudier le côté technique c'est-à-dire faire un pré-dimensionnement judicieux, étudier tous les éléments composant cette structure, faire une modélisation numérique en utilisant le logiciel SAP2000 et calculé le ferrailage de tous les éléments.

III .Organisation du présent document

Le présent document est organisé en sept chapitres décrits comme suit

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et descente des charges

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

CHAPITRE IV : Etude dynamique de la structure

CHAPITRE V: Etude des éléments structuraux

CHAPITRE VI: Etude des fondations

I-PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I-1-INTRODUCTION :

Le travail proposé dans le cadre de ce mémoire de fin d'étude **consiste** à l'étude d'un bâtiment **R+5** à usage d'habitation.

L'ouvrage proposé sera implanté à Tissemsilt commune d'Ouled Bessam qui est classé comme une zone d'une sismicité moyenne **ZONE IIa** selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien [1] (*RPA 99 version 2003*)

I-2-PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Notre objectif dans ce travail est d'étudier les élément structuraux (poteau , poutre) et les élément secondaire (acrotère , balcon , escalier) d'un bâtiment en R+5 .

I-2-1-Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

I-2-1-1-Dimensions en élévation :

- Hauteur totale de bâtiment.....18,36
- Hauteur de rez-de-chaussée.....3,06m
- Hauteur de tous les étage.....3,06m

I-2-1-2-Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan.....28,50m
- Largeur total en plan.....15,20m

I.1.2. 2. description de l'ossature :

▪ Plancher :

Tous les planchers sont constitués par des corps creux et une dalle de compression de 4cm (16 + 4) reposant sur des poutrelles semi préfabriquées en béton armé, disposées selon la plus petite portée

▪ Escaliers :

L'escalier est un élément en béton armé qui permet de relier deux niveaux différents de construction. Concernant la conception, on a choisi un escalier à marches droites pour facilité l'exécution.il constitue à deux volées, un palier de repos et un palier d'arrivée. Les escaliers sont coulés sur place.

▪ Maçonneries :

La maçonnerie en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

▪ Revêtement :

- Céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- Carrelage de 2 cm pour différents planchers et escalier.
- Enduit de plâtre pour les cloisons et plafonds (e = 2 cm).
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures

I-3-CARACTÉRISTIQUE MÉCANIQUE DES MATERIAUX :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction de bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL*) [2] et tous les règlements applicable en ALGERIE [1] (*RPA 99 version 2003*) et (*CBA 93*) [3] .

I-3-1-Béton :**a-Composition du béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange composé d'un liant , de ciment, des granulats (gravier , sable) et de l'eau par des proportions bien déterminé ,la composition de béton pour un mètre cube :

- 350 kg/ m³ de ciment de classe CPJ 42,5 CEM II
- 400 litres de sable de diamètre (D< 5mm)
- 800 litres de gravier de diamètre (D<25mm)
- 175 litres d'eau

-Propriétés mécaniques du béton :

Les propriétés mécaniques du béton sont données par le tableau suivant :

Tableau I-1- Propriétés mécaniques du béton

Résistance à la compression	Résistance à la traction
$\left\{ \begin{array}{l} f_{c_j} = \frac{j \cdot f_{c_{28}}}{4,76 + 0,83 \cdot j} \quad \text{pour : } f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{c_j} = \frac{j \cdot f_{c_{28}}}{1,4 + 0,83 \cdot j} \quad \text{pour : } f_{c_{28}} \geq 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$ <p>Si 28 j 60</p> $f_{c_j} = 1,1 f_{c_{28}}$	$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c_j} \text{ (M Pa)}$ <p>$f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$, on trouve :</p> $f_{t_{28}} = 2,1 \text{ MPa}$

La masse volumique du béton armé : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

e- Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

➤ **Module de déformation instantanée :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad \Longrightarrow \quad E_{i \ 28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée :**

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad \Longrightarrow \quad E_{v \ 28} = 10721,4 \text{ MPa}$$

f- Coefficient de poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est égale à :

$$\nu = 0 \text{ béton fissuré à L'E.L.U}$$

$\nu = 0,2$ béton non fissuré à l' E.L.S

➤ **Les contraintes limites du calcul :**

✓ **Contraintes limite à l'état ultime (ELU) :**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de la résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

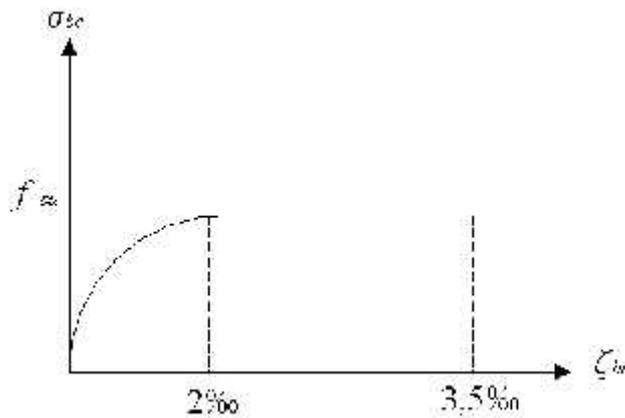


Figure I.1. Diagramme contrainte-déformations à l'ELU

✓ **Contraintes limites à l'état limite de service (ELS) :**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

Dans notre cas : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

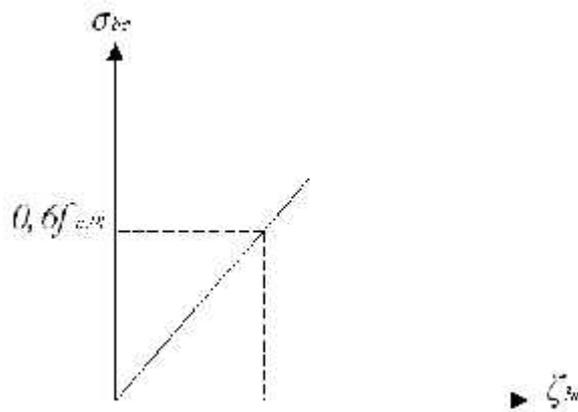


Figure I.2. Diagramme contrainte-déformations à l'ELS

3-2-Acier :

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction on intègre dans les éléments du béton des armatures des aciers pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le Tableau I.2.

Tableau I.2. Propriétés mécaniques de l'acier

Type d'acier	Désignation (nuance)	Limite d'élasticité (MPa)	Module d'élasticité (MPa)
Ronds lisses	Fe E235	235	Es = 2.10 ⁵ MPA
	Fe E215	215	
Barres à hauts adhérence	Fe E400/500	400/500	
Treillis soudés	Fe E235	235	

a- Les contraintes limite de calcul |2η :

a-1- Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU) :

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

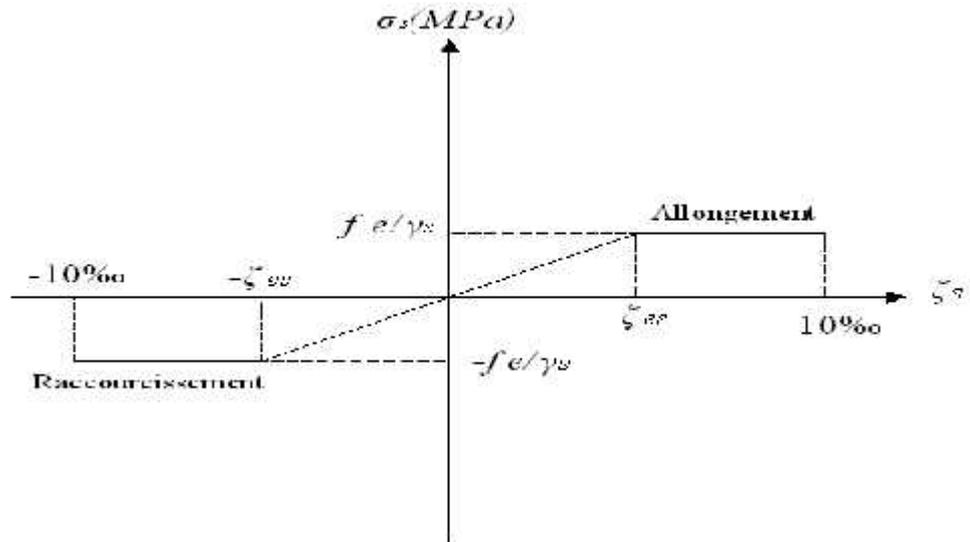


Figure.I.3.Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow v_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$v_{es} = \frac{f_e}{E_s \chi_s}$$

ϵ_s : Contrainte de l'acier : $\tau_s = \frac{f_e}{\chi_s}$

$$\chi_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE400 on a : $v_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2 \cdot 10^5} = 1,74 \text{‰}$

a-2- Contraintes limites à l'état limite de service (ELS) :

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\tau_s = \left(\frac{2}{3} f_e ; 150y \right)$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\tau_s = \left(\frac{1}{2} f_e ; 110y \right)$ (MPa)

: Coefficient de fissuration

=1,00 pour les aciers ronds lisse.

=1,60 pour les aciers à haute adhérence.

b- Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

E_s : Module de déformation de l'acier,

E_b : Module de déformation du béton.

I.4. HYPOTHESES DE CALCUL :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton ;
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction ;
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple ;
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

La contrainte de calcul, notée " σ_s ", est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\chi_s}$

- ◆ Acier rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204,34MPa & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235MPa & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$
- ◆ Acier à haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400MPa & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

II-PRÉDIMENSIONNEMENT

II-1-INTRODUCTION :

Le but de pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisis selon les préconisations du **RPA99 V 2003** et de **CBA93**.les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être chargés après vérifications des conditions de dimensionnement.

En basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissant directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage et des formules empirique utilisés par les règlements en vigueur.

II-2-PRÉDIMENSIONNEMENT DU PLANCHER :

-Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport a leur dimensions en, dans notre structure on a un seul type de plancher : dalle en corps creux.

Lorsqu'on en veut dimensionner la structure, lors de l'avant projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes données en référence [4].

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad [4]$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : La grande portée de la poutre $L_{max} = 4,85 \text{ m}$ $19,4 \text{ cm}$ $e = 24,25 \text{ cm}$

On prend : (16+4) cm

II-3-EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II-3-1-Plancher terrasse inaccessible :

Notre plancher terrasse est inaccessible , il est réalisé en corps creux et composé de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales .

a-Charges permanentes (G):

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique ... (KN /m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
Protection d'étanchéité en gravillon	5	17	0,85
Etanchéité multicouche	2	6	0,12
Forme de pente	10	22	2,20
Isolation thermique	4	4	0,16
Film poly âne	/	/	0,10
6Dalle de compression +corps creux	16+4	/	2,80
Enduit de plâtre	2	10	0,20
			G_t = 6,43 KN/m²

b-Surcharge d'exploitation :

Terrasse inaccessible $Q=1,00kN/m^2$

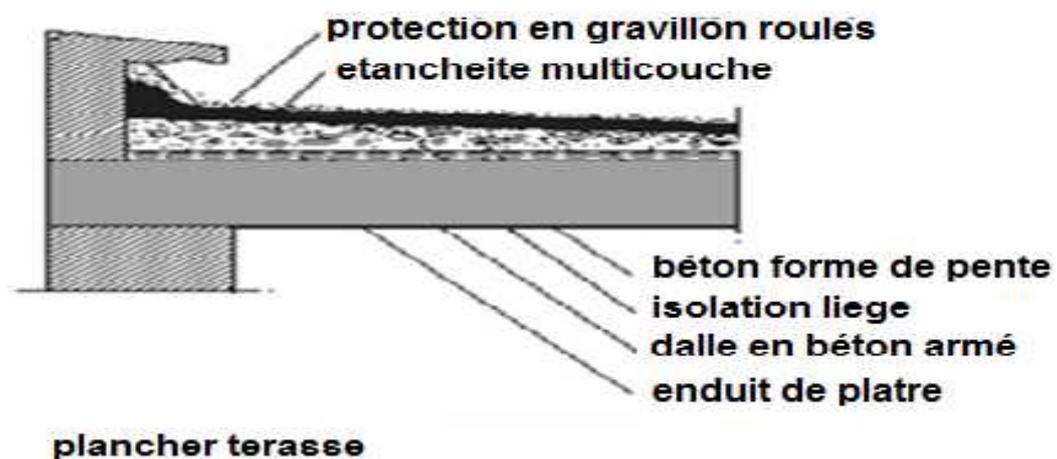


Figure- II-2 :: Plancher terrasse

II-3-2-Plancher étage courant :

a-Charges permanentes

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique ... (KN /m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	3	18	0,54
Cloison de distribution	10	/	0,90
Enduit de ciment sur les cloisons	2	18	0,36
Sable sec	2	19	0,38
Dalle de compression +corps creux	16+4	/	2,80
Enduit de plâtre	2	10	0,20
			$GE_C = 5,62 \text{ kN/m}^2$

b-Surcharge d'exploitation :

$Q=1,50 \text{ kN/m}^2$ (Usage d'habitation).

II-3-3-Maçonnerie :

a-Murs extérieures (double cloison) :

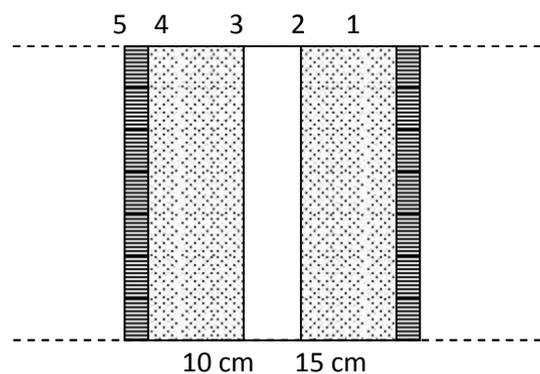


Figure- II-2 Mur extérieure (double cloison)

Tableau II-1. Les charges permanentes

Désignation de l'élément	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique G (KN/m ²)
1 Enduit en ciment extérieur	18	0,02	0,36
2 Briques creuses	9	0,15	1,30
3 lame d'air	/	0,05	/
4 Briques creuses	9	0,10	0,90
Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
			G=2,76 KN/m²

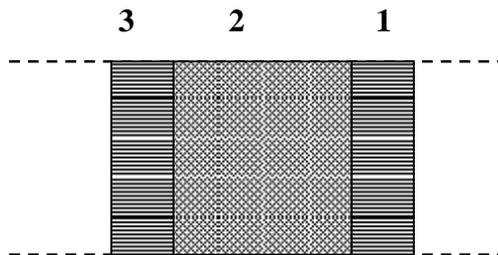
b- Mur intérieur :

Figure II-5 : Construction d'un mur intérieur

Tableau II-2: Les charges permanentes :

Désignation de l'élément	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique G (KN/m ²)
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Brique creuses	9	0,10	0,90
Enduit en ciment	18	0,02	0,36
			G= 1,46 KN/m²

II .4. Pré dimensionnement des portiques :

II.4.1. Les poutres :

Les poutres de notre villa sont des éléments en béton armé des sections rectangulaires, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA99 (version 2003)**.

II.4.1.1. Poutres principales (porteuses) :

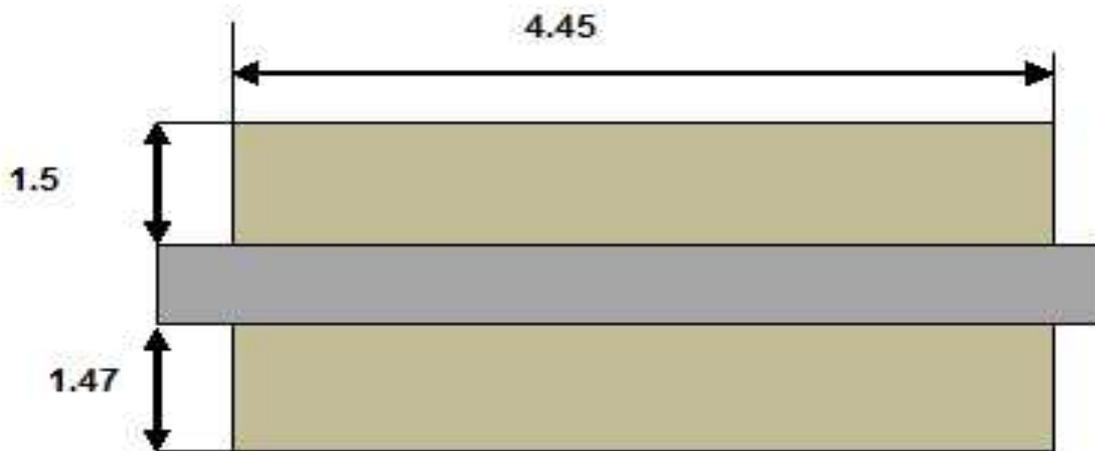


Figure II.4 : Schéma statique d'une poutre.

Poids propre de la poutre estimée $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

$$g_0 = (0,3 \times 0,4) \times 25 = 3 \text{ kN/ml}$$

Charge de la dalle revenant à la poutre

$$G_T = 6,43(1,5 + 1,47 - 0,4) = 16,52 \text{ kN/ml}$$

$$Q_T = 1(1,5 + 1,47) = 2,97 \text{ kN/ml}$$

D'où charge totale revenant à la poutre

$$P_u = 1,35(g_0 + G_T) + 1,5 Q_T = 1,35(3 + 16,52) + 1,5 \times 2,97$$

$P_u = 30,82 \text{ kN/m}$

• **Dimensionnement**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule : $\frac{L}{m} \leq h \leq \frac{L}{m}$

Avec : L : portée de la poutre entre nus

m : coefficient dépendant de la charge de la poutre.

Tableau IV.1 : types de valeur du coefficient m en fait de l'intensité de la charge

Charges	Lourdes	Moyennes	Légères
M	P 45 kN/mL 10 à 12	15 P 45kN/mL 12 à 15	P 15kN/mL 15 à 20

15 P 45KN/ml Charge moyenne $m=12 \div 15$

D'où $\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{12}$ On prend $h = 40 \text{ cm}$

Largeur de la poutre : $\frac{h}{3} \leq b \leq \frac{h}{1,5}$ $\frac{40}{3} \leq b \leq \frac{40}{1,5}$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des exigences conditionnées par le R.P.A (en Zone III)

$b = 30 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$

$$\left. \begin{aligned} b &\geq 30 \text{ cm} \\ h &\geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} &= \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Les conditions exigées par le RPA sont satisfaisantes}$$

b)- Poutre non porteuse

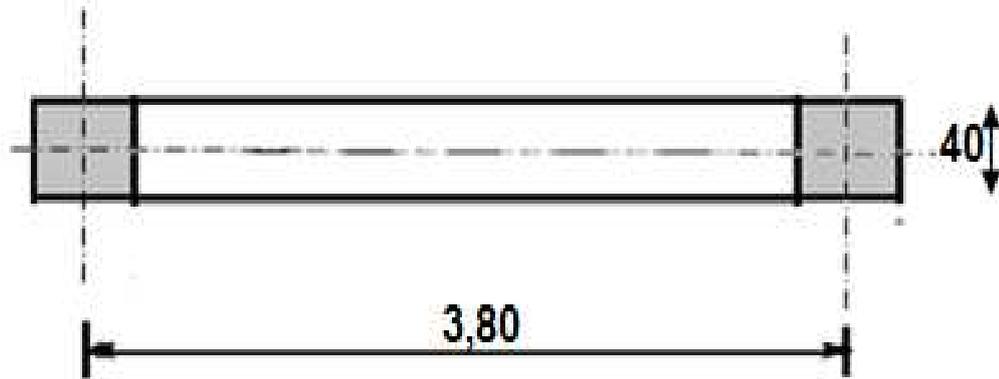


Figure II.5 : Schéma statique d'une poutre

➤ Evaluation des charges

Poids propre de la poutre estimée $g_0 = (0,3 \times 0,35) \times 25 = 2,62 \text{ kN/ml}$

➤ Charge de la dalle revenant à la poutre

$$Q_T = 1 (0,30 \times 3,80) = 1,14 \text{ kN/ml}$$

D'où charge totale revenant à la poutre

$$P_u = 1,35 g_0 + 1,5 Q_T = 1,35 (2,62) + 1,5 \times 1,14$$

$$P_u = 5,24 \text{ kN/ml}$$

➤ Dimensionnement

$$P_u < 15 \text{ kN/ml} \quad \text{charges légères} \quad m = 15 \div 20$$

$$\text{D'où} \quad \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{12} \quad 25,33 \leq h \leq 31,66 \text{ Cm}$$

On prend: $h = 35 \text{ Cm}$

$$\text{La largeur de la poutre : } \frac{h}{3} \leq b \leq \frac{h}{1,5} \quad \frac{35}{3} \leq b \leq \frac{35}{1,5} \quad 11,66 \leq b \leq 23,33$$

Vérification par les exigences conditionnées par le R.P.A (en Zone III) :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 30 \text{ cm} \\ h \geq 35 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les 3 conditions sont vérifiées.}$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$

❖ **Conclusion :**

Toutes les conditions des RPA99 v 2003 sur les dimensions des poutres sont satisfaites,

Donc :

on adopte :

- ✓ Des poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- ✓ Des poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.4.2 Pré dimensionnement des poteaux :

a. Principe :

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure .c'est -à-dire, un poteau central.

b. Etape de pré dimensionnement (calcul)

1. Calcul de la surface reprise par poteau central

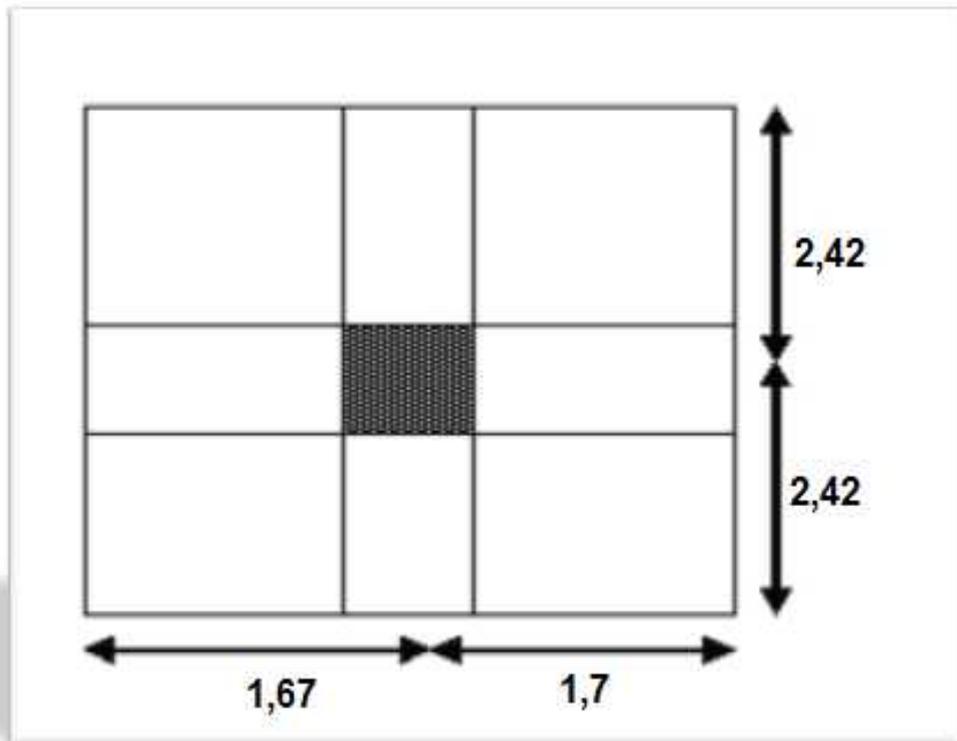


Figure II.4 : la surface du poteau plus sollicité

D'après le plan d'architecte on prend la dimension de poteau (40×40)

$$S=(4,85)*(3,35)= 16,34\text{m}^2$$

2. évaluation de l'effort normale ultime de la compression a chaque niveau :

Détermination des charges

Charges permanente

Niveau1

Poids plancher terrasse $G_{PT}=6,43 \times 16,34=105,06 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $G_{PP}=0,3 \times 0,4 \times 4,85 \times 25=14,55\text{KN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PS}=0,3 \times 0,35 \times 3,37 \times 25=8,84 \text{ KN}$

Poids du poteau $PP= (0,40 \times 0,4) \times 25 \times (3,06-0,4)=10,64 \text{ KN}$

$$G_1=139,09\text{KN}$$

Niveau2 :

Poids revenant 1^{ère} étage : $G_1= 139,09\text{KN}$

Poids plancher courant	$G_{pc}=5.62 \times 16,34 = 91.83 \text{ N}$
Poids des poutres principales	$G_{PP}=0.3 \times 0.4 \times 4,85 \times 25 = 14.55 \text{ KN}$
Poids des poutres secondaires	$G_{PS}=0.3 \times 0.35 \times 3.37 \times 25 = 8.84 \text{ KN}$
Poids propre du poteau	$PP=(0.4 \times 0.4) \times 25 \times (3.06 - 0.4) = 10.64 \text{ KN}$

$$g_1 = 125.86 \text{ KN}$$

$$D'où : G_2 = G_1 + g_1 = 139.09 + 125.86 = 264.95 \text{ kN}$$

Niveau 3 :

$$\text{Poids revenant 2}^{\text{eme}} \text{ étage : } G_2 = 264.95 \text{ KN}$$

Poids plancher courant	$G_{pc}=5.62 \times 16,34 = 91,83 \text{ KN}$
Poids des poutres principales	$G_{PP}=0.30 \times 0.4 \times 4,85 \times 25 = 14.55 \text{ KN}$
Poids des poutres secondaires	$G_{PS}=0.30 \times 0.35 \times 3.37 \times 25 = 8.84 \text{ KN}$
Poids propre du poteau	$PP= (0.4 \times 0.4) \times 25 \times (3.06 - 0.4) = 10.64 \text{ KN}$

$$g_2 = 125.86 \text{ KN}$$

$$G_3 = G_2 + g_2 = 264.95 + 125.86 = 390.81 \text{ kN}$$

Niveau 4 :

Poids revenant 3 ^{eme} étage	$G_3 = 390.81 \text{ KN}$
Poids plancher courant	$G_{pc} = 5.62 \times 16.34 = 91.83 \text{ KN}$
Poids des poutres principales	$G_{PP} = 0.30 \times 0.4 \times 4.85 \times 25 = 14.55 \text{ KN}$
Poids des poutres secondaires	$G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 3.37 \times 25 = 8.84 \text{ KN}$
Poids propre du poteau	$PP = (0.4 \times 0.4) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 10.64 \text{ KN}$

$$g_3 = 125.86 \text{ KN}$$

$$G_4 = G_3 + g_3 = 390.81 + 125.86 = 516.67 \text{ kN}$$

Niveau 5 :

$$\text{Poids revenant 4}^{\text{eme}} \text{ étage } g_4 = 458.4 \text{ kN}$$

- Poids plancher courant $G_{pc}=5.62 \times 16.34 = 91.83 \text{ KN}$
- Poids des poutres principales $G_{PP}=0.3 \times 0.4 \times 4.85 \times 25 = 14.55 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaires $G_{PS}=0.3 \times 0.35 \times 3.37 \times 25 = 8.84 \text{ KN}$
- Poids propre du poteau $PP= (0.4 \times 0.4) \times 25 \times (3.06 - 0.4) = 10.64 \text{ KN}$

$g_5 = 125.86 \text{ KN}$

$G_5 = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + g_5 = 125.86 + 516.67 = 642.53 \text{ kN}$

Niveau 6 :

- Poids revenant 5^{eme} étage $g_5 = 642.53 \text{ kN}$
- Poids plancher courant $G_{pc} = 5.62 \times 16.34 = 91.83 \text{ KN}$
- Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30 \times 0.4 \times 4.85 \times 25 = 14.55 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.30 \times 0.35 \times 3.37 \times 25 = 8.84 \text{ KN}$
- Poids propre du poteau $PP = (0.4 \times 0.4) \times 25 \times (3.06 - 0.4) = 10.64 \text{ KN}$

$g_6 = 125.86 \text{ KN}$

$G_6 = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 + g_6 = 125.86 + 642.53 = 768.39 \text{ a kN}$

Nota : poteau central majore entre 10% et 15% (B.A.E.L) [2]

$G = 681.04 + (681.04 \times 0.15) = 783.19 \text{ KN}$

Charge exploitation

Niv1	$S_0 = 1,00 \times 16,34 = 16,34 \text{ KN}$
Niv 2	$S_1 = (1+1,5) \times 16.34 = 40.85 \text{ KN}$
Niv 3	$S_2 = [1+0,95 \times (1,5+1,5)] \times 16.34 = 47.56 \text{ KN}$
Niv 4	$S_3 = [1+0,90 \times (1,5+1,5+1,5)] \times 16.34 = 67.17 \text{ KN}$
Niv 5	$S_4 = [1+0,85 \times (1,5+1,5+1,5+1,5)] \times 16.34 = 84.33 \text{ KN}$
Niv 6	$S_5 = [1+(3+5)/(2 \times 5) \times (1,5+1,5+1,5+1,5+1,5)] \times 16.34 = 99.04 \text{ KN}$

Justification du poteau

$$N_u \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9} + A \frac{f_e}{s} \right) \dots\dots\dots [2]$$

Avec :

f_{c28} : limite élastique de l'acier, $f_e = 400\text{MPa}$; $s = 1.15$; $b = 1.5$

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

B_r : section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \\ = 0.6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Pour limiter l'élanement des poteaux , on prend $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

D'après la formule (1) on trouve que $B_r \geq 0,064 N_u$

Vérification de la Sollicitations normales

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

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Tableau II.4 : Dimension de poteau central

Niveau X	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	B_r (cm^2)	$a = b$ (cm)	RPA (cm^2)	le choix	Vérification de v
Niveau 1	139.09	16.34	212.28	140.10	11.85	30*30	30*30	0.186
Niveau 2	264.95	40.85	418.95	276.50	16.64	30*30	30*30	0.285
Niveau 3	390.81	47.56	598.93	395.29	19.90	35*30	35*35	0.280
Niveau 4	516.67	67.17	798.25	526.84	22.97	30*30	35*35	0.256
Niveau 5	642.53	84.33	993.91	655.98	25.63	30*30	40*40	0.285
Niveau 6	768.39	99.04	1185.88	782.68	27.99	30*30	40*40	0.267

II.6. Les voiles

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de règlement parasismique

Algérien 99 version 2003 [1] : $L \geq 4a$

Avec :

-L : La longueur du voile.

-a : L'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

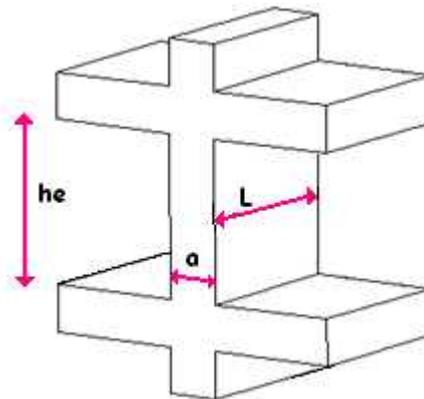


Figure II.5: Coupe de voile en élévation

On a : $h_e = 3.48 \text{ m}$ $a = 3.48/20 = 0.174$ pour le RDC,

$h_e = 2.46 \text{ m}$ $a = 2.46/20 = 0.123$ pour les étages courants.

On prend $a = 20\text{cm}$

III. Calcul des éléments secondaires :

III.1. Acrotère

1.1. Définition

L'acrotère est considéré comme un élément décoratif coulé sur place. Il assure la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse, comme, il joué le rôle de la protection de l'étanchéité et l'empêchement des eaux pluviales sur les façades de la construction.

III.1.2 Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse, il est sollicité par deux efforts importants :

-) Effort vertical dû à son poids propre.
-) Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, à la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère.

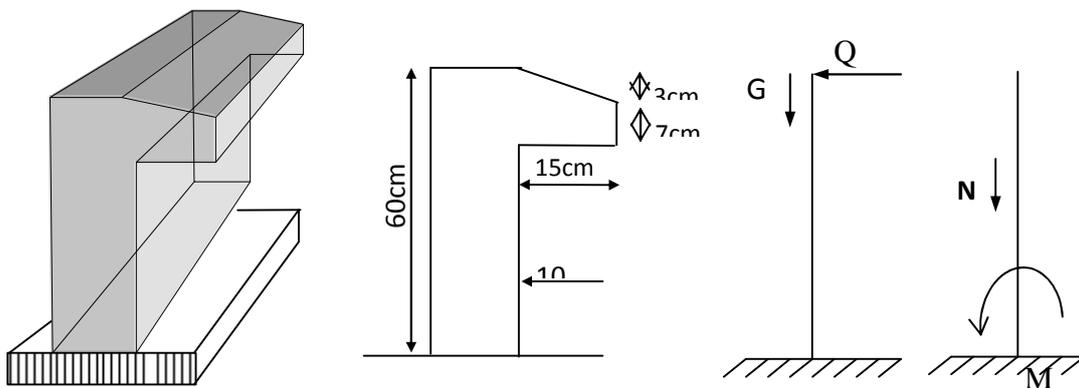


Figure. III.1. Les dimensions de l'acrotère.

III.1.3. Evaluation des charges et Surcharges

- ✓ La surface : $S = [0,6 \times 0,1 + (\frac{0,1 \Gamma 0,07}{2}) \cdot 0,15] = 0,0727 \text{ m}^2$.
- ✓ Poids propre de l'acrotère : $g_0 = \rho \cdot S = 25 \cdot 0,0727 = 1,817 \text{ KN/ml}$.
- ✓ Poids de l'enduit de ciment : $g_1 = \rho \cdot S = 2 \cdot [0,6 \cdot 0,02] = 0,24 \text{ KN/ml}$.

$$G = g_0 + g_1 = 2,057 \text{ KN/ml}$$

- ✓ La charge d'exploitation (la main courante): $Q = 1 \text{ KN/ml}$ (terrasse inaccessible)

III.1.4. Calcul les efforts➤ **A l'état limite de résistance E.L.U.R :**

Effort Normal de compression : $N_u = 1,35.G = 1.35 \times 2.25 = 3.037 \text{ KN}$

Moment fléchissant : $M_u = 1,5.Q .h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ N.m}$

Effort tranchant : $T_u = 1,5.Q = 1.5 \text{ KN}$

➤ **A l'état limite de service E.L.S :**

Effort Normal de compression : $N_s = G = 2.25 \text{ KN/ml}$

Moment fléchissant : $M_s = Q .h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ N.m}$

Effort tranchant : $T_{ser} = Q = 1.5 \text{ KN}$

III.1.5. Calcul de la section d'armatures :➤ **Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :**

$$b = 100 \text{ cm} \quad C = 2 \text{ cm} \quad d = 8 \text{ cm} \quad e = 10 \text{ cm}$$

L'élément est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

✓ **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité de calcul : $e_0 = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

e_1 : excentricité du 1^{ère} ordre.

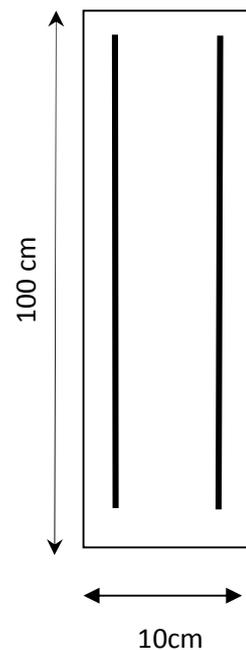
e_2 : excentricité du 2^{ème} ordre due au flambement.

e_a : excentricité additionnelle.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \times \frac{0,9}{3,037} = 0,2963 \text{ m} = 29,63 \text{ cm}$$

$$e_a \times \max 2 \text{ cm}; \frac{60}{250} \times 0,24 \text{ cm} \times 2 \text{ cm}$$

e_2 : prend en compte si :



$$\frac{l_f}{h} \text{ TM}_{\max} 15; \frac{20}{h} | e_1 \quad X_{\max} 15; \frac{20}{60} | 29.63 \quad X9.87 \quad X15$$

$$l_f \quad X2 \quad | \quad h \quad X120 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{e} \quad X \frac{120}{10} \quad X12 \quad \text{TM} 15 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{Donc : } e_2 \quad X \frac{3}{10^4} | \frac{l_f^2}{h} (2 \Gamma r . \theta)$$

Avec : $r \quad X10 \quad 1Z \frac{M_U}{1,5M_{SER}}$ **BAEL 91 modifier 99 (page 168)**

$$r \quad X10 \quad 1Z \frac{0,9}{1,5} | 0,6$$

Donc : $r \quad X0 \quad \theta \quad X2$ Donc :

$$e_2 \quad X \frac{3}{10^4} | \frac{l_f^2}{h} (2 \Gamma r . \theta)$$

$$e_2 \quad X \frac{3}{10^4} | \frac{120^2}{60} . 2 \quad X0,144 \text{ cm}$$

D'où $e_0 = 29,63 + 2 + 0,144 = 31,77 \text{ cm}$

$$e_0 \quad X31,77 \text{ cm} \quad \Psi \frac{e}{2} \quad Zc \quad X3 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée, on calcul la section d'armature réelle en flexion composée $M_1 \quad XN_u \quad | \quad e_{totale}$

$$\text{Avec : } e_r \quad X e \quad \Gamma \frac{e}{2} \quad Zc \quad X34,77 \text{ cm}$$

$$M_1 \quad XN_u \quad | \quad e_{totale} \quad X3,037 \quad | \quad 34,77 \quad 10^{22} \quad X1,055 \text{ KN} / \text{ m.l}$$

$$\mu_t = 0,3 \quad . \quad 1,3 \quad - \quad 0,1 \quad = \quad 0,2$$

$$\hat{\sigma} = \frac{M_1}{\dagger_b . b . d^2} \times \frac{1,055 \cdot 10^3}{11,33 \cdot 100} \times 0,014 \cdot \hat{\sigma}_1 = 0,280$$

$A' = 0$ (Armature comprimées non nécessaires).

$$A_1 \times \frac{1,07}{\dagger_s} \times \frac{M_1}{d} \times \frac{1,128 \cdot 10^3}{348 \cdot 8} \times 0,405 \text{ cm}^2$$

✓ **La section réelle d'acier en flexion composée :**

Puisque " N_u " est un effort de compression:

$$A \times A_1 \times \frac{N_u}{100 \cdot \dagger_s} \times 0,405 \times \frac{3,037 \cdot 10^3}{100 \cdot 348}$$

$$A \times 0,317 \text{ cm}^2.$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,828 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A$$

On prend : $A = 2,02 \text{ cm}^2$ 4T8

✓ **L'espacement :**

$$S_{t \min}^{\text{TM}} \min (3h; 33) = 30 \text{ cm.}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Armature de répartition :**

$$A_r \times \frac{A}{4} \times \frac{2,01}{4} \times 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r \times 2,01 \text{ cm}^2 \quad 4T8$$

✓ **L'espacement :**

$$S_{t \min}^{\text{TM}} \min (4h; 45) = 40 \text{ cm.} \quad \text{On prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification à l'effort tranchant (E.L.U.R):**

$$V_u \times 1,5 \cdot Q \times 1,5 \cdot 1,1 \times 1,5 \text{ KN}$$

$$\dagger_u \times \frac{V_u}{b \cdot d} \times \frac{1,5 \cdot 10}{100 \cdot 8} \times 0,0187 \text{ MPa}$$

On considère que la fissuration est préjudiciable, d'après B.A.E.L99 on a :

$$f_u^{TM} \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{x_b}; 4MPa \right) \quad X \quad 2MPa \dots\dots\dots (C.V)$$

$$f_u \quad X \quad 0,0187MPa \quad \Phi f_u \quad X \quad 2MPa \dots\dots\dots (C.V)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Mais pour empêcher la fissuration excessive due aux intempéries, on prévoit des armatures de réparation dans le sens longitudinal

❖ **Vérification de l'acrotère à E.L.S :**

On a: $N_s = 2, 25 \text{ KN}$. $V_s = 1, 00 \text{ KN}$. $M_s = 0,6 \text{ N.m}$

✓ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 \quad X \quad \frac{M_s}{N_s} \quad X \quad 26,66cm > \frac{h}{2} \quad Z_c \quad X \quad 3cm \quad \text{Donc on a une section partiellement comprimée.}$$

✓ **Position de l'axe neutre:**

$$Y_{SER} \quad X \quad Y_c \quad \Gamma \quad C$$

C: c'est la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée et compte tenu des conventions de signe (cΦ).

Y_s : distance de l'axe neutre ou centre de pression.

$$c \quad X \quad Z \quad e_0 \quad Z \quad \frac{h}{2} \quad X \quad Z \quad 26,66 \quad Z \quad \frac{10}{2} \quad X \quad Z \quad 21,66cm$$

$$Y_c^3 \quad \Gamma \quad p \quad Y_c \quad \Gamma \quad q \quad X \quad 0$$

Avec : $p \quad X \quad Z \quad C^2 \quad \Gamma \quad \frac{90 A_s}{b} \quad f_d \quad Z \quad c \quad X \quad Z \quad | \quad (Z \quad 21,66)^2 \quad \Gamma \quad \frac{90 | 1,13}{100} \quad f_8 \quad \Gamma \quad 21,66 \quad A = -1378,59$

$$q \quad X \quad Z \quad C^3 \quad Z \quad \frac{90 A_s}{b} \quad (d \quad Z \quad c)^2 \quad X \quad Z \quad | \quad (Z \quad 21,66)^3 \quad Z \quad \frac{90 | 1,13}{100} \quad f_8 \quad \Gamma \quad 21,66 \quad A$$

$$q = 19456,70$$

On résout l'équation du troisième degré :

$$Y_c^3 \quad Z \quad 1378,59 \quad Y_c \quad \Gamma \quad 19456,70 \quad X \quad 0$$

$$\zeta Xq^2 \Gamma \frac{4p^3}{27} XZ9588620,06 \Phi 0$$

$$\zeta \Phi 0 \quad \left\{ X \text{Arc cos } \frac{3q}{2p} \mid \sqrt{\frac{Z3}{p}} \quad X \text{Arc cos } \frac{3 \mid 19456,70}{2 \mid (Z1378,59)} \mid \sqrt{\frac{Z3}{Z1378,59}} \right.$$

$$\left. \{ X171^0 \right.$$

$$a X2 \cdot \sqrt{\frac{Zp}{3}} X2 \cdot \sqrt{\frac{1378,70}{3}} X42,87$$

3 solutions :

$$Y_1 Xa \cdot \cos \left\{ \frac{\Gamma}{3} \right. X23,34cm$$

$$Y_2 Xa \cdot \cos \left\{ \frac{\Gamma}{3} \Gamma 120 \right. XZ42,81cm$$

$$Y_3 Xa \cdot \cos \left\{ \frac{\Gamma}{3} \Gamma 240 \right. X19,46cm$$

$$Y_{ser1} XY_1 \Gamma C X23,34 Z21,66 X1,68cm$$

$$Y_{ser2} XY_3 \Gamma C X19,46 Z21,66 XZ2,2cm$$

Il faut que : Yser > 0

Donc : $Y_{ser} = Y_{ser1} = 1,68cm$

$$Y_1 = 23,34cm$$

III.1.6. Calcul des contraintes :

➤ **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 \Gamma 15 \cdot A_s (d Z y_{ser})^2 = \frac{100 \mid 1,68^3}{3} \Gamma 15 \cdot 1,13(8 Z 1,68)^2 X834,41cm^4.$$

➤ **Le coefficient angulaire des contraintes :**

$$k = \frac{N_{ser} Y_c}{I} = \frac{2,25 \cdot 23,34}{834,41} X0,0629$$

➤ **L'Etat limite de compression de béton :**

$$\Xi_{bc} = k \cdot y_{ser} = 0,0629 \mid 1,68 = 0,105MPa \overset{TM}{\neq} b = 0,6f_{c28} = 12MPa \dots\dots\dots C.V$$

➤ **L'Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s = n \cdot k \cdot (d - y_{ser})^m \cdot \sigma_{s,lim}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot |0,0629| \cdot (8 - 1,68) = 59,73 \text{ MPa} \cdot \sigma_{s,lim} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150\right) = 240 \text{ MPa} \dots \text{C.V}$$

Donc les armatures calculées à L' E.L.U.R sont convenables.

III.1.7. Vérification au séisme :

Selon [R.P.A 99 version 2003, Art 6.2.3] les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure, sujettes à des forces horizontales données par la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) page 105 R.P.A 99.

Pour la zone et le groupe d'usage appropriés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \text{Zone a} \end{array} \right. \longrightarrow A = 0,15$$

C_p : facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu dans

D'après le tableau 6.1 (R.P.A 99, p53) $\longrightarrow C_p = 0,8$

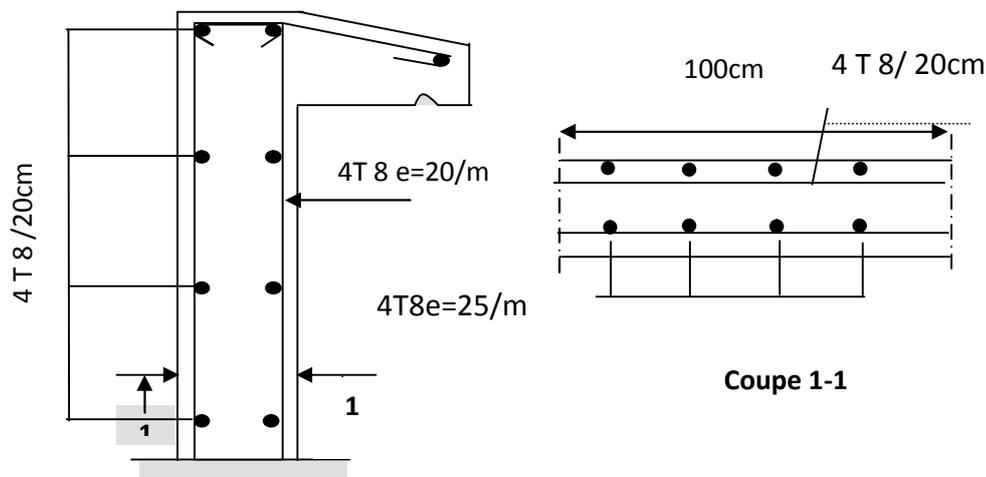
W_p : poids de l'élément pour une bande de 1,00m

$$W_p = 1,82 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \cdot (0,15) \cdot (0,8) \cdot (1,82) = 0,8736 \text{ KN/ml}$$

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est

$$F_p \times 0,821 \text{ KN / ml} \leq 1,5 Q \times 1,5 \text{ KN / ml} \dots \dots \dots (\text{ CV })$$

Schéma de ferrailage :**III.2.Plancher****III.2.1. Introduction**

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sol et il assure les fonctions principales suivantes :

-) Fonction de résistance mécanique où il doit supporter son poids propre et les surcharges.
-) Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentairement par un faux plafond ou revêtement de sol approprié.
-) Transmet les charges verticales aux éléments porteurs et repartit les charges horizontales au système de contreventement qui assure la compatibilité des déplacements horizontaux (plancher infiniment rigide).

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

-) Facilité et rapidité d'exécution.
-) Plus légère que la dalle pleine.
-) Economie.
-) Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

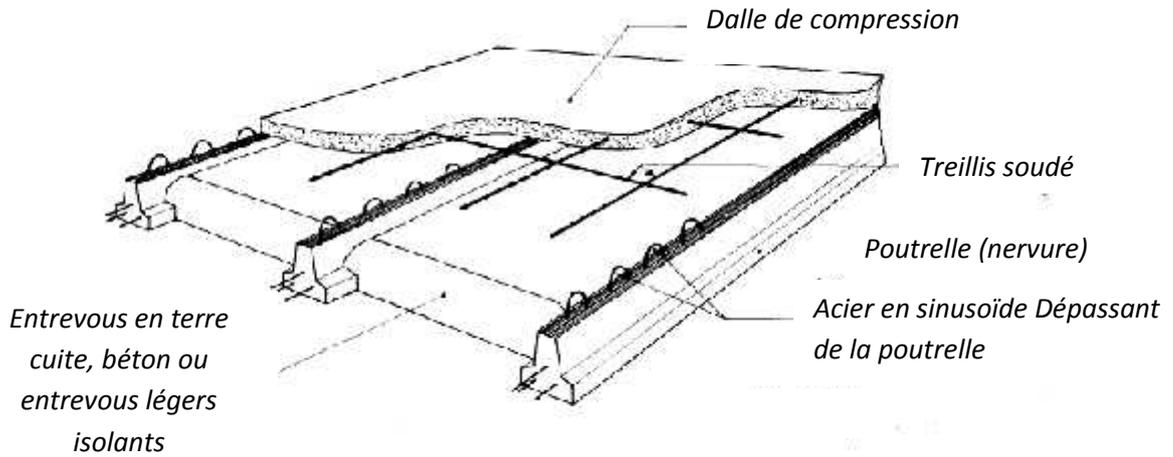


Figure.III.2.1 : schéma statistique de la coupe de plancher

III.2.2. Etude des poutrelles

➤ **Dimensionnement des poutrelles :**

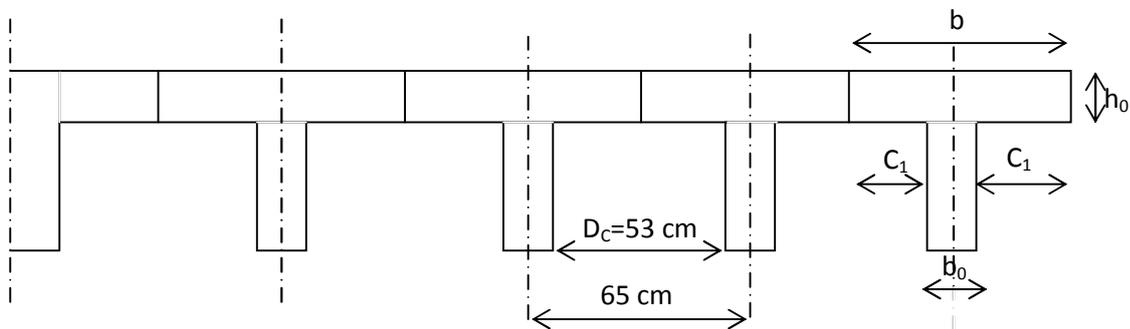


Figure III.2.2 : Schéma d'une poutrelle

Hauteur de la de la poutrelle :

D'après B.A.E.L 99 : La hauteur du plancher est déterminée par la formule suivante :

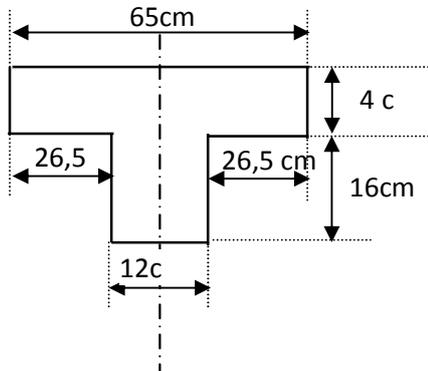
$$\frac{L}{25} \text{ TM } h_t \text{ TM } \frac{L}{20}$$

$$\frac{L}{25} \times \frac{380}{25} \times 15.20\text{cm} \text{ TM } h_t \text{ TM } \frac{L}{20} \times \frac{450}{20} \times 22.5\text{cm}$$

On prend : $h_t=20\text{cm}$

➤ L'épaisseur du corps creux : $e = 16\text{cm}$.

- Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = h_t - e = 20-16= 4\text{cm}$
- La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + 2 c_1$ avec : $b_0 = 12\text{ cm}$
- Le corps Creux utilisé pour ce plancher est : $D_C = 53\text{ cm}$



$$C_1 \text{ TM}_{\min} \frac{D_c}{2} \times \frac{53}{2} \times 26,5\text{cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{10} \times \frac{520}{10} \times 52\text{cm}$$

$$(6;8).h_0 \times (6;8) \mid 4\text{cm} \times 24 \text{ à } 32\text{cm}$$

On prend : $C_1 = 26.5\text{ cm}$

$b \times 12 \Gamma 2(26.5) \times 65\text{cm}$

N.B : pour le calcul de plancher on utilise le chargement le plus défavorable

❖ Calcul des efforts dans la poutrelle :

Charge revenant sur la poutrelle :

- **Plancher terrasse :**

Charge Permanente	$G_T = 6,43 \times 0,65$	4.17 KN/ml
La surcharge	$Q_T = 1 \times 0,65$	0,65 KN/ml
P_u (E. L .U. R)	$1,35 G_T + 1,5 Q_T$	6,60KN/ml
P_s (E .L. S)	$G_T + Q_T$	4,82KN/ml

➤ **Plancher Courant:**

Charge Permanente	$G_{EC} b = 5,62 \times 0,65$	3,65 KN/ml.
La surcharge	$Q_{EC} b = 1,5 \times 0,65$	0,97 KN/ml.
P_u (E .L .U .R)	$1,35 G_{EC} + 1,5 Q_{EC}$	6,38KN/ml.
P_s (E . L . S)	$G_{EC} + Q_{EC}$	4,62KN/ml.

N.B : pour le calcul du plancher on utilise le chargement le plus défavorable (plancher terrasse).

$G = 6,43 \text{ KN/m}^2$ $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

III.2.3. Méthode de calcul

Pour choisir la méthode de calcul il faut vérifier les conditions suivantes

1.1. Condition d'application de la méthode forfaitaire :

1- La charge d'exploitation est au plus égale à deux (2) fois la charge permanente où à 5 KN/m² $Q \leq \text{Max} (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

Plancher terrasse $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ $G_T = 6,43 \text{ KN/m}^2$

$Q < \text{Max} (2 \times 6,43 ; 5) = 12,86 \text{ KN/m}^2$ (C.V)

Etage courant $Q_{EC} = 1,5 \text{ KN/m}^2$ $G_{EC} = 5,62 \text{ KN/m}^2$ (CV)

$Q < \text{Max} (2 \times 4,82 ; 5) = 9,64 \text{ KN/m}^2$ (C.V)

4- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{AB}{BC} \times \frac{1,30}{3} \times 0,43 \dots \text{cv} \qquad \frac{BC}{CD} \times \frac{3}{2,95} \times 1,01 \dots \text{cv} \qquad \frac{CD}{DE} \times \frac{3}{3,80} \times 0,78 \dots \text{cv}$$

$$\frac{DE}{EF} \times \frac{3,80}{2,80} \times 1,35 \dots \text{cv} \qquad \frac{EF}{FG} \times \frac{2,80}{3,80} \times 0,73 \dots \text{cv} \qquad \frac{FG}{GH} \times \frac{3,80}{2,8} \times 1,35 \dots \text{cv}$$

$$\frac{GH}{HI} \times \frac{2,80}{1,30} \times 2,15 \dots \text{cv}$$

La condition non vérifiée, donc la méthode appliquée est la méthode «Caquot»

$0,8 \leq \frac{L_{BC}}{L_{CD}} \times \frac{2,65}{3,80} \leq 1,25$ C.N.V

4. Les fissurations sont considérées comme peu nuisible.....C.V

Une condition n'est pas applicable, on peut utiliser la méthode de calcul des plancher à charge d'exploitation relativement élevé dite méthode de « Caquot ».

III.2.4. Principe de la méthode :

Cette méthode due à « ALBERT CAQUOT », repose sur la méthode des « trois moments », le principe consiste à calculer les moments de flexion selon la démarche suivante :

- Le moment de flexion sur un appui est fourni par une formule forfaitaire à partir des charges appliquées sur les deux travées qui l'encadrent, en supposant qu'il ne dépend que des charges appliquées sur ces deux travées.
- Le moment de flexion dans une travée dépend ensuite évidemment des charges appliquées sur cette travée et des moments aux deux appuis qui l'encadrent.
- **Application de la méthode :**

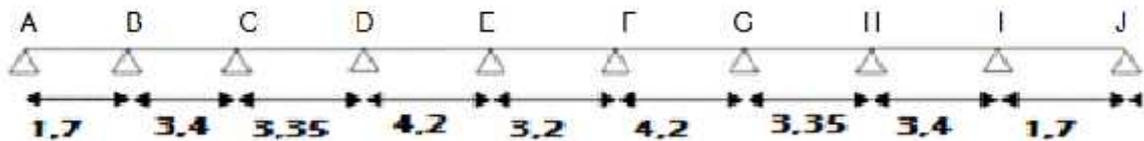
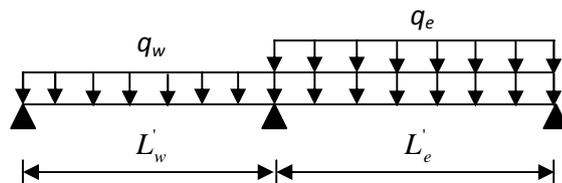


Figure III. 2.4 : Schéma statique d'une poutrelle

a). Moment sur appuis :

$$M_i = X \frac{q_w \cdot L_w^3 \Gamma q_e \cdot L_e^3}{8,5(L_w^3 \Gamma L_e^3)}$$



Avec :

$L' = L$ pour une travée de rive.

$L' = 0,8L$ pour une travée intermédiaire.

q_w : charge permanente a gauche de l'appui.

q_e : charge permanente a droite de l'appui.

b). Moment en travée :

$$M_{tm} = X \frac{P \cdot X_{tm}^2}{2} \Gamma M_w$$

$$X_{tm} = X \frac{L}{2} Z \frac{M_w Z M_e}{qL}$$

X_{tm} : abscisses de la valeur max du moment en travée.

c. Effort tranchant :

$$V_w = X \frac{M_e Z M_w}{L} \Gamma \frac{qL}{2}$$

$$V_e = V_w - qL$$

$$P_g = 1,35 \cdot G \cdot b = 1,35 \cdot 5,62 \cdot 0,65 = 4,93 \text{ KN/ml}$$

$$P_q = 1,5 \cdot Q \cdot b = 1,5 \cdot 2,5 \cdot 0,65 = 2,43 \text{ KN/ml}$$

$$P = P_g + P_q = 7,36 \text{ KN/ml}$$

Cas de chargement	Appuis	q _w (KN/ml)	q _e (KN/ml)	L _w (m)	L _e (m)
1	B	4.93	4.93	1.7	2.72
	C	4.93	4.93	2.72	2.68
	D	4.93	4.93	2.68	3.36
	E	4.93	4.93	3.36	2.56
	F	4.93	4.93	2.56	3.36
	G	4.93	4.93	3.36	2.68
	H	4.93	4.93	2.68	2.72
	I	4.93	4.93	2.72	1.7
2	B	4.93	7.36	1.7	2.72
	C	7.36	4.93	2.72	2.68
	D	4.93	4.93	2.68	3.36
	E	4.93	4.93	3.36	2.56
	F	4.93	4.93	2.56	3.36
	G	4.93	4.93	3.36	2.68
	H	4.93	4.93	2.68	2.72
	I	4.93	4.93	2.72	1.7
3	B	7.36	7.36	1.7	2.72
	C	7.36	4.93	2.72	2.68
	D	4.93	4.93	2.68	3.36
	E	4.93	4.93	3.36	2.56
	F	4.93	4.93	2.56	3.36
	G	4.93	4.93	3.36	2.68
	H	4.93	4.93	2.68	2.72
	I	4.93	7.36	2.72	1.7
4	B	7.36	4.93	1.7	2.72

	C	4.93	4.93	2.72	2.68
	D	4.93	4.93	2.68	3.36
	E	4.93	4.93	3.36	2.56
	F	4.93	4.93	2.56	3.36
	G	4.93	4.93	3.36	2.68
	H	4.93	4.93	2.68	2.72
	I	4.93	7.36	2.72	1.7
5	B	4.93	7.36	1.7	2.72
	C	7.36	4.93	2.72	2.68
	D	4.93	7.36	2.68	3.36
	E	7.36	4.93	3.36	2.56
	F	4.93	7.93	2.56	3.36
	G	7.93	4.93	3.36	2.68
	H	4.93	4.93	2.68	2.72
	I	4.93	4.93	2.72	1.7
6	B	7.36	4.93	1.7	2.72
	C	4.93	7.36	2.72	2.68
	D	7.36	4.93	2.68	3.36
	E	4.93	7.36	3.36	2.56
	F	7.36	4.93	2.56	3.36
	G	4.93	7.36	3.36	2.68
	H	4.93	7.36	2.68	2.72
	I	7.36	7.36	2.72	1.7
7	B	7.36	7.36	1.7	2.72
	C	7.36	7.36	2.72	2.68
	D	7.36	7.36	2.68	3.36
	E	7.36	7.36	3.36	2.56
	F	7.36	7.36	2.56	3.36
	G	7.36	7.36	3.36	2.68
	H	7.36	7.36	2.68	2.72
	I	7.36	7.36	2.72	1.7
8	B	7.36	7.36	1.7	2.72
	C	7.36	7.36	2.72	2.68
	D	7.36	7.36	2.68	3.36
	E	7.36	7.36	3.36	2.56
	F	7.36	7.36	2.56	3.36
	G	7.36	7.36	3.36	2.68
	H	7.36	7.36	2.68	2.72
	I	7.36	7.36	2.72	1.7

Tableau III.2.4 : les moments et les efforts tranchants

	travé	Porté réel	Q	Mw	Me	Vw	ve	Xtm	Mt
1	A-B	1.7	4.93	0	-3.29	2.54	-5.83	0.46	0,90
	B-C	3.4	4.93	-3.29	-4.23	7.91	-8.85	1.64	1,34
	C-D	3.35	4.93	-4.23	-5.59	7.57	-8.93	1.59	2,08
	D-E	4.2	4.93	-5.59	-5.36	10.46	-10.2	2.11	5.45

	E-F	3.2	4.93	-5.36	-5.36	7.88	-7.8	1.60	1,90
	F-G	4.2	4.93	-5.36	-5.49	10.2	-10.4	2.09	5.45
	G-H	3.35	4.93	-5.49	-4.23	8.88	-7.62	1.75	2.08
	H-I	3.4	4.93	-4.23	-3.28	8.85	-7.90	1.76	1,34
	I-J	1.7	4.93	-3.28	0	5.83	-2.55	1.24	0.90
2	A-B	1.7	0	4.52	-4.59	1.89	-6.48	0.30	0.96
	B-C	3.4	4.93	-4.59	-5.29	12.1	-12.8	1.67	1,45
	C-D	3.35	7.36	-5.29	-5.59	8.10	-8.4	1.66	1.48
	D-E	4.2	4.93	-5.59	-5.36	10.48	-10.2	2.11	5.45
	E-F	3.2	4.93	-5.36	-5.36	7.88	-7.88	1.60	0.95
	F-G	4.2	4.93	-5.36	-5.49	10.28	-10.4	2.09	5.45
	G-H	3.35	4.93	-5.49	-4.23	8.88	-7.62	1.75	1,48
	H-I	3.4	4.93	-4.23	-3.28	8.85	-7.9	1.76	1,45
	I-J	1.7	4.93	-3.28	0	5.83	-2.55	1.24	0.96
3	A-B	1.7	7.36	0	-4.90	3.81	-8.71	0.46	0,85
	B-C	3.4	7.36	-4.90	-5.29	12.32	-12.7	1.68	3,38
	C-D	3.35	4.93	-5.29	-5.49	8.16	-8.36	1.66	1.53
	D-E	4.2	4.93	-5.49	-5.36	10.42	-10.2	2.11	4,90
	E-F	3.2	4.93	-5.36	-5.36	7.89	-7.89	1.60	5,60
	F-G	4.2	4.93	-5.36	-5.49	10.29	-10.4	2.09	4,90
	G-H	3.35	4.93	-5.49	-4.23	8.89	-7.63	1.75	1,53
	H-I	3.4	4.93	-4.23	-3.28	8.86	-7.91	1.76	3,38
	I-J	1.7	4.93	-3.28	0.00	5.83	-2.55	1.24	0.85
4	A-B	1.7	7.36	0	-3.60	4.46	-8.06	0.56	2,35
	B-C	3.4	4.93	-3.60	-4.23	8.07	-8.70	1.66	3.22
	C-D	3.35	4.93	-4.23	-5.49	7.63	-8.89	1.60	3,60
	D-E	4.2	4.93	-5.49	-5.36	10.42	-10.2	2.11	5.42
	E-F	3.2	4.93	-5.36	-5.36	7.89	-7.89	1.60	5,62
	F-G	4.2	4.93	-5.36	-5.49	10.29	-10.4	2.09	5.42
	G-H	3.35	4.93	-5.49	-5.29	8.36	-8.16	1.69	3,60
	H-I	3.4	4.93	-5.29	-2.6	-2.6	-9.73	1.86	3.22
	I-J	1.7	4.93	-2.6	0.00	5.49	-2.89	1.16	2,35
5	A-B	1.7	4.93	0	-3.29	2.55	-5.84	0.46	1.90
	B-C	3.4	7.36	-3.29	-6.31	11.00	-14.02	1.58	2,95
	C-D	3.35	4.93	-6.31	-5.49	8.67	-7.85	1.72	3,81
	D-E	4.2	7.36	-5.49	-8.19	14.11	-16.8	2.01	4.44
	E-F	3.2	4.93	-8.19	-5.36	9.30	-6.47	1.78	10,99
	F-G	4.2	7.93	-5.36	-7.71	15.48	-17.83	2.03	4.44
	G-H	3.35	4.93	-7.71	-4.23	10.00	-6.52	1.89	3,81
	H-I	3.4	4.93	-4.23	-2.64	9.18	-7.59	1.79	2,95
	I-J	1.7	4.93	-2.64	0.00	5.51	-2.87	1.16	1.95
6	A-B	1.7	0	-4.23	2.08	-6.31	0.35	0.92	1.7
	B-C	3.4	-4.23	-8.23	10.51	-14.51	1.54	4.59	3.4
	C-D	3.35	-8.23	-8.20	8.27	-8.24	1.68	-1.30	3.35
	D-E	4.2	-8.20	-5.36	16.88	-14.04	2.19	9.51	4.2
	E-F	3.2	-5.36	-8.00	6.57	-9.21	1.43	-0.23	3.2
	F-G	4.2	-8.00	-6.40	17.45	-15.85	2.15	10.30	4.2
	G-H	3.35	-6.40	-5.29	8.81	-7.70	1.74	1.09	3.35

	H-I	3.4	-5.29	-3.94	9.06	-7.71	1.78	2.54	3.4
	I-J	1.7	-3.94	0.00	6.16	-2.22	1.32	0.90	1.7
7	A-B	1.7	7.36	0	-4.90	3.81	-8.71	0.46	1.42
	B-C	3.4	7.36	-4.90	-6.31	11.81	-13.2	1.64	3.20
	C-D	3.35	7.36	-6.31	-8.20	11.38	-13.7	1.60	3.11
	D-E	4.2	7.36	-8.20	-8.00	15.56	-15.3	2.11	5.21
	E-F	3.2	7.36	-8.00	-8.00	11.78	-11.7	1.60	8.13
	F-G	4.2	7.36	-8.00	-8.20	15.36	-15.56	2.09	5.21
	G-H	3.35	7.36	-8.20	-6.31	13.27	-11.3	1.75	3.11
	H-I	3.4	7.36	-6.31	-3.94	13.70	-11.3	1.79	3.20
	I-J	1.7	7.36	-3.94	0.00	8.23	-4.29	1.16	1.42
8	A-B	1.7	7.36	0	-4.90	3.81	-8.71	0.46	1.34
	B-C	3.4	7.36	-4.90	-6.31	11.81	-13.2	1.64	3.11
	C-D	3.35	7.36	-6.31	-8.20	11.38	-13.2	1.60	5.25
	D-E	4.2	7.36	-8.20	-8.00	15.56	-15.3	2.11	6.32
	E-F	3.2	7.36	-8.00	-8.00	11.78	-11.7	1.60	8.13
	F-G	4.2	7.36	-8.00	-8.20	15.36	-15.5	2.09	6.32
	G-H	3.35	7.36	-8.20	-6.31	13.27	-11.3	1.75	5.25
	H-I	3.4	7.36	-6.31	-3.94	13.70	-11.3	1.79	3.11
	I-J	1.7	7.36	-3.94	0.00	8.23	-4.29	1.16	1.34

D'après les résultats obtenus par les deux types de poutrelle, on constate que le 2^{ème} type est le plus défavorable :

Donc on a :

En travée : $M_{tr} = 10.99 \text{ KN.m}$

Sur appui : $M_{am} = 8.23 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T_m = 15.56 \text{ KN}$

III.2.5. Calcul des armatures

➤ **En travée :** $M^u = 10.99 \text{ KN.m}$

Moment de la table :

$$M_{tr} = b \cdot h_c \cdot f_b \cdot \left(d - \frac{h_c}{2}\right)$$

$$f_b = \frac{0,85 \times f_{c2}}{1,5} = 14,16$$

$$M_{\text{t}} = 14,16 \times 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 10^3 = 58,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{t}} = 58,90 \text{ KN.m} > M_{\text{u}} = 10,99 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire (b×h)

$$\mu = \frac{M_{\text{u}} \times 10^3}{f_b \times b \times d^2} = \frac{10,99 \times 10^3}{14,16 \times 12 \times 18^2} = 0,19 < \mu_1 = 0,392$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$= 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,89$$

$$A_s = \frac{M_{\text{u}} \times 10^3}{s \times \times d} = \frac{10,99 \times 10^3}{348 \times 0,95 \times 18} = 1,84 \text{ cm}^2$$

J) **Condition de non fragilité :**

$$A_s \mid A_{\text{min}} = \max \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \max \frac{65,20}{1000}, (0,23 \times 2,1 \times 65 \times 18) / 400$$

$$A_{\text{m}} = 1,4 \text{ cm}^2 < A_s = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \mathbf{m} \quad (A_{\text{m}} ; A_s)$$

$$A_s = \mathbf{m} \quad (1,41 ; 1,8) \quad A_s = 1,8 \text{ cm}^2$$

Dans le tableau de section des armatures on choisit 3T12 $A_s = 3,3 \text{ cm}^2$

➤ **Sur appui :** $M_{\text{am}} = 8,23 \text{ KN.m}$

▪ **Moment de la table :**

$$M_{\text{t}} = b \cdot h_0 \cdot f_b \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$f_b = \frac{0,8 \times f_c}{1,5} = 1,1$$

$$M_{\text{ci}} = 14,16 \times 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 10^3 = 58,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ci}} = 5,9 \text{ K.m} > M_{\text{u}} = 8,2 \text{ .m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire (b×h)

$$\mu = \frac{M_{\text{u}} \times 10^3}{f_c \times b \times d^2} = \frac{8,23 \times 10^3}{14,16 \times 12 \times 18^2} = 0,14 < \mu_1 = 0,392$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$= 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,91$$

$$A_s = \frac{M_{\text{u}} \times 10^3}{f_s \times \times d} = \frac{8,23 \times 10^3}{348 \times 0,89 \times 18} = 1,47 \text{ cm}^2$$

) **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\text{min}} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \right)$$

$$A_{\text{min}} = \max \left(\frac{65 \cdot 20}{1000}, (0,23 \times 2,1 \times 65 \times 18) / 400 \right)$$

$$A_{\text{m}} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_s = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{\text{m}} ; A_s)$$

$$A_s = \max (1,41; 1,47) \quad A_s = 1,47 \text{ cm}^2$$

Dans le tableau des sections des armatures on choisit 2T12 $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

➤ **Efforts tranchants :**

$$V \times T_u = 15,56 \text{ KN}$$

Valeur de la contrainte tangentielle :

$$\ddagger_u = \frac{V}{b_0 \cdot d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,1} = 0,72 \text{ MPa}$$

Valeur limite de \ddagger_u fissuration non préjudiciable :

$$\ddagger_u < \min(0,13f_c ; 5 \text{ MPa})$$

J) Diamètre des armatures transversales :

$$w_t \text{ TM} \min \frac{h}{35} \times 5,714 \text{ mm}; \frac{b_0}{10} \times 12 \text{ mm}; \theta_{l \min} \times 10 \text{ mm} \times 5,714 \text{ mm}$$

On prend : w X6mm

$$A_t \text{ X} 20 \text{ 6 X} 0,56 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

$$\ddagger_t \text{ X} \ddagger_u \text{ Z} \ddagger_b \mid 0,32 \text{ MPa}$$

$$\ddagger_b \text{ X} 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K \text{ X} 0,63 \text{ MPa} \quad (K=1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$\ddagger_t \text{ X} \ddagger_u \text{ Z} \ddagger_b \text{ X} 0,74 \text{ Z} 0,63 \text{ X} 0,11 \text{ MPa TM} 0,32 \text{ MPa}$$

On prend $\ddagger_t \text{ X} 0,32 \text{ MPa}$

$$S_t \text{ TM} \min \frac{0,8 \cdot f_c \cdot A_t}{b_0 \cdot \ddagger_t}; 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}$$

Avec : $f_c = 235 \text{ MPa}$

$$S_t \text{ min} (27,41 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Condition de non fragilité :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \mid \text{Max} \frac{\ddagger_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \text{ X} \frac{0,56}{12} \mid \frac{235}{15} \text{ X} 0,73 \text{ MPa} \mid \text{Max} \frac{0,72}{2} \text{ X} 0,36 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa} \text{ X} 0,40 \text{ MPa}$$

0.73Mpa 0.40Mpa.....C.V

) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

$$V_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{x_b}$$

Avec : a = min(a[#]; 0.9d) = 16,2 cm

$$V_u \leq 0,4 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^{-1} / 1,5 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u = 16,06 \text{ KN} < 129,6 \text{ K} \dots\dots\dots (c)$$

) Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures :

$$A_{inf} \leq \frac{x_s}{f_e} V_u \Gamma \frac{M_u}{0,9d}$$

$$A_{inf} \leq \frac{1,15}{400} 16,80 \Gamma \frac{8,23}{0,9} \frac{10^2}{18} \leq 0,19 \text{ cm}^2 \Phi 0$$

Les armatures inférieures ne sont soumis a aucun effort de traction donc aucune vérification à faire.

➤ **Vérification de liaison de la table de compression à la nervure :**

$$u = \frac{V_u \times b_1}{a \times b \times h}$$

$$b_1 = \frac{b - b_c}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$u = \frac{16,80 \times 26,5 \times 10}{16,2 \times 65 \times 4} = 1,05 \text{ MPa}$$

$$u = 1,05 \text{ MPa} < \bar{u} = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots (cv)$$

➤ **Vérification des contraintes à L'ELS :**

D'après BAEL page 153

$$P_s \leq \Gamma Q \leq (6,43 \Gamma 1) \leq 0,65 \times 4,82 \text{ KN}$$

III.2.6. Calcul les moments:

➤ **En travée:**

$$M_s \times \frac{P_s}{P_u} \cdot M_u \times \frac{4.82}{6.61} \cdot 10.99 \times 8.01 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_s \times 8.01 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ **Sur appuis:**

$$M_{as} \times \frac{P_s}{P_u} \cdot M_{au} \times \frac{7.82}{6.61} \cdot (Z8.01) \times Z9.47 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{as} \times Z9.47 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Vérification:

➤ **En travée :**

$$H \times \frac{b \cdot h^2}{2} Z 15 \cdot A (d Z h_0) \times \frac{65}{2} \left| \frac{4^2}{2} Z 15 \right| 3.39 (18 Z 4) \times Z 191 \cdot 9$$

<<+

) **Position de l'axe neutre :**

$$y_1 \times ZD \Gamma \sqrt{D^2 \Gamma E}$$

Avec : $D \times 15 \frac{A}{b} \times 15 \cdot \frac{3.39}{65} \times 0.78 \text{ cm}$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 0.78 \times 18 = 28.08 \text{ cm}^2$$

$$y_1 \times 4.57 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I \times \frac{b}{3} y_1^3 \Gamma 15 A (d Z y_1)^2 \times \frac{65}{3} (5.86)^3 \Gamma 15 \left| 3.39 (18 Z 4.57)^2 \right. \times 11239.4 \text{ cm}^4$$

$$K \times \frac{M_s}{I} \times \frac{8.01 \mid 10^3}{11239.4} \times 0.71 \text{ Mpa} / \text{cm}$$

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b \times K \cdot y_1 \times 0.71 \mid 4.57 \times 2.78 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_b} \times 0.6 \cdot f_{c28} \times 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b \times 3 \text{ Mpa} \Phi \overline{\sigma_b} \times 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Donc les armatures calcules à l'E.L.U.R sont convenables.

N.B : Les fissurations sont peut nuisible donc la vérification pour l'état limite d'ouverture des

fissures n'est pas nécessaire.

➤ **Sur appuis:**

$$H \times \frac{b \cdot h^2}{2} \times 15 \cdot A(d \times h_0) \times \frac{65}{2} \times 15 \mid 2,26(18 \times 4) \times 24,4 \text{ cm}^2 \Psi 0$$

H>0 donc l'axe neutre passe par la table, donc on vérifie une section rectangulaire de section (12×20) cm².

) **Position de l'axe neutre :**

$$y_1 \times ZD \Gamma \sqrt{D^2 \Gamma E}$$

Avec :

$$D \times 15 \frac{A}{b} \times 15 \cdot \frac{2,26}{12} \times 2,82 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 2,82 \times 18 = 101,52 \text{ cm}^2$$

$$y_1 \times 7,64 \text{ cm}$$

) **Moment d'inertie :**

$$I \times \frac{b}{3} y_1^3 \Gamma 15 A(d \times y_1)^2 \times \frac{12}{3} (7,64)^3 \Gamma 15 \mid 2,26 (18 \times 7,64)^2 \times 5422,24 \text{ cm}^4$$

$$K \times \frac{M_s}{I} \times \frac{6,10 \mid 10^3}{5422,24} \times 1,12 \text{ Mpa / cm}$$

) **Etat limite de compression du béton :**

$$\tau_b \times K \cdot y_1 \times 1,12 \mid 7,64 \times 8,55 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_b \times 0,6 \cdot f_{c28} \times 15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b \times 8,55 \text{ Mpa} \Phi \overline{\tau}_b \times 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

➤ **Etat limite des armatures tendues:**

$$a = 15 \cdot k \cdot (d - y) = 15 \times 1,12 \times (18 - 7,64) = \mathbf{1,0 \text{ M}}$$

$$b < \overline{b} = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{cv})$$

➤ **Etat limite de déformation :**

D'après BAEL99 :

$$h/l \quad 1/22.5 \Rightarrow 20/360 = 0.055 > 0.044 \dots \dots \dots (c)$$

$$h/l \quad M_t/15.M_0 \Rightarrow 20/360 = 0.055 > 9.42/15 \times 15.91 = 0.09 \dots \dots \dots (cnv)$$

$$A_s \quad 4.2 \times b_0 \times d/f_e \Rightarrow 1.46 \text{ cm}^2 \quad 4.2 \times 12 \times 18/400 = 2.268 \dots \dots \dots (cnv)$$

Il y a une condition qui n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{A_1 \times y_1}{A_1} = \frac{b \cdot h_0 \cdot \left(h - \frac{h_0}{2}\right) + b_0 \cdot (h - h_0) \cdot \left(\frac{h-h_0}{2}\right) + 15 \cdot A \cdot c}{b \cdot h_0 + b_0 \cdot (h - h_0) + 15 \cdot A}$$

$$V_1 = \frac{65 \times 4 \times 18 + 12 \times 16 \times 8 + 15 \times 1.46 \times 2}{65 \times 4 + 12 \times 16 + 15 \times 2.36} = \mathbf{13.33}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 13.33 = \mathbf{6.67}$$

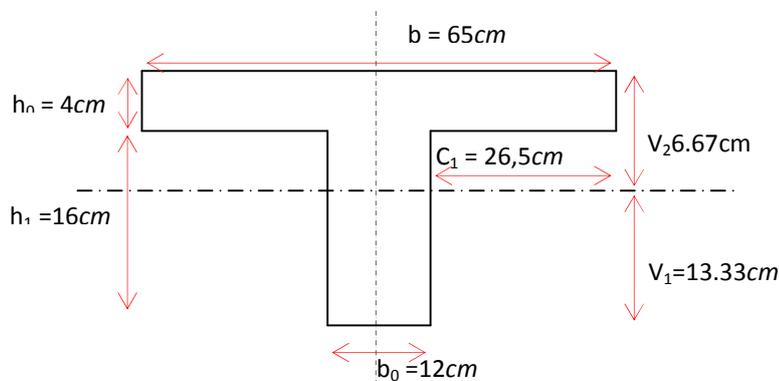


Figure III.2.7.Position de l'axe neutre.

) **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b \cdot h_0^3}{3} + b \cdot h_0 \cdot \left(V_2 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + \frac{b_0 \cdot h_1^3}{12} + b_0 \cdot h_1 \cdot \left[V_1 - \frac{h_1}{2}\right]^2 + 15 \cdot A \cdot (V_1 - 2)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4^3}{3} + 65 \times 4 \times 6.67^2 + \frac{12 \times 16^3}{12} + 12 \times 16 \times 13.33^2 + 15 \times 1.46 \times 11.33^2$$

$$I = 17897.32 \text{ cm}^4$$

) **Module de déformation**

$$E_i \times 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \times 29858,593 \text{ MPa}$$

$$E_v \times 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \times 10043,345 \text{ MPa}$$

➤ **Evaluation des flèches**

Evaluation des charges :

Charge instantanée : $q_1 = Q \cdot b/2 = 0.5 \times 0.65 = 0.32 \text{ KN/m}$.

Charge différée : $q_v = \left(G + \frac{Q}{2} \right) \cdot b = (6.43 + 0.5) \times 0.65 = 2.089 \text{ KN/m}$.

Pourcentage d'armatures : $= \frac{A}{b \cdot d} \times d = \frac{3.39}{18} \times 12 = 0.015$

) **Calcul des moments:**

Moment dû à la charge instantanée : $M_t = M_s \times q_t/q_s = 0.26 \text{ K} \cdot \text{m}$

Moment dû à la charge différée : $M_v = M_s \times q_v/q_s = 1.71 \text{ K} \cdot \text{m}$

➤ **Calcul des contraintes:**

) **Contrainte due à la charge instantanée :**

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_t}{I} (d - y) = \frac{15 \times 0.26}{17897.32} \times (18 - 7.64) \cdot 10^3 = 2.25 \text{ M}$$

Contrainte due à la charge différée :

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_v}{I} \times (d - y) = \frac{15 \times 1.71}{17897.32} \times (18 - 7.64) \cdot 10^3 = 14.84 \text{ M}$$

$$\lambda_t = \frac{0.05 \cdot f_{t2}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_v}{a}\right) \cdot \rho} = \frac{0.05 \times 1.92}{\left(2 + \frac{3 \times 1}{1}\right)} \times 0.0109 = 2.2$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_t = 0.4 \times 2.2 = \mathbf{0.8}$$

$$\mu_t = 1 - \frac{1.75 \times f_{t2}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t2}} = 1 - \frac{1.75 \times 1.92}{4 \times 0.0109 \times 3.99 + 1.92} = -0.6$$

On a $\mu_t = -0.6 < 0 \Rightarrow d \text{ o } p \quad \mu_t = \mathbf{0}$

$$\mu_v = 1 - \frac{1.75 \times f_{t2}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t2}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 14.84 + 2.1} = 0.27$$

) **Moment d'inertie :**

$$I_i = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_v \cdot \mu_i} = \frac{1.1 \times 17897.32}{1} = 2 \quad .1 \quad c^4$$

$$I_v = \frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_v \cdot \mu_v} = \frac{1.1 \times 1789.32}{1 + 0.88 \times 0.276} = 1 \quad .4 \quad c^4$$

) **Evaluation des flèches :**

$$f_i = \frac{M_s \times l^2}{10 \cdot E_t \cdot I_i} = \frac{6.67 \times 3.6^2 \times 10^7}{10 \times 32164.19 \times 22023.16} = 0.1 \quad c$$

$$f_v = \frac{M_s \times l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_v} = \frac{6.87 \times 3.6^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 17719.46} = 0.6 \quad c$$

) **La flèche totale :**

$$f_t = f_i + f_v = 0.10 + 0.60 = 0.70 \quad c$$

➤ **Vérification de la flèche admissible :**

$$\bar{f} = l/500 = 360/500 = 0.72 \quad c$$

$$f_t = 0.48 \quad c < \bar{f} = 0.72 \quad c \quad \dots\dots\dots (c)$$

Les flèches calculées a L'EUR sont convenable.

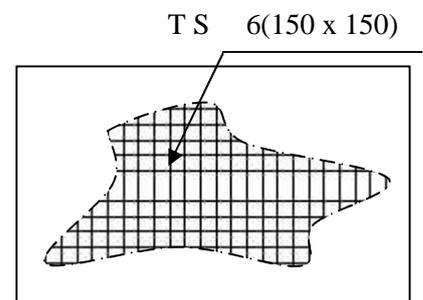
➤ **Dalle de compression**

La dalle à une épaisseur de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions de mailles sont satisfaisantes.

➤ La section d'armature satisfait la condition :

$$A \geq \frac{4 \cdot l}{f_e} \times \frac{4 \cdot 0,65 \cdot 10^2}{400} \times 0,65 \text{ cm}^2$$

On adopte un treillis soudé de (150x150) de diamètre 6 mm



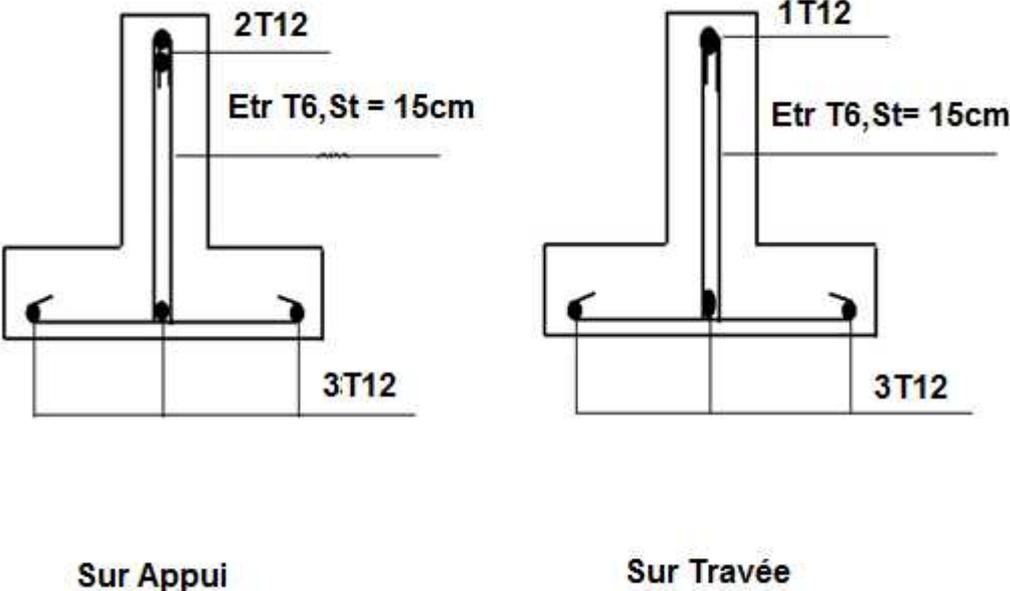


Figure III.2.5. Ferrailage des poutrelles.

III.5. ESCALIER

III.3.1. Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment. Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.3.2. Définitions des éléments d'un escalier

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ($C.M$) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

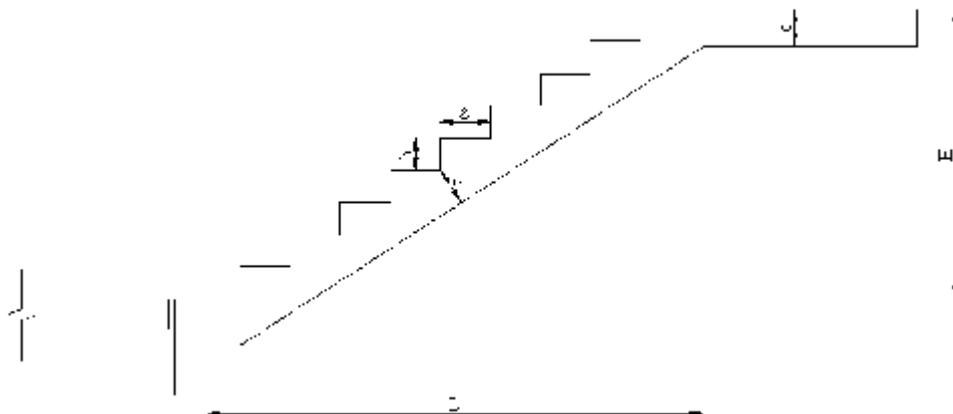


Figure III.3.1. Dimensions de l'escalier

Pour une réalisation idéale et confortable, on doit avoir assuré la condition $2h+g=64$.

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1)g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches

$(n-1)$: Le nombre des marches

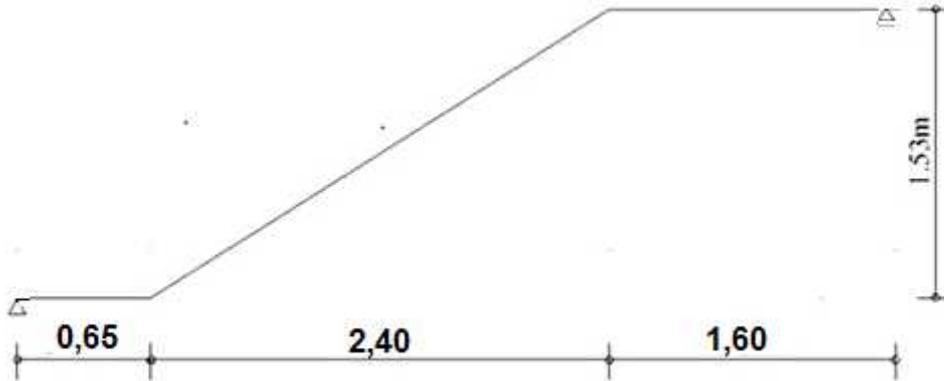
En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$$

Avec :

n : La racine de l'équation

Schéma statique de l'escalier :



Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

$$64n^2 - n - 610 + 306 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 0,53 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 9$$

Donc on prend :

le nombre de contre marches $n = 9$

- le nombre des marches $n - 1 = 8$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,30m = 30cm$$

a. Vérification de l'équation de "BLONDEL" :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \quad \Rightarrow \quad 16,82 \leq e \leq 25,23 \text{ cm}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 0,70 + 1,50 = \sqrt{(2,4)^2 + (1,53)^2} + 0,70 + 1,50 = 5,09 \text{ m}$$

On prend donc l'épaisseur $e=18 \text{ cm}$

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

II.3.3. Evaluation des charges et Surcharges :

Les schémas ci-après indiquent les ingrédients nécessaires pour le calcul, on note par :

$$r = \text{Arctg}\left(\frac{H}{L}\right) = \text{Arctg}\left(\frac{1,53}{2,40}\right) = 32,52^\circ$$

$G_{\text{volée}}$ = le poids propre de la paillasse avec les marches

G_{palier} = le poids propre du palier

Q = la charge d'exploitation par m^2 horizontal

Donc, la charge des escaliers est estimée comme suit :

Paliers :

Charges permanentes	Poids volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m^2)
-Dalle pleine en B.A	25	0.18	4.50
-Chape de mortier	20	0.03	0.60
-Carrelage	22	0.02	0.44
-Enduit plâtre	14	0.02	0.28
		G Palier	5.82
		Q Palier	2.50

Volées :

Charges permanentes	Poids volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m^2)
-Poids propre des marches	22	0.17/2	1.87
-Poids propre de la paillasse	25	0.18/cos(32.52)	5.33
-Chape de mortier horizontal	20	0.03	0.60
-Chape de mortier vertical	20	0.02	0.40
-Carrelage horizontal	22	0.02	0.44
-Carrelage vertical	22	0.02	0.44
-Enduit plâtre	14	0.02	0.28
-Garde corps	/	/	1.00
		G Volée	10.63

	Q Volée	2.50
--	----------------	-------------

Mur en double cloison :

Charges permanentes	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
- Enduis de ciment (int)	18	0.02	0.36
- Brique creuse interne	09	0.10	0.90
- Brique creuse externe	09	0.15	1.30
- Enduit de ciment (ext)	18	0.02	0.36
G_{mur}			2.92

La charge concentré est de : $p = 2,92 \times (3,06 - 0,18) \times 1 = 8,41 \text{ kn}$

Remarque : comme l'écart entre les poids propres des deux niveaux (RDC ; EC) est petit, le calcul sera effectué pour un seul niveau dont ses résultats seront généralisés sur l'ensemble des escaliers

II.3.4. Sollicitation

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml

a) l'état limite ultime

$$P = 8,41 \text{ kn}$$

$$G_{Volée} = 10,63 \text{ kn/m}^2$$

$$G_{Palier} = G_{Palier2} = 5,82 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ kn/m}^2$$

$$\begin{cases} q_{1u} = 1,35G_{Volée} + 1,5Q = 1,35 \times 10,63 + 1,5 \times 2,5 = 18,10 \text{ kn/ml} \\ q_{2u} = q_{3u} = 1,35G_{Palier} + 1,5Q = 1,35 \times 5,82 + 1,5 \times 2,5 = 11,61 \text{ kn/ml} \\ p_u = 1,35p = 1,35 \times 8,41 = 11,35 \text{ kn} \end{cases}$$

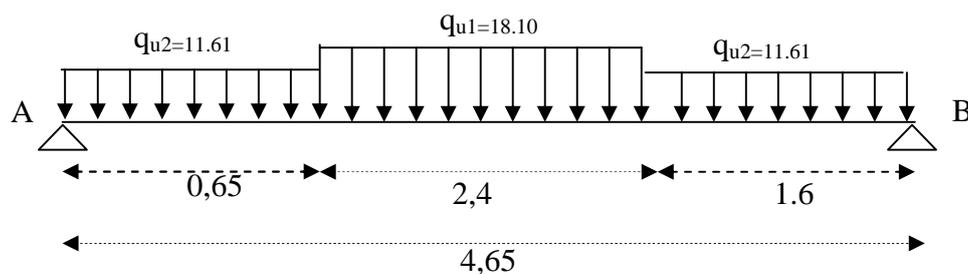


Figure III.3.2 : Schéma statique (ELU).

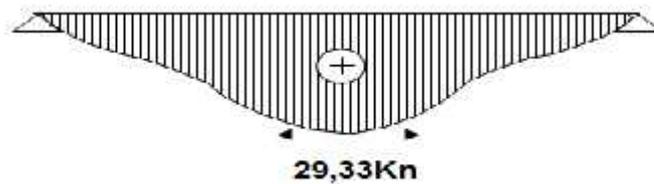
• Réactions aux appuis :

Après des calculs RDM, on a trouvé les résultats qui suivent :

$$R_A = 42,69 \text{ KN/ml}$$

$$R_B = 28,31 \text{ KN/ml}$$

Moment fléchissant :



Effort tranchant :

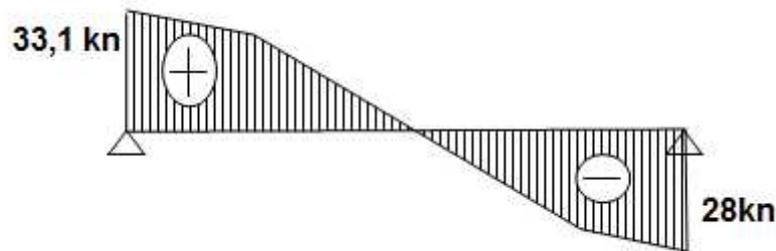


Figure.III.3. 3 :diagramme de l'effort tranchant à l'ELU .

Le moment en travée :

$$M_{ut} = 0,80 \times 29,33 = 23,46 \text{ KN.m}$$

Le moment en appuis :

$$M_{ua} = 0,15 \times 29,33 = 4,39 \text{ KN.m}$$

III.3.5. Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire de dimension (b x h),
Tel que : b= 100 cm ; h=15 cm. La fissuration est considéré comme peu nuisible.

III.3.5.1. Ferrailage en travée

D'après le (BAEL, 1991) moment ultime en travée égale à $0,8 \times$ moment maxe.

$$M_t = 29,33 \text{ KN.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad d = 13 \text{ cm}; \quad \text{acier FeE400}$$

$$M_t = 0,8 \times 29,33 = 23,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_D = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_D} = \frac{23,46 \times 10^6}{1000 \times 144^2 \times 14,17} = 0,079 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_D}) = 0,102$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha_u) = 124,69 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z f_s}$$

$$A_s = \frac{23.46 \times 10^6}{124.69 \times 348} = 540.622 \text{ m}^2 = 5.40 \text{ c}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_m = m \left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t2}}{f_e} \right)$$

$$A_m = m (1,6; 1,93) \text{ c}^2 = 1,93 \text{ c}^2 \dots \dots \text{ c}$$

On prend **5T12/ml**

$$A_s = 5.66 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{c}) = \min(48\text{c}; 33\text{c})$$

On prend : **e = 20 cm**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1.42 \text{ c}^2$$

On prend : **3T10/ml**

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

Espacement armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{c}) = \min(64\text{c}; 45\text{c})$$

On prend : **e = 45 cm**

III.3.5.2. Ferrailage sur appui :

D'après le (BAEL, 1991) moment ultime en travée égale à $0.15 \times$ moment maxe.

$$M_t = 0,15 \times 29.33 = 4.39 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{\text{ed}}}{b^2 f_{td}} = \frac{4.39 \times 10^6}{1000 \times 144^2 \times 14,17} = 0,014 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 0,017$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha_u) = 129,11 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z f_s}$$

$$A_s = \frac{4.39 \times 10^6}{142,62 \times 348} = 0,88 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\text{min}}$

$$\text{On a : } A_s = 0,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{m}} = m \left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t2}}{f_e} \right)$$

$$A_{\text{m}} = m (1,6; 1,93) \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C}$$

On prend : $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

$$A_s = 5T12 = 5,66 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(48\text{cm}; 33\text{cm})$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,42 \text{ cm}^2$$

On prend : 3T10/ml

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2$$

Espacement armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45c) = \min(64c ; 45c)$$

On prend : $e = 45\text{cm}$

III.3.6. Vérifications

III.3.6.1 Vérification à l'ELU

Effort tranchant : La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Vérification de cisaillement :

$$V_{\max} = 33.1 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{33.1 \times 10}{100 \times 14.4} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \overline{\tau_U} = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\alpha_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Les armatures transversales :

$$\tau_U = 0.22 \text{ MPa} \leq 0.05 \cdot f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.6.2. Calcule les sections des armatures à l'E.L.S

En travée :

$$q_{1S} = G_{\text{Volée}} + Q = 10.63 + 2.5 = 13.13 \text{ kn / ml}$$

$$q_{2S} = q_{3S} = G_{\text{Palier}} + Q = 5.82 + 2.5 = 8.32 \text{ kn / ml}$$

$$p_S = p = 8.41 \text{ kn}$$

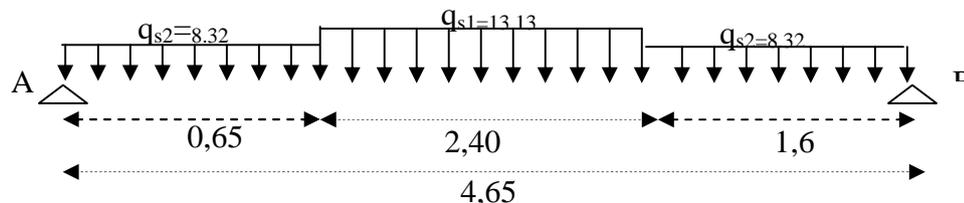
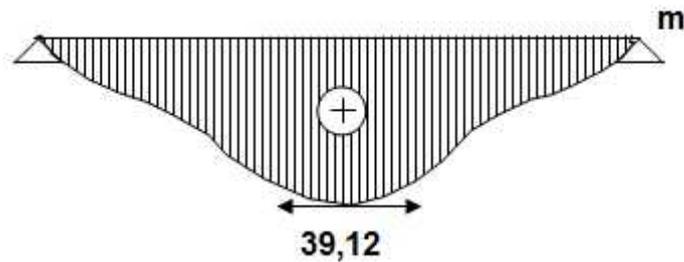


Figure III.3.4 : Schéma statique (ELS).

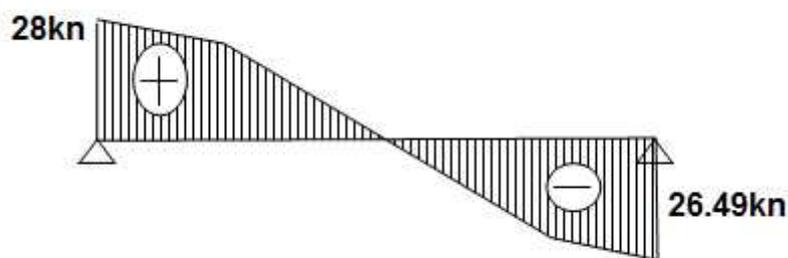
1. Calcul à l'état limite service :

❖ Moment fléchissant :

**Fig.III.3.5** : diagramme de moment à l'ELS .

$$M_{s_{\max}} = 39.12 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

**Fig.III.3.6** : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS .

Le moment en travée :

$$M_{st} = 0,8 \times 39.12 = 31.29 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_{Sa} = 0.15 \times M_{MAX} = 5.86 \text{ KN.m}$$

La fissuration est considérée comme peu nuisible, le calcul à l'ELS est inutile, donc il n'est pas nécessaire sauf que de vérifier la contrainte de compression du béton.

➤ **En travée :**

On doit vérifier que :

$$\tau_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\tau}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (7)$$

✓ Position de l'axe neutre :

$$b^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + d'A'_s) = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$b^2 + 30(A_s)y - 30(dA_s) = 0$$

$$100y^2 + 30(4.72)y - 30(12.6 \times 4.72) = 0$$

$$100y^2 + 51.6y - 650.16 = 0$$

$$y = 1.15 \text{ c}$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} 1.15^3 + 25.8(12.6 - 1.15)^2$$

$$I = 3433.14 \text{ c}^4$$

Donc :

$$\tau_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 0.82 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc} \dots \dots \dots CV$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + 15 \cdot A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} 1.15^3 + 25.8(12.6 - 1.15)^2$$

$$I = 3433.14 \text{ c}^4$$

Donc :

$$\tau_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 0.82 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc} \dots \dots \dots CV$$

III.7.1. calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple, elle est encastrée dans les deux côtés.

III.7. 2Dimensionnement de la poutre

D'après la prédimensionnement des poutres en chapitre 2, pour une longueur de 4.71 m de la poutre palière, on a trouvé une section de (30x35) cm².

III.7.3. Evaluation des sollicitations

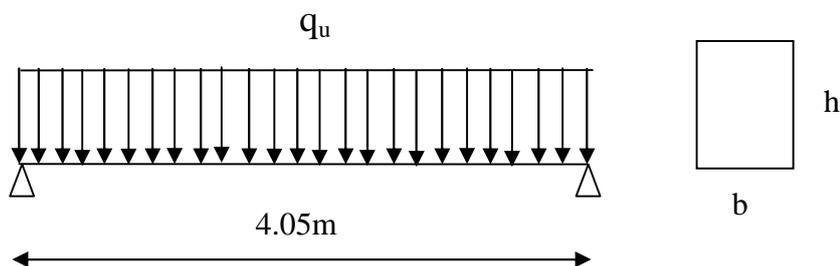


Figure III.3.7 : chargement de la poutre palière

Tableau III.7. Chargement de la poutre palière

	q ₁	q ₂
G (KN/ml)	16.56	16.56
Q (KN/ml)	-	4.75

q₁ : compris le poids (G ; Q) appliqué par l'escalier, le poids propre de la poutre et le poids d'un mur de hauteur de 0.80m.

q₂ : compris le poids propre de la poutre et le poids d'un mur de hauteur de 0.80m.

Les résultats de calcul des sollicitations sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau III.8. Sollicitations de la poutre palière

	en travée	sur appui
M _{ser} (KNm)	11.16	23.17
M _u (KNm)	15.72	32.05
T _{ser} max (KN)	-	37.58
T _u max (KN)	-	52.04

III.5.3. Ferrailage de la poutre palière

Données

$$b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2, d=0,9h= 31,5 \text{ cm}, f_{c28}= 25 \text{ MPa} ; f_e=400 \text{ MPa}$$

III.7.3. 1. en travée

$$\mu_b = \frac{M_u}{b^2 f_D} = \frac{15,72 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14,17} = 0,050 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_b)}) = 0,065$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 262,93 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z f_s} = 149,66 \text{ m}^2 = 1,50 \text{ c}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_m = m \left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tZ}}{f_e} \right) = m \quad (0,9; 0,99) \text{ c}^2 \dots \dots \dots \text{ c}$$

On prend : 3T12 avec A=3.39 cm²

III.3.2 Ferrailage sur appui

$$\mu_b = \frac{M_u}{b^2 f_D} = \frac{32,05 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14,17} = 0,103 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_b)}) = 0,137$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha_u) = 255,23 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z f_s} = 313,93 \text{ m}^2 = 3,14 \text{ c}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_m = m \left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tZ}}{f_e} \right) = m \quad (0,9; 0,99) \text{ c}^2 \dots \dots \dots \text{ c}$$

On prend : 3T12 avec A=3.39 cm²

III.7.3.3 Ferrailage transversal de la poutre palière

$$\Phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_L \right)$$

$$\Phi_t = \min\left(\frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 10\right) = 8.57m$$

On prend: $\Phi_t = 8m$

$$A_r = m_t \times A_t = m_t \times (\pi d^2)/4 = 4 \times (3.14 \times (0.8)^2) / 4 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ .4T 8}$$

Avec : A_t : section d'un cours transversal

m_t : nombre des barres dans un cours

➤ Espacement des armatures transversales :

✓ Selon le BAEL :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_t k)}{0.9 f_c (c_t + s_t)} \quad K = 1 \text{ reprise de bétonnage; } \alpha = 0 \\ S_t \leq \min(0.9d; 40 c_t) \\ S_t \leq \frac{A_t f_c}{0.4 b_0} \end{array} \right.$$

Avec:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{52.04 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.642 \text{ M}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{2.01}{12 S_t} \leq 0.32 \quad S_t \geq 19.1 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \quad S_t \leq 24.3 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t f_c}{0.4 b_0} \quad S_t \leq 67 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ Selon le RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi\right) \text{ Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ Zone courante} \\ S_t \leq 0.003 \times 300 \times 2.01 \quad S_t \leq 1.81 \text{ cm} \\ S_t \leq 7.5 \text{ cm Zone nodale} \\ S_t \leq 15 \text{ cm Zone courante} \end{array} \right.$$

On prend :

$S_t = 15 \text{ cm} \dots \text{Zone courante}$

$S_t = 7 \text{ cm} \dots \text{Zone nodale}$

➤ Condition de non fragilité :

$$\rho_{ti} = \frac{1}{f_e} \times m \left\{ \frac{u}{2}; 0,4 M \right\} = \frac{1}{400} \times m \left\{ \frac{0,64}{2}; 0,4 M \right\} = 0,0008 M$$

$$S_t = \frac{A_t}{b_c \cdot \rho_t} \Rightarrow \rho_t = \frac{A_t}{b_c \cdot S_t} = \frac{201}{300 \times 200} = 0,003 M$$

$$\rho_t \quad \rho_{ti} \quad \dots \dots \dots C$$

➤ Quantité d'armatures transversale :

$$A_{ti} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 C^2$$

$$A_t > A_{ti} \quad \dots \dots \dots C$$

III.7.3.4. Vérifications

III.7.3.4.1. Vérification a l'ELU

➤ Effort tranchant

On doit vérifier que

$$u = \frac{T_m}{b \cdot d} \quad \overline{u}$$

$$u = \frac{T_m}{b \cdot d} = 0,64 M$$

$$\overline{u} \quad m \left\{ 0,2 \frac{f_{c2}}{\gamma_b}; 5M \right\} = 3,33 M \quad \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Donc : $\overline{u} \quad \overline{u} \dots \dots \dots C$

➤ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

On doit vérifier que

$$T_u \quad 0,4 \cdot \alpha \cdot b_c \cdot \frac{f_{c2}}{\gamma_b}$$

$$\alpha = \min (\alpha'; 0,9 d)$$

$$a' = b - 2C = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = 24.3 \text{ cm}$$

$$T_u = 52.04 \quad 486 \text{ K}$$

$$T_u = 0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots C$$

➤ Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

$$V_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 37.59 - 65.02 = -27.43 \text{ K}$$

Les armatures longitudinales ne sont soumises à aucun effort de traction donc aucune vérification n'est à faire.

III.7.3.4.2. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, le calcul à l'ELS est inutile, donc il n'est pas nécessaire sauf que de vérifier la contrainte de compression du béton.

➤ En travées : $M_{ser} = 11.18 \text{ KN.m}$; $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$; $A' = 0 \text{ cm}^2$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Position de l'axe neutre

$$b y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + d'A'_s) = 0$$

$$A_s = 0$$

$$b y^2 + 30(A_s)y - 30(dA_s) = 0$$

$$30y^2 + 70.8y - 1911.6 = 0$$

$$y = 6.89 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + 15 \cdot A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{30}{3} 6.89^3 + 35.4(27 - 6.89)^2$$

$$I = 17587.01 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\tau_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 4.38 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Sur appui

$$M_s = -23.17 \text{ KN.m} \quad ; A = 3.39 \text{ cm}^2 \quad ; A' = 0 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que :

$$\tau_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\tau}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Position de l'axe neutre

$$b^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + d'A'_s) = 0$$

$$A_s = 0$$

$$b^2 + 30(A_s)y - 30(dA_s) = 0$$

$$30y^2 + 101.7y - 2745.9 = 0$$

$$y = 8.02 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + 15 \cdot A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{30}{3} \cdot 8.02^3 + 50.85(27 - 8.02)^2$$

$$I = 23476.72 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\tau_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 3.82 \text{ MPa}$$

Alors :

$$t_{bc} \leq \bar{t}_{bc} \dots \dots \dots CV$$

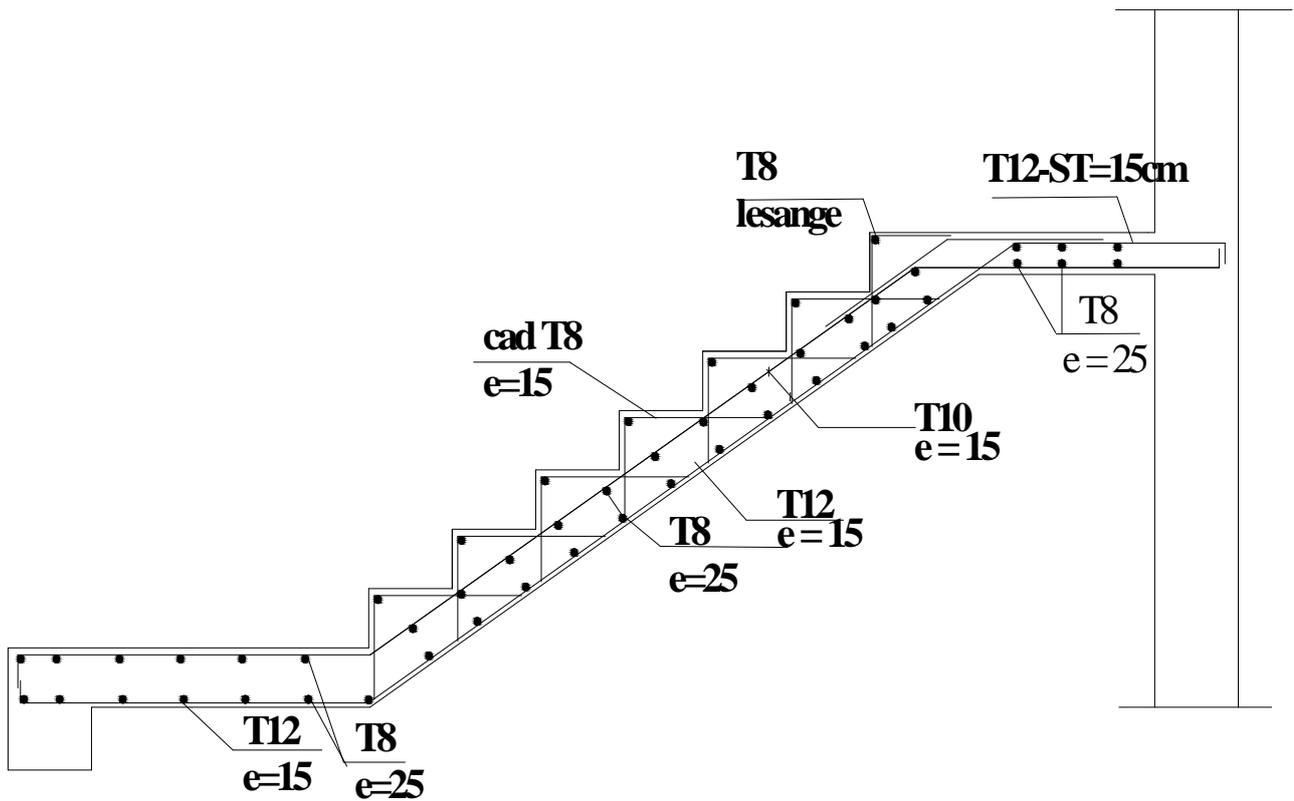


Figure III.3.8 : schéma de ferrailage d'escalier

III .4. Balcon

III.4.1. Définition

Le balcon est un élément décoratif dans les bâtiments à usage d'habitation, il est constitué d'une dalle pleine ancrée dans les poutres, sous l'effet d'une sollicitation du 1^{ère} genre en travaillant à la flexion simple. Dans notre bloc, Le type de balcon étudié c'est celui encastré sur deux côtés.

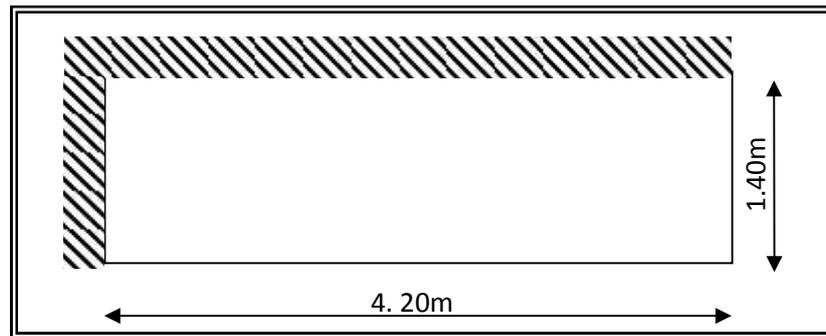


Figure.4.1. Schéma du balcon à étudier

Caractéristique de balcon :

$$\dots = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{420} = 0,33 < 0,4 \Rightarrow \text{Donc la dalle travaille dans un seul sens (sens } L_x)$$

On prend $h=15\text{cm}$

❖ **Les chargements sur le balcon :**

- Poids propre de la dalle ($e = 15 \text{ cm}$) $0,15 \times 25 = 3,75 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Mortier de pose ($e = 2 \text{ cm}$) $0,02 \times 20 = 0,4 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Carrelage ($e = 2 \text{ cm}$) $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Enduit de ciment ($e = 2 \text{ cm}$) $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$\mathbf{G_1 = 4,95 \text{ KN/m}^2}$$

$$\mathbf{G_1 = 4,95 \text{ KN/m}^2} \quad \text{et} \quad \mathbf{Q = 2,5 \text{ KN/m}^2}$$

- Charge due au garde-corps
 - Brique creuse de 10cm d'épaisseur $(0.1 \times 1) \times 9 = 0.9 \text{ KN/ml}$
 - Enduit en ciment d'épaisseur de (2cm) $((0.02 \times 1) \times 18) \times 2 = 0.72 \text{ KN/ml}$
- $$\mathbf{G2 = \sum = 1.62 \text{ KN/ml}}$$

$$\mathbf{G2=1.62 \text{ KN/m}^2 \quad Q_m=1 \text{ KN/m}^2}$$

➤ Charge permanente

Pour 1 ml, on a

$$G1=4.95 \text{ KN/ml}$$

$$Q1=2.5 \text{ kn/ml}$$

$$G2=1.62 \cdot 1/1 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

❖ Sollicitation des efforts :

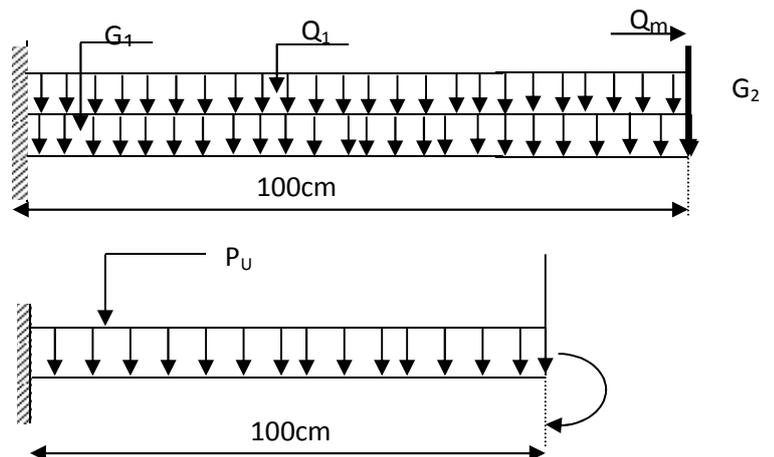
$$\text{À l'E.L.U.R : } q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 10,43 \text{ KN/ml}$$

$$p_{u2} = 1,35G_2 \cdot L = 3,28 \text{ KN/ml}$$

$$\text{À l'E.L.S : } q_{s1} = G_1 + Q_1 = 7,45 \text{ KN/ml}$$

$$p_{s2} = G_2 \cdot L = 2,43 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = Q_m \cdot h_{gc} = 1 \text{ KN} \cdot \text{M}$$



❖ Calcul des efforts dans le balcon :

➤ Moment fléchissant :

$$M_U = \left(\frac{q_{u1} \cdot L^2}{2} + 1,35G_2 \cdot L + 1,5M_0 \right) = \left(10,43 \times \frac{(1.0)^2}{2} + 2,18 + 1,5 \right) = 9.99 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \left(q_s \frac{L^2}{2} + G_2 \cdot L + M_0 \right) = \left(7,45 \times \frac{(1)^2}{2} + 1,62 + 1 \right) = 6,43 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_U = q_{U1} \times L + 1,35 \times G_2$$

$$T_U = 10,43 \times 1 + 1,35 \times 1,62$$

$$T_U = 12,61 \text{ KN}$$

❖ **Ferraillage à E.L.U.**

Pour une bande de 1 ml

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 15$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$M_u = 9,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot (d) \cdot f_b}$$

$$\mu_b = \frac{9,99 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0,135)^2 \cdot 14,16} = 0,04$$

$$\mu_b = 0,04 < 0,186$$

Pivot : A :

$$= \frac{M_u}{M_s} = \frac{9,9}{6,8} = 1,46$$

$$\mu_{ll} = 0,3367 - 0,1711$$

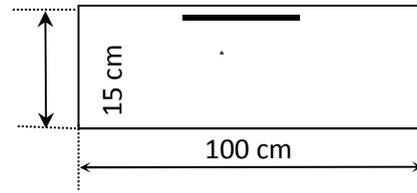
$$\mu_{ll} = 0,3367 \times 1,46 - 0,1711 = 0,32$$

$$\mu_b = 0,04 < \mu_{ll} = 0,32$$

Donc A = 0 les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_b}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,04}) = 0,05$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,05) = 0,13 \text{ m}$$



$$Z = 1 \text{ c}$$

$$\mu_b = 0,04 < 0,186 \quad s = 10\text{‰}$$

$$s = \frac{f_e}{s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

➤ **Section d'armature tendue**

$$A_s = \frac{M_u}{s \times Z} = \frac{9,99 \times 10^{-3}}{347,8 \times 0,13} = 2,20 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 12}{1000}, 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \quad A_s = 2,20 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

On choisit : **A = 4T12 = 4,52 cm²**

➤ **Espacement**

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (3 \times 12; 33) = 33 \text{ cm}$$

On prend St=30 cm

➤ **Section d'armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On choisit **4T8=2,01cm²**

➤ **Espacement**

$$St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = \min (4 \times 15; 45) = 45\text{cm}$$

On prend St=30cm

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = T_u = 12,61 \text{ KN}$$

➤ **Valeur de la contrainte tangentielle (τ_u)**

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,09 \text{ MPa}$$

➤ **Valeur limite de la contrainte tangentielle**

La fissuration est préjudiciable

$$\overline{\sigma_u} \leq \min\{0,1 \times f_{ct} ; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u = 0,09 \text{ MPa} < \overline{\sigma_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (cv)}$$

➤ **Armature d'effort tranchant**

- Le bétonnage est sans reprise

$$V_u \leq 0,07 \times d \times \frac{f_{ct28}}{\alpha_b} \quad h = 15 \text{ cm}$$

Donc aucune armature d'âme à prévoir.

❖ **E.L.S:**

➤ **Moment de service :**

$$M_s = \left(q_s \frac{L^2}{2} + G_2 \cdot L + M_0 \right) = \left(6,84 \times \frac{(1,00)^2}{2} + 1,62 \times (1,00) + 1 \right) = 6,04 \text{ KN.m}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$D = 15 \cdot \frac{A}{b} = \frac{15 \cdot 4,52}{100} = 0,678 \text{ cm}$$

$$E = 2D \cdot d = 2 \cdot 13,5 \cdot 0,678 = 18,3 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 3,65 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b \cdot y^3 + 15 \cdot A (d - y_1)^2 = 8199,02 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = 0,08 \text{ Mpa/cm}$$

• **Etat limite de compression du béton :**

$$\tau_b = k \cdot y_1 = 0.3 \text{ MPa} < \overline{\tau}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

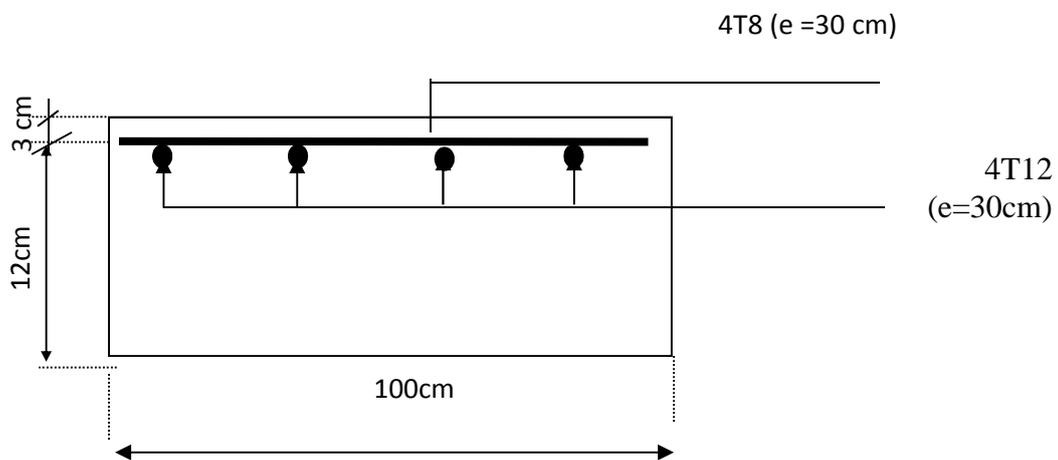
Fissuration préjudiciable

$$\tau_s = 15 \cdot k(d - y_1) = 11.82 \text{ MPa}$$

$$\tau_s < \overline{\tau}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 150 y \right] = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables

- **Schéma du ferrailage :**



IV. ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celle qui a le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées.

Peut-on prévoir un tremblement de terre ? Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismique consiste à formuler des critères à la fois économique justifier et techniquement cohérent.

IV.2. ÉTUDE DYNAMIQUE

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.3. Généralité sur le logiciel SAP2000 :

Parmi les logiciels utilisés, le plus vu est le logiciel « SAP » dont les différentes modifications et rectifications nous ont donné la version SAP2000 ce dernier a acquis une renommée des plus respectueuses dans l'ensemble des bureaux d'étude et organisme de control le SAP2000 est basé dans l'analyse des structures par l'élément finis.

Le SAP2000 offre autres performances indispensables telles que la bonne précision, une vitesse d'exécution appréciable ainsi qu'une capacité de calcul bénéfique dans les deux types d'analyse statique et dynamique, linéaire et non linéaire, plane et tridimensionnel.

Dans le cas probable ou l'ingénieur ignore les principes de la méthode des éléments finis (MEF) il pourrait utiliser les programmes de calcul et de savoir les règlements en vigueur, néanmoins il est quelque fois délicat pour un débutant d'interpréter les résultats

donnés par l'ordinateur et une bonne précaution doit être apportée dans l'appréciation de ces différents résultats.

C'est pourquoi il est préférable que tout ingénieur en génie civil sache les fondements et les bases de la « MEF » afin de juger et d'apprécier les aptitudes, les capacités ainsi que les limites du logiciel SAP2000.

IV.4. ÉTUDE SISMIQUE

IV.4.1. INTRODUCTION

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel *SAP2000* qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

IV.4.2. MODÉLISATION MATHÉMATIQUE

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.4.3. CARACTÉRISTIQUE DYNAMIQUES PROPRES

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec : $[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \begin{matrix} \ddot{x} \\ x \end{matrix} \right\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degré de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega_0 t + \phi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω_0 : Fréquence de vibration.

ϕ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{ \begin{matrix} \ddot{x} \\ x \end{matrix} \right\} = -\omega_0^2 \{A\} \sin(\omega_0 t + \phi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega_0^2 [M])\{A\} \sin(\omega_0 t + \phi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \xi^2 [M])\{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues " A_i ". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ξ sa nulle c'est à dire :

$$\Delta_\xi = |[K.] - \xi^2 [M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée "*Equation caractéristique*".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ξ^2) .

Les (n) solutions $(\xi_1^2; \xi_2^2; \dots \dots \dots \xi_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ξ_1 et il est appelé mode fondamental $(\xi_1 < \xi_2 < \dots < \xi_n)$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale Shape).

IV.4.4. MODÉLISATION DE LA RIGIDITÉ

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) a deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- * Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- * Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément coque (Schelle) à quatre nœuds (rectangulaire).
- Les planchers ne sont pas modéliser, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.4.5. MODÉLISATION DE LA MASSE

✚ Pour la masse des planchers ; nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau. La masse est calculée par l'équation ($G+ Q$) imposée par le **RPA99 version 2003** avec ($\gamma = 0,2$) pour un bâtiment à usage d'habitation.

✚ La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.

✚ La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

✚ La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

✚ La masse de chaque balcon a été concentrée au niveau des deux nœuds de la poutre servant d'appui au balcon.

IV.5. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) (1) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.5.1. La méthode modale spectrale :

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

a) Principe :

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.
 - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.
 - Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

Analyse modale spectrale :

➤ Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement () et de la pulsation naturelle ().

Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5y \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5y(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5y(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5y(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur,

A : coefficient d'accélération de zone,

γ : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement,

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

🚦 Estimation de la période fondamentale de la structure (T) : (1)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$\mathbf{T}=\mathbf{min} \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{array} \right.$$

$C_T = 0,05$ (Contreventement assuré par des voiles en béton armé)

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la structure jusqu'au dernier niveau.

⇒ 18.36m

D : est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow D_x = 28.5m, \\ \Rightarrow D_y = 15.2m \end{array} \right.$$

Selon x-x :

$$\mathbf{T}_x=\mathbf{min} \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,09 \times \frac{18.36}{\sqrt{28,5}} = 0,30\text{sec} \\ T = 0,05 \times (18.36)^{3/4} = 0,44\text{sec} \end{array} \right.$$

-sens (x-x) : $T_x = \min(0.30, 0.44) = 0.30 \text{ sec}$.

Selon y-y :

$$T_Y = \min \begin{cases} T_y = 0,09 \times \frac{18,36}{\sqrt{15,2}} = 0,42 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (18,36)^{3/4} = 0,44 \text{ sec} \end{cases}$$

-sens (y-y) : $T_y = \min(0.42 , 0.44) = 0.42 \text{ sec} .$

Donc on prend :

$$\begin{cases} T_x = 0,30 \text{ sec} \\ T_y = 0,42 \text{ sec} \end{cases}$$

IV.5.2. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{(ART 4.2.3)} \quad (1)$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ groupe d'usage : } \mathbf{2} \\ * \text{ zone sismique : } \mathbf{II} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A=0.15} \quad (1)$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement () et de la période fondamentale de la structure (T).

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$\longrightarrow \begin{cases} D_x = 2,5y \dots\dots\dots 0 < T_x < T_2 \\ D_y = 2,5y \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \dots\dots T_2 < T_y < 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Sol meuble site3 (T1 =0.15 sec, T2 =0.50 sec)

: **Facteur de correction d'amortissement** donné par la formule :

$$y = \sqrt{\frac{7}{(2+\zeta)}} \geq 0,7 \dots\dots\dots (1)$$

ζ (%) : est Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages [tableau 4.2] (1)

Pour notre cas on prend $\zeta = 7\%$

Donc : $y = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} \geq 0,7 \longrightarrow = 0,88$

Alors :

$$\longrightarrow \begin{cases} Dx = 2,5y \dots 0 < Tx < T2 \\ Dy = 2.5y \left(\frac{T_2}{Ty}\right)^{2/3} \dots T2 < Ty < 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Donc :

$$\longrightarrow \begin{cases} Dx = 2,5y = 2,5 \times 0,88 = 2,2 \\ Dy = 2.5y \left(\frac{T_2}{Ty}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,42}\right)^{2/3} = 2,46 \end{cases}$$

Coefficient de comportement :

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé (R=4).

➤ **Q : facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (2)$$

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

Sa valeur est donné par le tableau **4.4 (RPA 99/version 2003)**.

Tableau IV.1. Facteur de qualité

Critère q	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les sites de contreventement	Non	0.05	non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	non	0.05
Régularité en plan	Oui	00	oui	00
Régularité en élévation	Oui	00	oui	00
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité matériaux	Non	0.1	non	0.1

$$Q//xx = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.25$$

$$Q//yy = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.25$$

Danc: **Q= 1,25**

➤ **W : poids de la structure :**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + S W_{Qi} \quad (1)$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher "i";

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau "i";

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau "i";

: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

=0,2 (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). **(Tableau 4.5) (1)**

On calcule les coefficients C_x, C_y qui sont obtenus par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \quad \text{Suivant l'axe X.} \\ C_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \quad \text{Suivant l'axe Y.} \end{array} \right.$$

Sachant que :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = C_x \times W \\ V_y = C_y \times W \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = \frac{0,25 \times 2,2 \times 1,25}{4} = 0,171 \quad \text{Suivant l'axe X.} \\ C_y = \frac{0,25 \times 2,46 \times 1,25}{4} = 0,191 \quad \text{Suivant l'axe Y.} \end{array} \right.$$

L'effort tranchant :

:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 0,171 \times W \\ V_y = 0,191 \times W \end{array} \right.$$

Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisée par le "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet 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 déterminées par la méthode statique équivalente “ V ” pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport :

$$\text{Le rapport } \frac{0,8V}{V_t} .$$

IV .5.3. Interprétation des résultats de l'analyse sismique

a). Modèle initial :

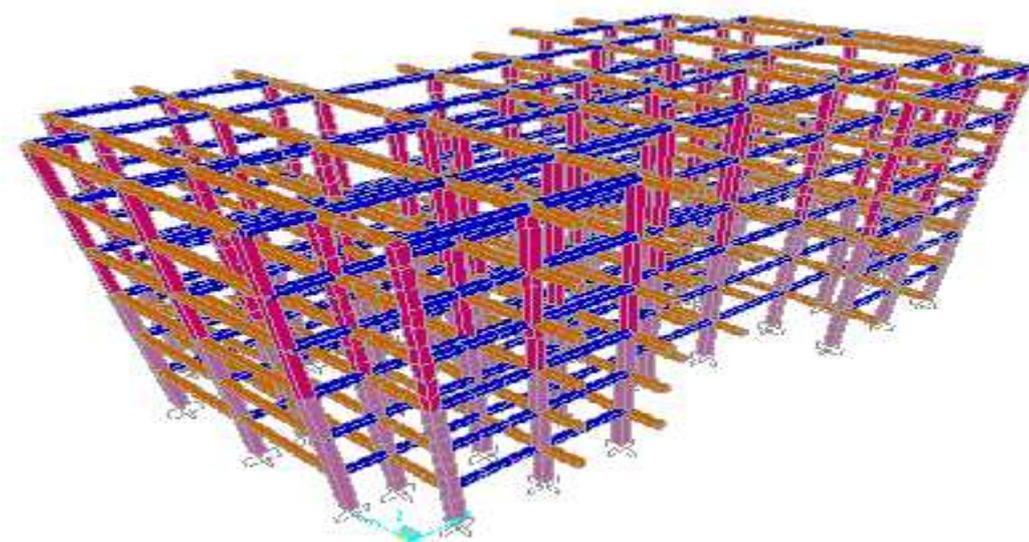


Figure IV.1 : Modèle initial.

Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau. IV.2 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial

mode	Période (sec)	UX (mm)	UY (mm)	UZ (mm)	$\sum u$	$\sum u$	$\sum u$
1	1.42323	0.00819	0.05501	0	00.081	55.010	0
2	1.26976	0.54896	0.00295	0	54.896	55.269	0
3	1.22149	0.00042	0.01236	0	56.913	55.695	0
4	0.65180	0.00000	0.16789	0	68.845	69.158	0
5	0.59809	0.00003	0.00095	0	77.231	75.166	0
6	0.47415	0.00036	0.00000	0	77.695	76.325	0
7	0.44558	0.11084	0.01257	0	79.258	77.159	0
8	0.41596	0.00001	0.00369	0	79.369	79.022	0
9	0.39526	0.00002	0.05256	0	81,021	87,136	0
10	0.38295	0.00050	0.00225	0	83,652	92,461	0
11	0.34696	0.00006	0.00008	0	90,714	92,469	0

On constate que le modèle présente :

Une période fondamentale : $T=1,42\text{sec}$.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **11^{ème}** mode,

- Le 1^{er} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à X-X
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

D'après le fichier des résultats de sap 2000 on a :

A.1. Vérification

la période :

Comparons maintenant les périodes obtenues par le SAP 2000 et celles calculées par les formules empiriques.

$$T_{x(RPA99)} = 1,3 \times 0,3 = 0,39 \text{ sec} > T_{x(SAP2000)} = 1,42 \text{ sec} \quad (C.N.V)$$

$$T_{y(RPA99)} = 1,3 \times 0,42 = 0,54 \text{ sec} > T_{y(SAP2000)} = 1,42 \text{ sec} \quad (C.N.V)$$

la force sismique :

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2934.36 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 2636.95 \text{ KN} \end{cases}$$

On a : $w=22346,92 \longrightarrow \begin{cases} V_x = 0,171 \times 22346,92 = 3821,32 \text{ KN} \\ V_y = 0,191 \times 22346,92 = 4268,26 \text{ KN} \end{cases}$

$V_{XSAP} = 2934,36 \text{ KN} \leq 0,8.V_{XRPA} = 0,8(3821,32) = 3057,05 \text{ KN} \dots\dots\dots C..V$
 $V_{YSAP} = 2636,95 \text{ KN} \leq 0,8.V_{YRPA} = 0,8(4268,26) = 3414,60 \text{ KN} \dots\dots\dots C..V$

Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,04 \right.$ Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,29 \right.$

Donc tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) seront multipliés par les rapports utilisés dans la vérification dans les deux sens .

A.2.Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisée par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta} \quad \mathbf{(1)}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he \quad \mathbf{(1)}$

Où : he : représente la hauteur de l'étage.

Avec : $\begin{cases} u_K^x = R u_{eK}^x & \text{et} & u_K^y = R u_{eK}^y \\ \Delta_K^x = u_K^x - u_{K-1}^x & \text{et} & \Delta_K^y = u_K^y - u_{K-1}^y \end{cases} \quad \mathbf{(1)}$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

u_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, u_{eK}^y).

➤ **Déplacements inter étages du modèle initial :**

Tableau IV.3 : Vérification des déplacements inter étages du modèle initial.

Niveaux	ex(mm)	ey(mm)	R* ex	R* ey	ex	ey	0,01h	Observation
6 ^{ème}	16.18	14.6	90.64	90.65	28.24	17.55	30,6	vérifier
5 ^{ème}	13.6	12.5	62.4	54.4	17.2	18.13	30,6	vérifier
4 ^{ème}	11.3	9.5	45.2	38	22.4	18.13	30,6	vérifier
3 ^{ème}	5.7	6.8	22.8	27.2	10.4	16.38	30,6	vérifier
2 ^{ème}	3.1	4.3	12.4	17.2	7.6	12.87	30,6	vérifier
1 ^{ème}	1.2	1.6	4.8	6.4	5.2	7.7	30,6	vérifier

b). Modèle 1➤ **Caractéristiques dynamiques propres :**

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau. IV.4.Périodes et facteurs de participation massique du modèle 1.

Mode	Période	UX	UY	UZ	$\sum u$	$\sum u$	$\sum u$
1	0.79025	12.8844	2.9588	0	00,073	2.0214	0
2	0.70503	7.1018	64.0155	0	69,265	66.2156	0
3	0.67823	52.3469	3.2155	0	71,580	69.1236	0
4	0.36191	3.9588	0.6543	0	89,940	70.988	0
5	0.33209	51.5894	0.2548	0	79,045	70.98	0
6	0.26327	39.2587	2.0548	0	81,090	79.222	0
7	0.24741	6.02547	18.2214	0	86,210	83.2712	0
8	0.23096	0.215894	6.0215	0	88,329	89,229	0
9	0.21947	15.2554	12.0288	0	88,329	89,647	0
10	0.21263	1.13256	26.0214	0	98,656	90,721	0

On constate que le modèle présente :

Une période fondamentale : T=0,79sec.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **10^{ème}** mode,

- Le 1^{er} mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

b.1. Vérification

la période :

Comparons maintenant les périodes obtenues par le SAP 2000 et celles calculées par les formules empiriques.

$$T_{x(RPA99)} = 1,3 \times 0,30 = 0,39 \text{ sec} > T_{x(SAP2000)} = 0,79 \text{ sec} \quad (C.N.V)$$

$$T_{y(RPA99)} = 1,3 \times 0,42 = 0,54 \text{ sec} > T_{y(SAP2000)} = 0,79 \text{ sec} \quad (C.N.V)$$

la force sismique :

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2895.32 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 2469.12 \text{ KN} \end{cases}$$

On a : $w=24702.28$ \longrightarrow $\begin{cases} V_x = 0,171 \times 24702,28 = 4224,08 \text{ KN} \\ V_y = 0,191 \times 24702.28 = 4718.13 \text{ KN} \end{cases}$

$$V_{XSAP} = 2895.32 \text{ KN} \leq 0,8.V_{XRPA} = 0,8(4224,08) = 3379,26 \text{ KN} \dots\dots\dots C..V$$

$$V_{YSAP} = 2469.12 \text{ KN} \leq 0,8.V_{YRPA} = 0,8(4718.13) = 3774.50 \text{ KN} \dots\dots\dots C..V$$

Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,16 \right.$ Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,52 \right.$

Déplacements inter étages du modèle 1:**Tableau IV.5:** Vérification des déplacements inter étages du modèle1.

Niv	ex(mm)	ey(mm)	R* ex	R* ey	ex	ey	0,01h	observation
6 ^{ème}	24,8	24.8	99.2	127	22	36	30,6	Non vérifier
5 ^{ème}	19.3	19.3	77.2	91	16.4	30.6	30,6	Non vérifier
4 ^{ème}	15.2	15.1	60.8	60.4	22	24.4	30,6	vérifier
3 ^{ème}	9.7	9	38.8	36	17.6	15.6	30,6	vérifier
2 ^{ème}	5.3	5.1	21.2	20.4	14.8	14.8	30,6	vérifier
1 ^{ème}	1.6	1.4	6.4	5.6	14.6	14.5	30.6	vérifier

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure on rajoutant des voiles.

Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure qui assure un bon comportement sismique.

Les voiles de contreventement seront disposés de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faut déterminer, le nombre de voiles nécessaires a rajouter ainsi que leurs positions.

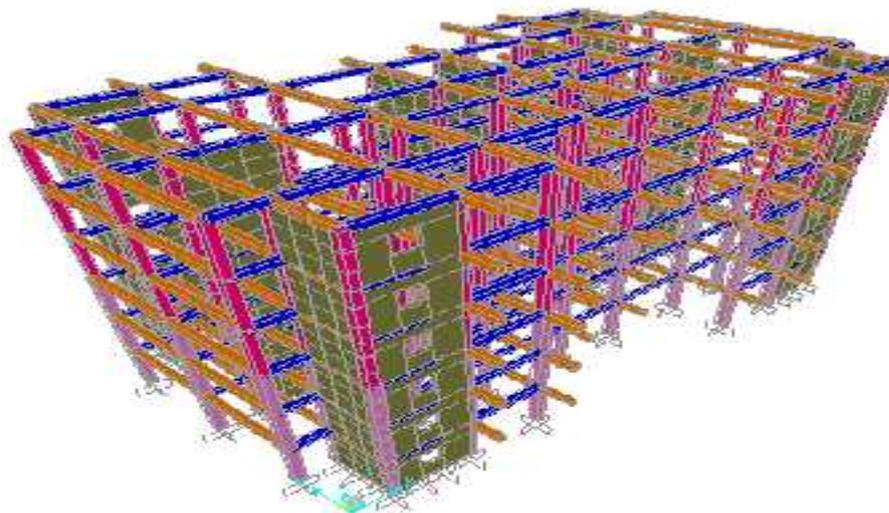
C) Modèle final :**Figure IV.3.** Modèle final.

Tableau. IV.6.Périodes et facteurs de participation massique du modèle final

Mode	période	UX	UY	UZ	$\sum u$	$\sum u$	$\sum u$
1	0.38447	6,422	62,471	0	65,396	35,034	0
2	0.38020	62,949	6,866	0	72,771	61,040	0
3	0.30652	0,764	0,472	0	72,850	61,860	0
4	0.10251	2,347	15,104	0	81,275	73,257	0
5	0.09420	15,00	2,471	0	81,275	73,353	0
6	0.07965	0,079	0,050	0	88,731	73,359	0
7	0.07560	0,988	6,081	0	88,750	73,677	0
8	0.07283	5,948	0,965	0	92,758	76,090	0
9	0.07276	6,422	62,471	0	93,207	77,525	0
10	0.07155	7,949	6,866	0	93,612	77,539	0
11	0.07152	0,764	0,472	0	94,718	77,543	0
12	0.07148	2,347	15,104	0	94,750	83,195	0

On constate que le modèle présente :

Une période fondamentale : $T=0,38\text{sec}$.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **12^{ème}** mode,

- Le 1^{er} mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

Vérification:

Comparons maintenant les périodes obtenues par le SAP 2000 et celles calculées par les formules empiriques.

$$T_{x(RPA99)} = 1,3 \times 0,30 = 0,39 \text{ sec} > T_{x(SAP2000)} = 0,38 \text{ sec} \quad (C.V)$$

$$T_{y(RPA99)} = 1,3 \times 0,42 = 0,54 \text{ sec} > T_{y(SAP2000)} = 0,38 \text{ sec} \quad (C.V)$$

la force sismique :

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 5016,98 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 6217,60 \text{ KN} \end{cases}$$

On a : $w=27893,65 \longrightarrow \begin{cases} V_x = 0,171 \times 27893,65 = 4769,81 \text{ KN} \\ V_y = 0,191 \times 27893,65 = 5327,68 \text{ KN} \end{cases}$

$$V_{XSAP} = 5016,98 \text{ KN} \leq 0,8.V_{XRPA} = 0,8(4769,81) = 3815,84 \text{ KN} \dots\dots\dots C..V$$

$$V_{YSAP} = 621 \text{ KN} \leq 0,8.V_{YRPA} = 0,8() = 8052,78 \text{ KN} \dots\dots\dots C..V$$

$$\text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,40 \right.$$

$$\text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,03 \right.$$

Déplacements inter étages du modèle final.

Tableau IV.7 . Vérification des déplacements inter étages du modèle final.

Niv	ex(mm)	ey(mm)	R* ex	R* ey	ex	ey	0,01h	observation
6 ^{ème}	13,46	12,39	53,88	49,56	2,44	2,68	30,6	Vérifier
5 ^{ème}	12,68	11,70	51,44	46,80	4,20	10,41	30,6	Vérifier
4 ^{ème}	11,80	9,58	47,24	36,32	0,16	3,69	30,6	Vérifier
3 ^{ème}	11,77	8,13	47,08	32,52	11,52	4,35	30,6	Vérifier
2 ^{ème}	8,89	6,04	35,56	24,16	0,92	16,96	30,6	Vérifier
1 ^{ème}	8,66	1,80	34,64	7,20	34,64	7,20	30,6	Vérifier

IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- (les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

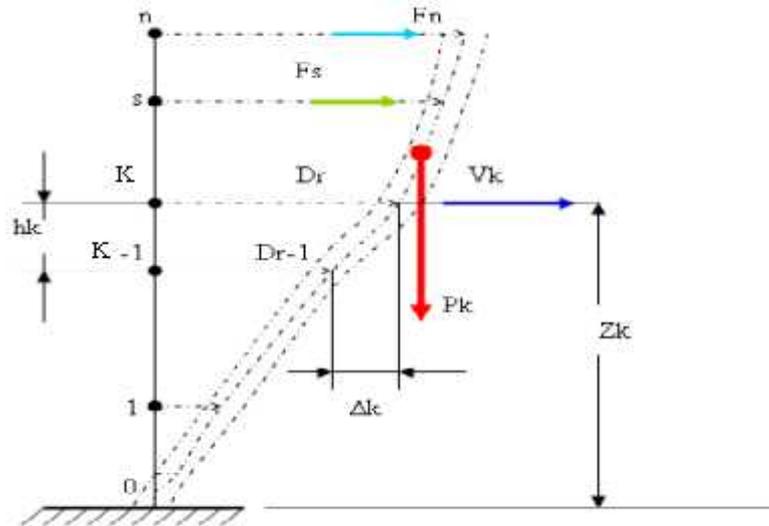


Figure IV.4. Evaluation des effets de second ordre.

les effets de second ordre (l'effet p-) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux :

$$" = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (1)$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + sW_{Qi}) \quad \text{déjà calculé.}$$

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 d'étage 'k' comme indique-la figure.

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants

Tableau IV.9 : Vérification l'effet p- inter étages du modèle final.

Niveau x	P(KN)	V _x (KN)	V _y (KN)	ex(m)	ey(m)	H(m)	x	y	Observat ion
5 ^{ème}	966,133 9	2701,1	2676,0	0,0295	0,031	18.36	0,028	0,002	vérifier
4 ^{ème}	926,763 5	4432,1	4361,7	0,0305	0,0246	15.3	0,002	0,003	vérifier
3 ^{ème}	953,934 8	5792,7	5679,7	0,03	0,0181	12.24	0,012	0,015	vérifier
2 ^{ème}	974,849 2	6762,4	6614,5	0,028	0,0118	9.18	0,059	0,017	vérifier
1 ^{er}	1015,03 1	7385,7	7218,3	0,021	0,0061	6.12	0,069	0,020	vérifier
RDC	1054,04 6	7698,5	7528,9	0,0095	0,0019	3.06	0,080	0,058	vérifier

IV.8 Conclusions

1. Les déplacements inter étages sont tous vérifiés
2. On constate d'après le Tableau IV.9 que la structure étudiée est justifiée vis à vis l'effet **P-** ,

Alors, ce sont les éléments de la structure correspondant au modèle final pour la construction qui seront ferrailés dans les chapitres qui suivent.

V.FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91** et le **RPA99 version 2003**.

V.2. Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications :

La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;

Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque niveau.

La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

V.3. Section minimales et maximales

Selon **RPA 99 ver 2003** Les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. V.1. Sections minimales et maximales

Elément	Section minimale	Section maximale	
		Zone courante	Zone de recouvrement
Poteaux	0.9%	3.0%	6,0%
Poutres	0.5%	4.0%	6,0%
Voiles	0.2%	/	/

V.3.1. Diamètre des barres

Pour les voiles le diamètre des barres utilisées ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur des voiles (2), ce qui nous donne un diamètre maximal de 20mm.

D'après **RPA 99 ver 2003** Le diamètre minimal des barres longitudinales est de 12mm pour les poteaux et les poutres et de 10mm pour les voiles .

V.4. Ferrailage des poteaux

V.4.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M,N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal (N) par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

-  Section entièrement tendue *SET*.
-  Section entièrement comprimée *SEC*.
-  Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

a. Situation durable:

- **Béton:** $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\sigma_b = 14,17\text{MPa}$
- **Acier:** $s=1,15$; Nuance *FeE400* ; $s=348\text{MPa}$

b. Situation accidentelle:

- **Béton:** $b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $b_c=18,48\text{MPa}$
- **Acier:** $s=1,00$; Nuance *FeE400* ; $s=400\text{MPa}$

Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

Selon BAEL 91 :

ELU: Situation durable : $1,35G+1,5Q$

ELS: Situation durable : $G+Q$

a. Selon RPA 99 : Situation accidentelle :

-  $G+Q+E$
-  $0,8G\pm E$

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- N^{max}, M^{corr} 2- M^{max}, N^{corr} **V.4.2. Recommandation Selon RPA99 Version 2003**

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12 mm .
- La longueur minimale de $50 \varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm .
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Ferraillage avec le logiciel SOCOTEC :

Le logiciel « SOCOTEC » est utilisé pour le ferraillage des sections soumises à la flexion composée.

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en ne considérant que le plus grand

Moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N_{max}, M_{corr}).

2- Le moment maximum et l'effort correspondant (M_{max}, N_{corr}).

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie

Correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable)

Les résultats des efforts et ferraillage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

Combinaison 1,35G+1,5Q :

A- N^{max} , M^{corr}

Tableau. V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max} , M^{corr})

Etage	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
5 ^{ème}	35x35	611.47	29.807	SEC	0	0	11.025
4 ^{ème}	35x35	1002.37	69.454	SEC	0	0	11.025
3 ^{ème}	35x35	1391.52	28.537	SEC	0	0	11.025
2 ^{ème}	40x40	1780.28	27.069	SEC	0	0	14.4
1 ^{er}	40x40	2439.51	30.597	SEC	0	0	14.4
RDC	40x40	3115.39c	16.758	SEC	0	0	14.4

b- M^{max} , N^{corr}

Tableau. V.3 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max} , N^{corr})

Etage	Sections (cm ²)	M ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
5 ^{ème}	35x35	501.36	614,12	SEC	0	4.89	11.025
4 ^{ème}	35x35	511.23	790,79	SEC	0	1.54	11.025
3 ^{ème}	35x35	980.02	929,21	SEC	0	0	11.025
2 ^{ème}	40x40	1002.54	1103,67	SEC	0	0	14.4
1 ^{er}	40x40	1107.45	1463,84	SEC	0	0	14.4
RDC	40x40	958.66	1852.06	SEC	0	0	14.4

Situation accidentelle:

- Combinaison : G+Q±E

A- N^{max} , M^{corr}

Tableau V.4. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max} , M^{corr})

Etage	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
5 ^{ème}	35x35	485.21	89.30	SPC	0	0.66	11.025
4 ^{ème}	35x35	659.65	176.27	SPC	0	0	11.025
3 ^{ème}	35x35	980.01	295.78	SPC	0	0	11.025
2 ^{ème}	40x40	1005.89	313.76	SPC	0	0	14.4
1 ^{er}	40x40	1173.15	323.52	SPC	0	0	14.4
RDC	40x40	1687.20	353.02	SPC	0	0	14.4

b- (M^{\max} , N^{corr}) :Tableau. V.5. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

Etage	Sections (cm^2)	M^{\max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm^2)
5 ^{ème}	35x35	146.53	190..21	SPC	0	3.14	11.025
4 ^{ème}	35x35	298.188	317.12	SPC	0	3.78	11.025
3 ^{ème}	35x35	351.307	595.14	SPC	0	0	11.025
2 ^{ème}	40x40	381.7	718.54	SPC	0	0	14.4
1 ^{er}	40x40	343.792	997.61	SPC	0	0	14.4
RDC	40x40	338.204	1217.23	SEC	0	0	14.4

➤ Combinaison : 0,8G±E

a- (N^{\max} , M^{corr}) :Tableau V.6. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Etage	Sections (cm^2)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm^2)
5 ^{ème}	35x35	343.68	79.259	SPC	0	0.49	11.025
4 ^{ème}	35x35	615.24	184.168	SPC	0	0.34	11.025
3 ^{ème}	35x35	954.12	306.799	SPC	0	0	11.025
2 ^{ème}	40x40	1442.17	209.39	SEC	0	0	14.4
1 ^{er}	40x40	1948.01	206.933	SEC	0	0	14.4
RDC	40x40	2370.71	256.897	SEC	0	0	14.4

b- (M^{\max} , N^{corr}) :Tableau. V.7. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

Etage	Sections (cm^2)	M^{\max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm^2)
5 ^{ème}	35x35	141.67	121.3	SPC	0	5.32	11.025
4 ^{ème}	35x35	223.78	255.9	SPC	0	6.88	11.025
3 ^{ème}	35x35	344.26	414.74	SPC	0	4.8	11.025
2 ^{ème}	40x40	313.95	589.91	SPC	0	0	14.4
1 ^{er}	40x40	316.95	772.26	SPC	0	0	14.4
RDC	40x40	449.05	952.61	SPC	0	0	14.4

Choix des armatures :

On remarque que le ferrailage maximum a été obtenu par la combinaison (0,8±E).

Tableau.V.8 : Choix des armatures des poteaux

Etage	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
5 ^{ème}	35x35	7.64	11.025	36	73.5	4T14+8T12	15.21
4 ^{ème}	35x35	12.34	11.025	36	73.5	4T14+8T12	15.21
3 ^{ème}	35x35	16.50	11.025	36	73.5	4T14+8T12	15.21
2 ^{ème}	40x40	13.75	14.4	48	96	4T16+8T14	20.36
1 ^{er}	40x40	7,64	14.4	48	96	4T16+8T14	20.36
RDC	40x40	1.61	14.4	48	96	4T16+8T14	20.36

V.4.3. Vérification à l'état limite de service « E.L.S » :

La vérification s'effectue selon les règles de « BAEL91 » suivant la méthode indiquée :

Flexion composée avec compression, justification à l'état limite de service.

Béton :

$$f_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Acier :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $f_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, 150y\right)$

Fissuration très préjudiciable..... $f_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3}f_e, 110y\right)$

Avec :

=1,6 pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $f_s=201.63MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- **Combinaison : G+Q**

a- (N^{max}, M^{corr})

Tableau .V.9. Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés

Etage	Sections (cm ²)	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
5 ^{ème}	35x35	12.14	417.90	SEC	44.52	201.63	5.90	15	Vérifier
4 ^{ème}	35x35	12.14	746.77	SEC	69.30	201.63	5.92	15	Vérifier
3 ^{ème}	35x35	13.06	825.253	SEC	63.90	201.63	4.70	15	Vérifier
2 ^{ème}	40x40	15.26	925.325	SEC	75.29	201.63	4.83	15	Vérifier
1 ^{er}	40x40	15.36	1090.58	SEC	75.40	201.63	4.99	15	Vérifier
RDC	40x40	15.36	1040.2	SEC	84.90	201.63	4.14	15	Vérifier

b- (M^{max}, N^{corr})

Tableau .V.10. Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés

Etage	Sections (cm ²)	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
5 ^{ème}	35x35	54.14	190.32	SPC	63..30	201.63	5.20	15	Vérifier
4 ^{ème}	35x35	76.26	416.12	SEC	67.15	201.63	6.54	15	Vérifier
3 ^{ème}	35x35	87.66	486.16	SEC	75.35	201.63	5.51	15	Vérifier
2 ^{ème}	40x40	99.44	688.32	SEC	120.48	201.63	8.00	15	Vérifier
1 ^{er}	40x40	107.04	851.01	SEC	77.97	201.63	5.38	15	Vérifier
RDC	40x40	86.21	921.33	SEC	108.48	201.63	7.65	15	Vérifier

V.4.4. Vérification de l'effort tranchant :

a-Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_u \text{ poteau carrée (ART A.5.1.1) (3)}$$

$$\tau_u = \frac{1,4T_u}{wd} \leq \tau_u \text{ poteau circulaire}$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

u : Contrainte de cisaillement.

f_u : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte f_u doit être limité aux valeurs suivantes :

* Selon le CBA 93 :

$f_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$f_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

* Selon le RPA 99 version 2003 : (1)

$$f_u = \dots_d f_{c28}$$

$d=0,075$si l'élancement ≥ 5

$d=0,040$si l'élancement < 5

Avec :

L : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .V.11. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés

Etage	Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)		d	f_u^{RPA} (MPa)	f_u^{BAEL} (MPa)	Vérification
5 ^{ème}	35x35	60.22	0.302	21.20	0.075	1.0	2,50	vérifiée
4 ^{ème}	35x35	145.2	0.305	21.20	0.075	1.0	2,50	vérifiée
3 ^{ème}	35x35	170.35	0.282	21.20	0.075	1.0	2,50	vérifiée
2 ^{ème}	40x40	181.18	0.282	18.55	0.075	1.0	2,50	vérifiée
1 ^{er}	40x40	121.36	0.268	18.55	0.075	1.0	2,50	vérifiée
RDC	40x40	132.98	0.592	18.55	0.075	1.0	2,50	vérifiée

V.4.5. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

* Selon **BAEL91 modifié 99** :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) = 31,5 \text{ cm} \\ \xi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \xi_l\right) = 1,14 \text{ cm} \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{f_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \quad ; \quad \frac{A_t}{S_t} \geq 0,05 \text{ cm} \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\emptyset_t : Diamètre des armatures transversales.

\emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinales.

* Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$a=2,5 \dots \dots \dots \text{si } g \geq 5$$

$$a=3,75 \dots \dots \dots \text{si } g < 5$$

g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

S_t 10cm.....Zone nodale (zone II).

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10w_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone II)}.$$

\emptyset_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme

suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots si \} _g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots si \} _g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \} _g < 5 \end{cases}$$

g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\} _g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau. ($L_f=L/2$ poteau bi encasté).

Pour les armatures transversales $f_e=400MPa$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Armatures transversales :

$$w_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; w_l \right\} \Rightarrow w_t = \min \left\{ \frac{400}{35}; \frac{400}{10}; 14 \right\} \leq 11,43 \text{ mm}$$

On prend $w_t = 10 \text{ mm}$

$$A_t = 4w_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Calcul L'espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min \{0,9 . d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{0,9 \times 27 ; 40 \text{ cm}\} = 24,3 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification d'après le (R.P.A.91)

🚩 Zone nodale : $S_t \leq \min(10w_l ; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

🚩 Zone courante : $S_t \leq 15w_l = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Tableau .V.12. Espacements maximales selon RPA99

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (mm)	
				Zone nodale	Zone courante
5 ^{ème}	35x35	4T14+8T12	14	10	15
4 ^{ème}	35x35	4T14+8T12	14	10	15
3 ^{ème}	35x35	4T14+8T12	16	10	15
2 ^{ème}	40x40	4T16+8T14	16	10	15
1 ^{ère}	40x40	4T16+8T14	16	10	15
RDC	40x40	4T16+8T14	20	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau. V.13 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Section (cm ²)	Etage	L _f (m)	g (%)	a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
35x35	5 ^{ème}	2.142	6.12	2,5	78.75	N	10	2.42	4T10	3,14
						C	15	1.61	4T10	3,14
35x35	4 ^{ème}	2.142	6.12	2.5	51.3	N	10	1.50	4T10	3,14
						C	15	0.87	4T10	3,14
35x35	3 ^{ème}	2.142	6.12	2.5	50.23	N	10	1.14	4T10	3,14
						C	15	0.87	4T10	3,14
40x40	2 ^{ème}	2.142	5.35	3,75	48.02	N	10	1.06	4T10	3,14
						C	15	0.76	4T10	3,14
40x40	1 ^{ère}	2.142	5.35	3,75	36.13	N	10	0.82	4T10	3,14
						C	15	0.72	4T10	3,14
40x40	RDC	2.14	5.35	3,75	31.89	N	10	0.50	4T10	3,14
						C	15	0.33	4T10	3,14

V.4.6. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone II.

Pour :

Ñ Ø=20mm.....L_r=100cm

Ñ Ø=16mm.....L_r=80cm

Ñ Ø=14mm.....L_r=70cm

Ñ Ø=12mm.....L_r=60cm

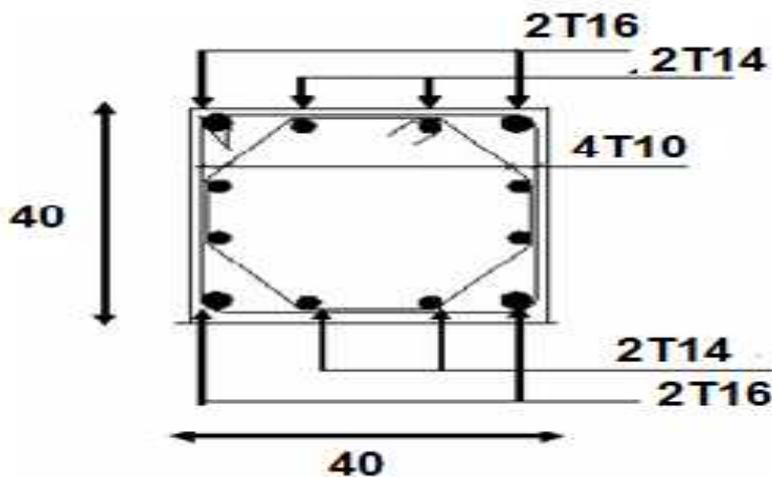


Figure .5.1. Schéma de ferrailage RDC et 1,2^{ème} étages

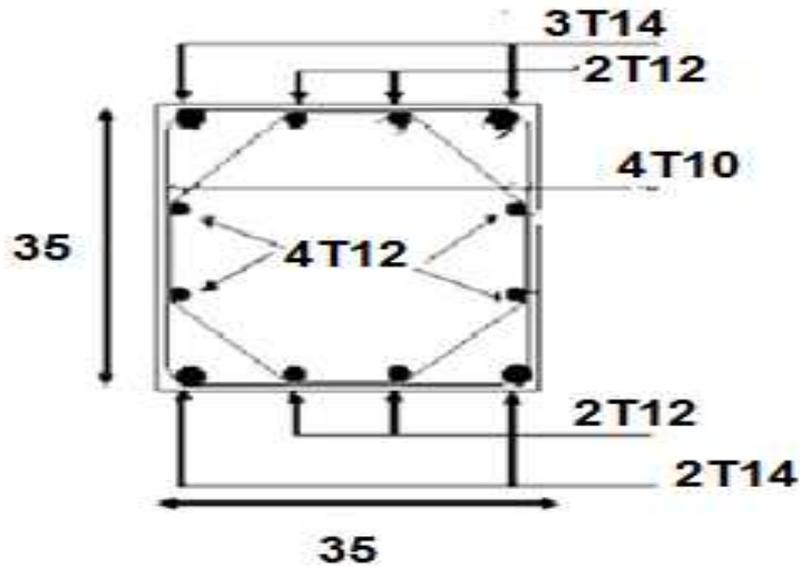


Figure 5.2. Schéma de ferrailage 3, 4,5^{ème} étages

V.5. Ferrailage des Poutres

V.5 .1.Introduction:

Les poutres sont des éléments de chaînages horizontaux, soumises à des moments fléchissant et des efforts tranchants. Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple selon le B.A.E.L 91 tout en respectant les règles du règlement R.P.A 99 (1).

Pour le ferrailage on utilise la combinaison : $1,35 G + 1,5 Q$

Et la vérification se faite avec la combinaison : $G + Q$

Recommandation du RPA99 version 2003 (1) :

1_ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre

- 0,5% en toute section.

2_ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

3_ La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone II.

4_ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.5.2.Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1- Sens porteur

a. **Situation durable** : 1,35G+1,5Q

Tableau V.14 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_{sRPA}^{min} (cm²)</i>
5 ^{ème}	30x40	Travée	150.12	12.12	0	6.00
		Appui	98.32	7.81	0	6.00
4 ^{ème}	30x40	Travée	103.21	7.62	0	6.00
		Appui	94.02	7.20	0	6.00
3 ^{ème}	30x40	Travée	93.00	6.91	0	6.00
		Appui	137.25	12.22	0	6.00
2 ^{ème}	30x40	Travée	68.45	4.99	0	6.00
		Appui	140.26	10.72	0	6.00
1 ^{er}	30x40	Travée	59.08	4.23	0	6.00
		Appui	139.25	4.23	0	6.00
RDC	30x40	Travée	116.03	8.59	0	6.00
		Appui	57.48	4.05	0	6.00

a. situation accidentelle : G+Q+E

Tableau .V.15 : Ferrailage des poutres principales (30X40). (Situation accidentelle)

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_{sRPA}^{min} (cm²)</i>
5 ^{ème}	30x40	Travée	92.20	4.01	0	6.00
		Appui	47.49	4.8.63	0	6.00
4 ^{ème}	30x40	Travée	95.12	3.92	0	6.00
		Appui	82.32	7.05	0	6.00
3 ^{ème}	30x40	Travée	62.57	4.29	0	6.00
		Appui	102.5	8.02	0	6.00
2 ^{ème}	30x40	Travée	63.00	4.25	0	6.00
		Appui	105.08	7.89	0	6.00
1 ^{ère}	30x40	Travée	79.05	5.02	0	6.00
		Appui	100.5	6.75	0	6.00
RDC	30x40	Travée	83.21	4.02	0	6.00
		Appui	123.03	6.46	0	6.00

2. Sens non porteur :

2.1. Poutres secondaires:

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau .V.16 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_{sRPA}^{min} (cm²)</i>
5 ^{ème}	30x35	Travée	56.11	3.52	0	6.00
		Appui	101.22	4.36	0	6.00
4 ^{ème}	30x35	Travée	51.81	2.92	0	6.00
		Appui	97.77	6.24	0	6.00
3 ^{ème}	30x35	Travée	48.20	2.75	0	6.00
		Appui	66.39	6.55	0	6.00
2 ^{ème}	30x35	Travée	47.34	2.64	0	6.00
		Appui	73.08	6.26	0	6.00
1 ^{ère}	30x35	Travée	45.14	2.81	0	6.00
		Appui	69.85	6.25	0	6.00
RDC	30x35	Travée	43.50	2.71	0	6.00
		Appui	56.11	5.6	0	6.00

a. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau .V.17: Ferrailage des poutres secondaires (30X35). (Situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
5 ^{ème}	30x35	Travée	112.33	3.84	0	6.00
		Appui	57.36	8.23	0	6.00
4 ^{ème}	30x35	Travée	80.41	6.21	0	6.00
		Appui	105.72	8.01	0	6.00
3 ^{ème}	30x35	Travée	93.46	6.85	0	6.00
		Appui	99.09	10.58	0	6.00
2 ^{ème}	30x35	Travée	80.25	7.09	0	6.00
		Appui	96.23	10.8	0	6.00
1 ^{ère}	30x35	Travée	45.32	6.71	0	6.00
		Appui	75.01	10.35	0	6.00
RDC	30x35	Travée	3826	5.2	0	6.00
		Appui	57.23	7.01	0	6.00

V.5.3. Choix des armatures

Remarque :

Plusieurs choix sur le ferrailage ont été faite, de telles manières à vérifier toutes les conditions

Afin de satisfaire la vérification à L'ELS nous avons été obligés d'augmenter la section d'armature en appuis.

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Sens porteur

➤ Section d'armature tendue

$$A_s = \frac{M_U}{\bar{f}_s \times Z} = \frac{52.85 \times 10}{347.8 \times 0.36} = 4.22 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{30 \times 40}{1000}, 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.22 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Calcul des contraintes admissibles

➤ Dans le béton

$$\bar{f}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

➤ Dans l'acier fissuration préjudiciable

$$\overline{f}_{ser} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e; 150 \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 150 \times 1.6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

Vérification des armatures RPA99 VERSION 2003

- zone courante :

$$A_{max} = 4\% . b . h = 48 \text{ cm}^2 \succ 2T14 = 3.08 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

- zone de recouvrement.

$$A_{max} = 6\% . b . h = 72 \text{ cm}^2 \succ 3T14 = 4.62 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

- Condition de non fragilité selon

$$A_{max} = 0.5\% . b . h = 6,00 \text{ cm}^2 \succ 3T14 = 4.62 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

Les armatures transversales :

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

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 14 \right)$$

$$\Phi_t \leq \min (11.42 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 14 \text{ mm})$$

$$\Phi_t \leq 11.42 \text{ mm}$$

On prend $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ Espacement :

$$St \leq \min \{0,9 . d; 40 \text{ cm}\} = \min \{0,9 \times 37; 40 \text{ cm}\} = 33,3 \text{ cm}$$

➤ Vérification d'après le (R.P.A.91)

- Zone nodale : $St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12w; 30 \text{ cm} \right\}$

$$St \leq \min \{10 \text{ cm}; 16.8 \text{ cm}; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 10 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 8 \text{ cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

A. Poutres principales (30X40) :

Tableau .V.18 : Choix des armatures pour les poutres principales (30X40).

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	A_s^{max} (ZN)(cm ²)	A_s^{max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	<i>Choix des armatures</i>	A_s^{adp} (cm ²)
5 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6.00	8.46	3T14+3T14	9.24
		Appui				11.01	3T16+3T16	12.07
4 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6.00	7.75	3T14+3T14	9.24
		Appui				10.62	3T16+3T16	12.07
3 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6.00	5.52	3T14+3T14	9.24
		Appui				10.22	3T16+3T16	12.07
2 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6.00	4.59	3T14+3T14	9.24
		Appui				8.72	3T16+3T16	12.07
1 ^{er}	30x40	Travée	48	72	6.00	4.05	2T14+3T14	7.70
		Appui				7.87	3T16+2T16	10.06
RDC	30x40	Travée	48	72	6.00	4.35	2T14+3T14	7.70
		Appui				7.59	3T16+2T16	10.06

2. Sens non porteur :

b. Poutres secondaires (30X35)

Tableau. V. 18 : Choix des armatures pour les poutres secondaires.

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	A_s^{max} (ZN)(cm ²)	A_s^{max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	<i>Choix des armatures</i>	A_s^{adp} (cm ²)
5 ^{ème}	30x35	Travée	42	61.2	5.25	7.95	3T14+3T12	8,01
		Appui				7.25	3T14+3T14	9,24
4 ^{ème}	30x35	Travée	42	61.2	5.25	8.56	3T14+3T12	8,01
		Appui				6.71	3T14+3T14	9,24
3 ^{ème}	30x35	Travée	42	61.2	5.25	7.02	3T14+3T12	8,01
		Appui				5.21	3T14+3T14	9,24
2 ^{ème}	30x35	Travée	42	61.2	5.25	6.12	3T14+3T12	8,01
		Appui				4.30	3T14+3T14	9,24
1 ^{er}	30x35	Travée	42	61.2	5.25	5.62	3T12+2T12	5,66
		Appui				4.02	3T12+2T12	5,66
RDC	30x35	Travée	42	61.2	5.25	4.75	3T12+2T12	5,66
		Appui				3.55	3T12+2T12	5,66

V.5.4. Vérification dans l'état limite de service (E.L.S) :

V.5.4.1. Vérifications nécessaires :

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (1)$$

Avec : $f_{t28}=2,1MPa$; $f_e=400MPa$

Tableau .V.19. Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
30x40	7,70	1,46	Vérifiée
30x35	5,66	1,14	Vérifiée

V.5.4.2. Vérification vis à vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme)., puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton :**

$$\dagger_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

- **Acier :**

Ñ Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Ñ Fissuration préjudiciable... $\dagger_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110\sqrt{y \cdot ftj})\right)$

Ñ Fissuration très préjudiciable

$$\dagger_s = 0,8 \cdot \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110\sqrt{y \cdot ftj})\right)$$

Avec :

=1,6 pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\dagger_s=201,63MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

1. Sens porteur :

a. Combinaison G+Q

Tableau .V.20. Vérification des poutres principales

Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	\dagger_{bc} (MPa)	\dagger_s (MPa)	Vérif
Travée	58.08	6.86	3.26	15	83.6	Ok
Appui	75.20	5.49	3.95		64.6	

Tableau .V.21 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.

<i>Position</i>	M_{ser} (kNm)	b_c (MPa)	(MPa)	τ_{bc} (MPa)	s (MPa)	τ_s (MPa)	<i>Vérif</i>
<i>Travée</i>	41.09	5.57	3.61	15	62	240	Ok
<i>Appui</i>	74.51	2.26	2.46		26.7		

V.5.5. Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\tau_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau .V.22: Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre principale.

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	τ_u (MPa)	<i>Vérifié</i>
<i>5^{ème}</i>	30x40	65.01	0.84	2,5	OK
	30x40	86.78	0.84	2,5	OK
<i>4^{ème}</i>	30x40	70.12	0.84	2,5	OK
	30x40	91.04	0.84	2,5	OK
<i>3^{ème}</i>	30x40	75.48	0.84	2,5	OK
	30x40	99.12	0.83	2,5	OK
<i>2^{ème}</i>	30x40	81.45	0.83	2,5	OK
	30x40	102.36	0.84	2,5	OK
<i>1^{er}</i>	30x40	83.41	0.83	2,5	OK
	30x40	110.23	0.81	2,5	OK
<i>RDC</i>	30x40	97.00	0.84	2,5	OK
	30x40	120.23	0.81	2,5	OK

b. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_e=400\text{MPa}$).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 (2):

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{f_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{f_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 version 2003 : (1)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12w_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$w_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; w_l; \frac{b}{10}\right) = 1,00\text{cm}$$

On prend : $\varnothing_t=8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.23. Calcul des armatures transversales

Sens	T _u (kN)	u(MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
Porteur	112,27	0,83	36,45	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8
Non porteur	71,42	0,71	28,35	10	20	8	15	1,35	4T8

V.5.6. Recouvrement des armatures longitudinales :

$$L_r = 50\phi \text{ (zone III).}$$

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

$$\bar{N} \quad \phi = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 100\text{cm}$$

$$\bar{N} \quad \phi = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$$

$$\bar{N} \quad \phi = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 70\text{cm}$$

$$\bar{N} \quad \phi = 12\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 60\text{cm}$$

V.5.. Arrêt des barres :

$$\begin{array}{l} \text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L}{10} \\ \text{Armatures supérieures : } h' \geq \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \quad \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} \quad \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Avec :

$$L = \max (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$$

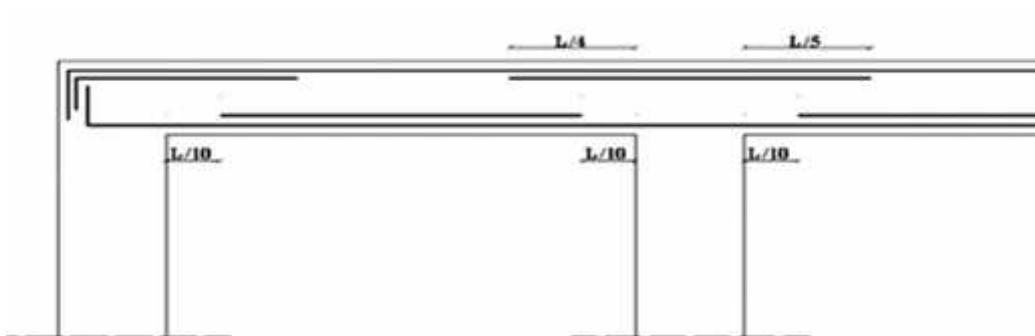


Figure.5.3. Arrêt des barres

V.5.8. Vérification de la flèche :

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_r = f_v - f_i \leq \bar{f} .$$

Tel que : Poutre porteuse : $\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0,97cm$ ($L = 4,85m < 5m$)

Poutre secondaire : $\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0,84cm$ ($L = 4,2m < 5m$)

Poutre palière : $\bar{f}_3 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,12cm$ ($L = 6,2 > 5m$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre "y₁" :

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \gamma_i} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \gamma_v}$$

Avec :

$$\gamma_i = \frac{0,05 f_{t28}}{u \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\gamma_v = \frac{0,02 f_{t28}}{u \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$u = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\eta = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau .V.24. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

	M _{ser} Kn:m	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)		σ_s (MPa)	i	v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
Poutre porteuse	46,07	6,62	22,81	0,0163	25,77	1,84	0,74	0,97	226197,99	89348,98	131678,42
Poutre non porteuse	32,92	4,73	20,46	0,0140	25,75	2,14	0,86	1,04	130510,30	44506,86	58899,86

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MP$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre porteuse):

$$f_{i1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 3,57mm \quad (L = 4,85m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 7,15mm$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{i1} = 3,58mm \quad \bar{f} = 9,4mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse):

$$f_{i2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 4,43mm \quad (L = 4,20m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 8,51mm$$

$$\Delta f_{T2} = f_{v2} - f_{i2} = 4,08mm \quad \bar{f} = 8,8mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v3} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 3,55mm$$

$$\Delta f_{T3} = f_{v3} - f_{i3} = 2,43mm \quad \bar{f} = 11,20mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

V.5.8. Vérification de la flèche.

Section	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	\bar{f} (mm)	Observation
30x45	3,54	7,14	3,6	9,4	Vérifier
25x40	4,45	8,54	4,09	8,8	Vérifier

Les poutres porteuses :

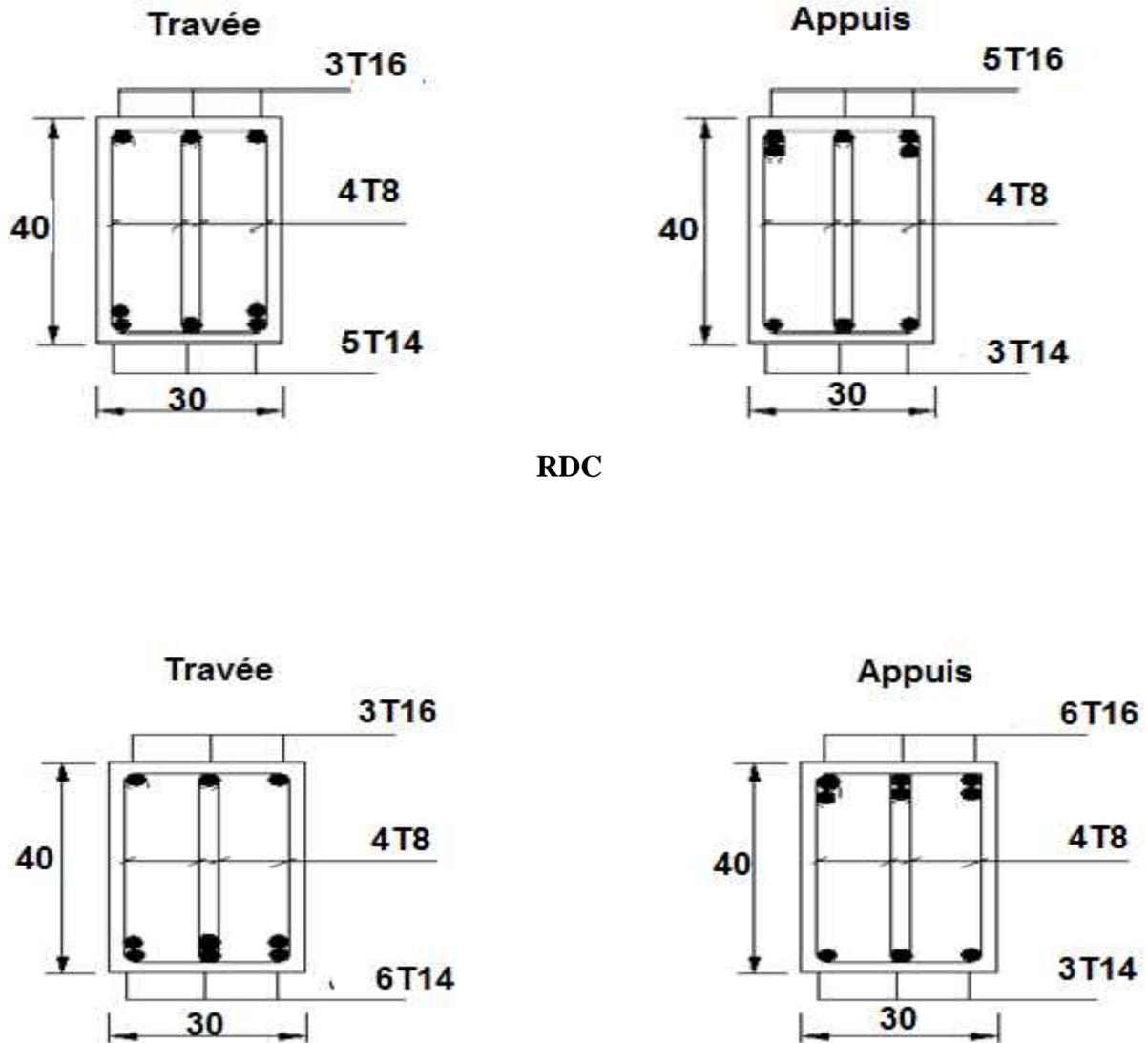


Figure 5.3. Schéma de ferrailage 1,2,et 3^{eme} étage

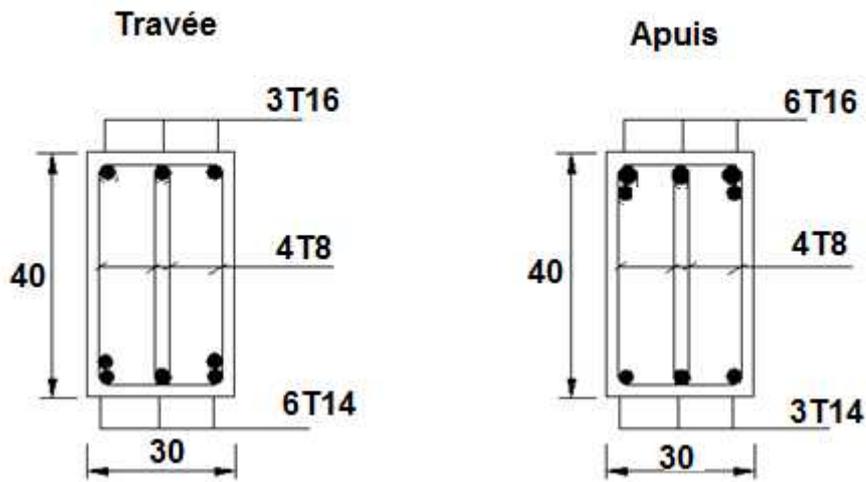
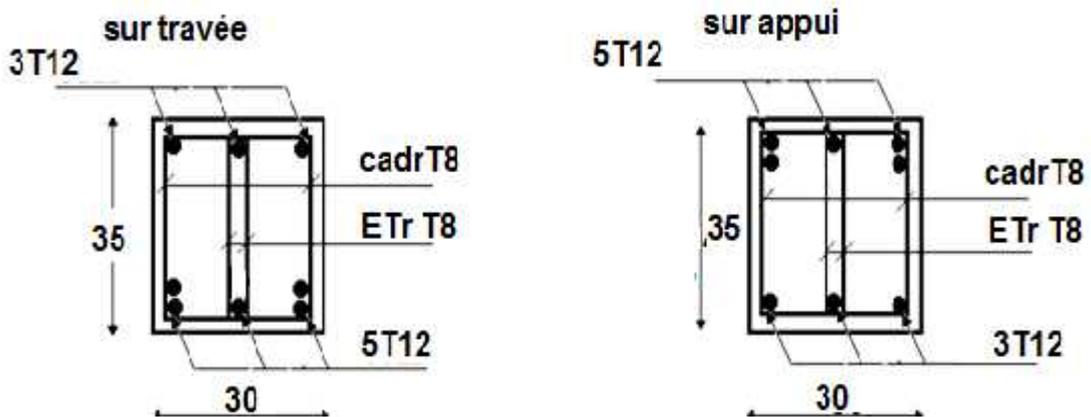


Figure V.4. Ferrailage des poutres porteuses
4 et 5^{eme} étages



RDC

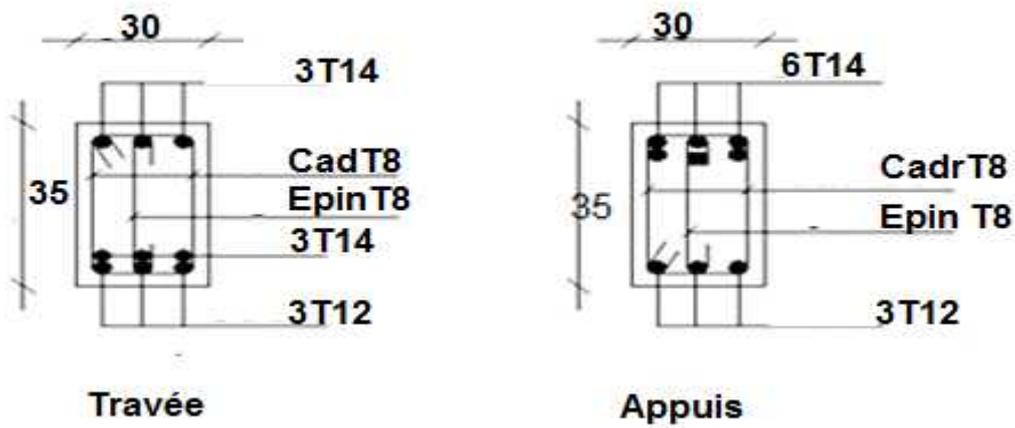


Figure V.5. Ferrailage des poutres non porteuses 1, 2 et 3^{ème} étages

4 et 5^{ème} étages

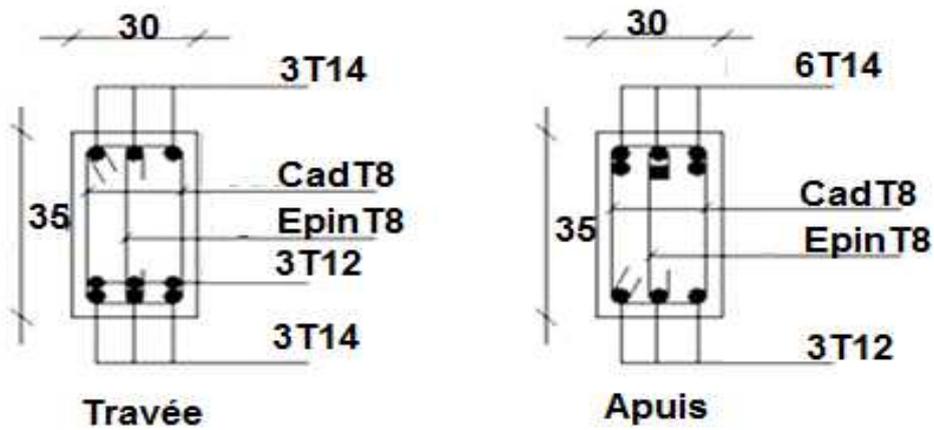


Figure V.6. Ferrailage des poutres non porteuses

V.6. FERRAILLAGE DES VOILES

V.6.1. Généralités :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé. et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

V.6.2. Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.6.3. Rôle de contreventement :

Un voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

Dans ce qui suit, nous présentons deux méthodes de calcul des voiles : la première méthode dite méthode des contraintes (ou méthode simplifiée), elle suppose que le diagramme des contraintes dans la section du voile est linéaire et le calcul des sollicitations est basé sur ce diagramme.

La deuxième méthode est basée sur des recommandations réglementaires et expérimentales. Le voile est considéré comme un élément vertical sollicité en flexion composée, (N_u , M_u) et un effort tranchant V_u

Les différentes étapes de calcul et vérifications pour cette dernière méthode seront effectuées selon le code American ACI-318-02 (American Concrete Institute), tout en faisant référence aux recommandations des RPA 99 Ver. 2003 ainsi que l'Euro code 8.

V.6.4. Introduction au ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

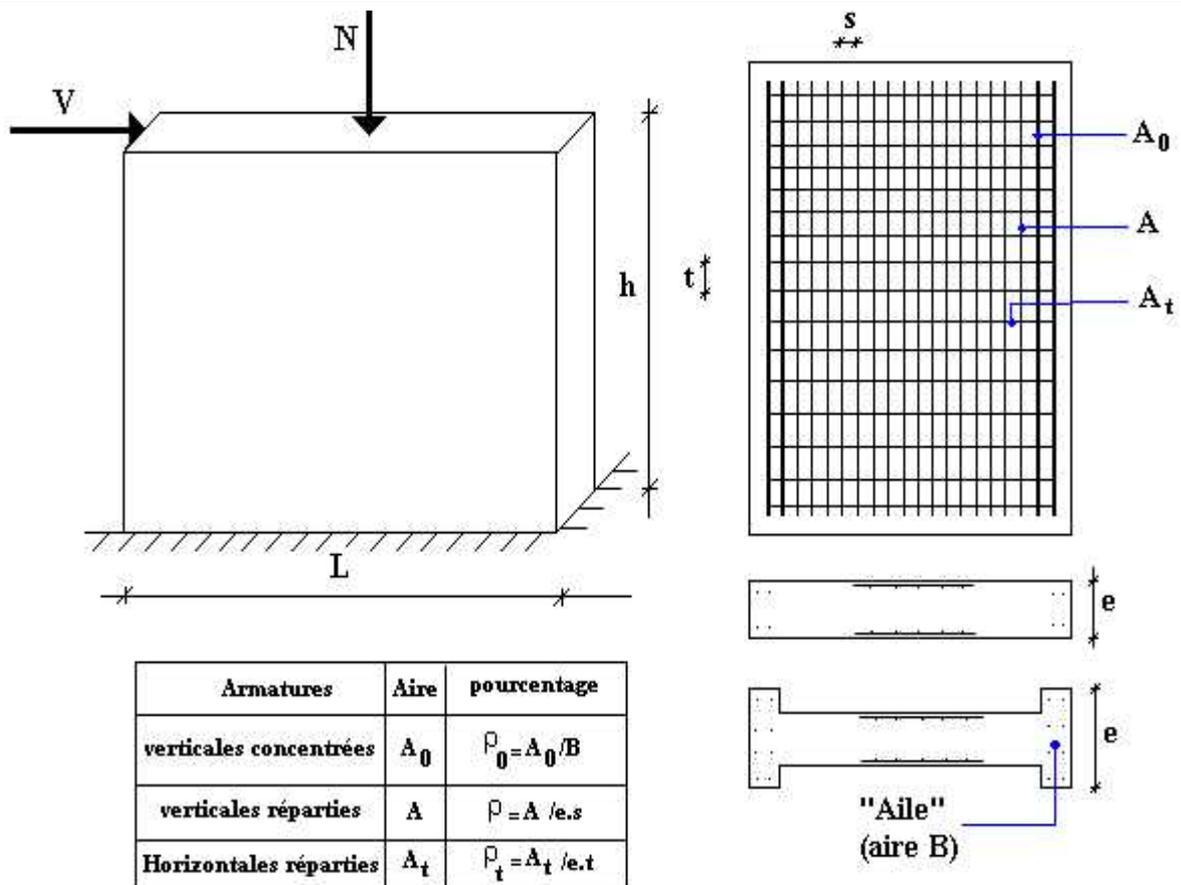


Figure V.1 Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

Le ferrailage est fait avec M_{max} et N_{corr} , sous l'effet de la combinaison $0,8G \pm E$, et la vérification avec $G+Q \pm E$.

V.3.2 Recommandations de RPA99 (version 2003)

➤ **Armatures verticales**

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(l/10)$ de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

Armatures horizontales

- Les barres horizontales doivent être munies de crocher à 135° ayant une longueur de 10ϕ .
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➤ **Condition exigée à l'armature verticale et horizontale**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales de trumeaux, est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0,15%.
 - ✓ En zone courante 0,1%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq 1,5 a$ et $S \leq 30 \text{ cm}$.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devra pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
 - ✓ 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Les efforts tranchants doivent être pris par les aciers de couverture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_v = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e}$$

$$\bar{V} = 1,4 V$$

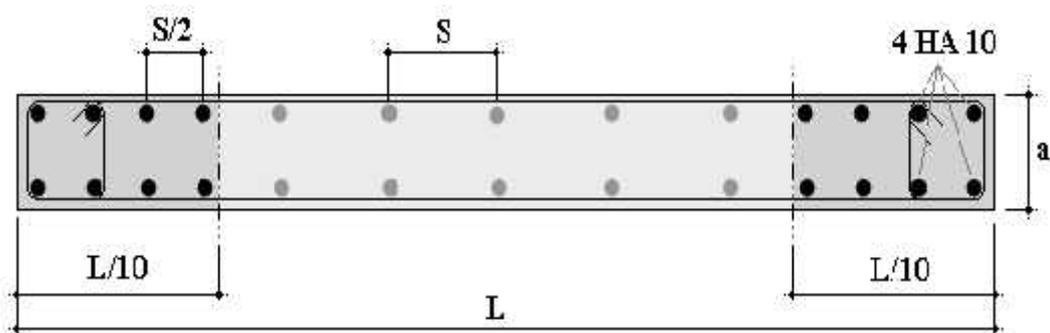


Figure V.8 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.3.3 Calcul de ferrailage

V.3.3.1 Méthode de calcul

On utilise la méthode de Navier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

- N : effort normal appliqué.
- M : Moment fléchissant appliqué.
- A : Section transversale du voile.
- V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
- I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

- **1^{er} cas** : $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$ La section du voile est entièrement comprimée, la zone courante est armée par le minimum exigé par RPA99 ($A_{\min}=0,2\% .a.L$).
- **2^{eme} cas** : $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$ La section du voile est entièrement tendue. on calcule le volume des contraintes de traction F_t .

D'où la section des armatures verticales $A_v = F_t / f_e$.

On compare A_v avec la section minimale et on prend le choix.

- **3^{eme} cas** : σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée. On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

▪ **Armature horizontale :**

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (RPA 2003 articles 7-7-2)

$$\dagger_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\dagger}_b = 0,2 f_{c28} = 4MPa$$

Avec : $\bar{T} = 1,4T$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

d = 0,9h. h : hauteur total de la section.

$\bar{\dagger}_b$: Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA 2003 :

$$\dagger_b \leq 0,025 f_{c28} = 0,5MPa \Rightarrow A = 0,15\% a.lm$$

$$\dagger_b > 0,025 f_{c28} = 0,5MPa \Rightarrow A = 0,25\% a.lm$$

▪ **L'espacement :** d'après le RPA 2003 S (1,5a ; 30cm)

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40w les barres situées dans la zone où le renversement des efforts sont possibles.
- 20w les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture

dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$

Avec : $\bar{V} = 1,4V$

V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaire au face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

V.6.6. Ferrailage des voiles sous : (0,8G ± E)

6.6.1. Type : Voile pleine en U :

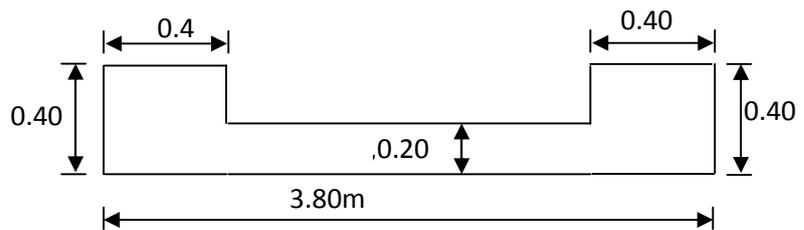


Figure 6.21. Vue en plan du voile plein en U

$A = 0.84m^2$

$V = 2.5m$

$V' = 2.5m$

$I = 3.58m^4$

$N = 1187.73 KN$

$M = 3328.01 KN.m$

$T = 617.65 KN$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\tau_1 = \left[\frac{1187.73}{0.84} + \frac{3328.01 \times 2.5}{3.43} \right] \cdot 10^{-3} = 2.4MPa$$

$$\tau_2 = \left[\frac{1187.73}{0.84} - \frac{3328.01 \times 2.5}{3.58} \right] \cdot 10^{-3} = -1.43MPa$$

τ_1 et τ_2 sont de signe différent ➡ Donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)**

$N = 1587.63KN$

$M = 3325.11KN.m$

$$\tau_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1587.63}{0.84} + \frac{3325.11 \times 2.4}{3.58} \right] \times 10^{-3} = 4.14MPa$$

$$\tau_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1587.63}{0.84} - \frac{3325.11 \times 2.4}{3.58} \right] \times 10^{-3} = -0.32 MPa$$

$$\tau_1 = 4.14 MPa < \overline{\tau}_b = 15 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\tau_2 = -0.32 MPa < \overline{\tau}_b = 15 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

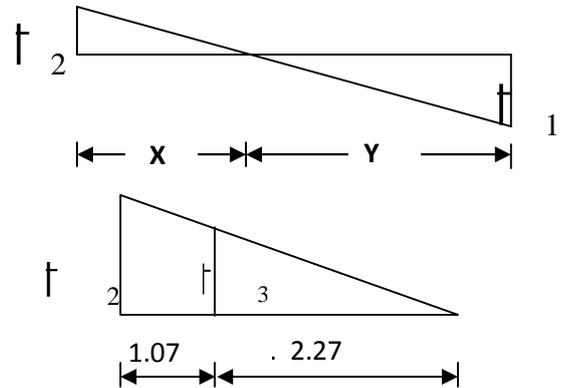
✓ **Longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{\tau_2}{\tau_1 + \tau_2} \cdot L = \frac{1.43}{4.14 + 0.32} \times 3.35 = 1.07 m$$

$$Y = L - X = 3.35 - 1.07 = 2.27 m$$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.



✓ **Calcul de la contrainte τ_3 :**

$$\tau_3 = \frac{\tau_2(X - b)}{X} = \frac{-0.32 \times (1.07 - 0.40)}{2.27} = -0.90 MPa$$

✓ **Détermination des armatures verticales :**

▪ **Tronçon AB :** la force de traction résultante.

$$F_1 = \left(\frac{\tau_2 + \tau_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{1.43 + 0.90}{2} \right) 0.40 \times 0.40 \times 10^3 = 314.8 KN$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\tau_s} = \frac{314.8 \times 10}{400} = 7.87 cm^2$$

▪ **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} \tau_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 1.07 \times (2.27 - 0.40) \times 0.20 \times 10^3 = 200.09 KN$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\tau_s} = \frac{200.09 \times 10}{400} = 5.002 cm^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 5.002 + 7.87$$

$$A_t = 12.87 cm^2$$

Calcul de Avj : On a :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 617,65 \times 10}{400} \times \frac{1,07}{3,40} = 5,34 m^2$$

▪ **Section total d'armature :** $A_{Total} = A_t + A_{vj} = 12,87 + 5,34 = 18,21 cm^2$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{Total} = 18,21 cm^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \cdot 0,20 \times 1,07 \times 10^4 = 4,28 cm^2$$

➤ **Détermination des armatures horizontales :**

▪ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 617,65 \times 10}{20 \times 0,9 \times 340} = 1,41 MPa$$

$$\tau_b = 1,00 MPa < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

▪ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 :**

$$\tau_b = 1,9 MPa > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 MPa$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 cm^2$$

On prend : $A_h = 2(4T10) = 6,25 cm^2$ $S_h = 25 cm$

▪ **L'espacement :**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 cm; 30 cm) = 20 cm$$

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (2,99 - 1,8) \times 10^4 = 4,76 cm^2$$

Choix d'armature :

Les poteaux : $8T16 + 4T20 = 16,08 cm^2$

La zone poteau voile : $2(5T10) = 7,85 cm^2$; $S_v = 10 cm$.

$3(5T10) = 7,85 cm^2$; $S_v = 20 cm$.

La zone courante : $2(6T110) = 9,42 cm^2$; $S_c = 20 cm$

N.B : Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontale

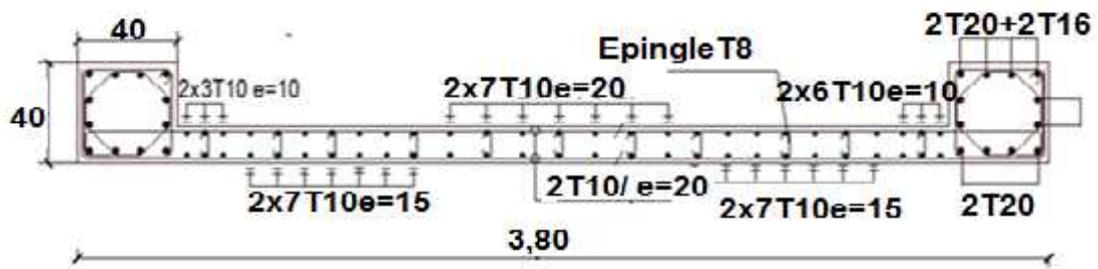


Figure 6.22. Schéma de ferrailage du voile en forme U

Le ferrailage des différents types de voile est donné dans les tableaux suivants :

6.6.4 Caractéristiques et ferrailage des voiles :

a) Sens longitudinal : (xx)

1. Caractéristiques et efforts :

Tableau. V.27: Tableau de Caractéristiques et ferrailage des voiles xx :

voile	L (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V ₁ (m)	T (KN)	M (KN.m)	N (KN)
Vx1	3.4	0.76	0.79	1.67	924,58	1282.64	1352.62
Vx2	2.75	0.71	0.56	1.9	735,18	1350.24	1235.78

Tableau. V.28: Ferrailage des voiles xx

Voile	X (m)	τ_1 Mpa	τ_2 MPa	τ_3 MPa	A_{min} RPA	A_{Calcul}	A_{vj}	$A_{Tot} =$ $A_{cal}+A_{vj}$	$A_{adopté}$
VX1	1.79	5.32	-0.92	0.17	6.16	$A_G= 31,1$	13.8	$A_G= 44.9$	$A_P= 8T16$ $A_{V-P}=2(3T16)$ $A_C=2(15T16)$
						$A_D= 5.09$		$A_D= 18,89$	
VX2	1.32	6.35	1.90	0.28	4.2	$A_G= 32.5$	6.11	$A_G= 38.61$	$A_P= 8T16$ $A_{V-P}= 2(2T14)$ $A_{V-EX}=2(2T14)$ $A_C= 2(19T14)$
						$A_D= 16.2$		$A_D= 22.31$	

Tableau. V.27: Tableau de Caractéristiques et ferrailage des voiles yy:

voile	L (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V_1 (m)	V, (m)	M (KN.m)	N (KN)
Vy1	3.8	0.92	1.37	1.9	1.9	476,64	786,23
Vy2	3.4	0.79	0.56	1.67	1.37	536,22	

Tableau. V.28: Ferrailage des voilesyy

ile	X (m)	τ_1 Mpa	τ_2 MPa	τ_3 MPa	A_{min} RPA	A_{Calcul}	A_{vj}	$A_{Tot} =$ $A_{cal}+A_{vj}$	$A_{adopté}$
VX1	1.79	5.32	-0.92	0.17	6.16	$A_G= 31,1$	13.8	$A_G= 44.9$	$A_P= 8T16$ $A_{V-P}=2(3T16)$ $A_C=2(15T16)$
						$A_D= 5.09$		$A_D= 18,89$	
VX2	1.32	6.35	1.90	0.28	4.2	$A_G= 32.5$	6.11	$A_G= 38.61$	$A_P= 8T16$ $A_{V-P}= 2(2T14)$ $A_{V-EX}=2(2T14)$ $A_C= 2(19T14)$
						$A_D= 16.2$		$A_D= 22.31$	

VI. ETUDE DES FONDATIONS

VI.1. Introduction

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact avec le terrain d'assise. Elle supporte les charges transmises par la superstructure, de façon à assurer sa stabilité.

VI.2. Différents types des fondations

Lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles, lorsque ces couches sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes appuyées sur une couche résistante ou flotter dans un terrain peu résistant ; On mobilise alors les forces de frottement du sol sur les fondations pour soutenir l'ouvrage.

VI.3. Choix de type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs critères à savoir :

- Nature du sol
- Nature de l'ouvrage

VI.4. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \tau_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\tau_{sol}}$

Avec :

τ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.2.1. Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

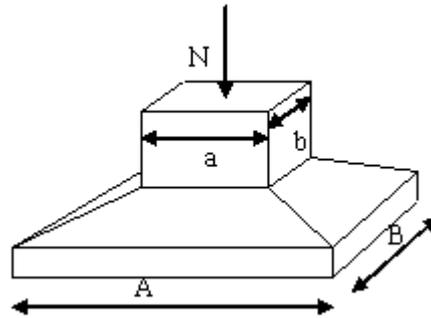


Figure VI.1. Dimensions de la semelle isolée.

$$S = A \cdot B \geq \frac{N}{f_{sol}}$$

✓ Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

Avec :

A, B : dimensions de la semelle

a, b : dimensions du poteau

✓ Pour les poteaux carrés

$$a=b \text{ Donc } A=B \Rightarrow S=A^2$$

$$A = \sqrt{S} \quad ; \quad f_{sol} = 2,00 \text{ bars}$$

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.1: Sections des semelles isolées.

Poteaux	N(kN)	S(m²)	A(m)	A^{choisie}(m)
A-1	4056.32	20.28	4.50	4.50
B-1	3958.12	19.79	4.44	5.00
C-1	654	3.27	1.80	2.00
A-2	606.39	3.03	1.74	2.22
B-2	527.2	2.63	1.62	2.00
C -2	4364	21.82	4.67	5.00
D -2	544.81	2.72	1.64	2.00
E-2	605.6	3.02	1.73	2.00
A -3	3936	19.68	4.43	4.50
B-3	4221.9	21.10	4.59	4.60
C -3	4648.10	23.24	4.82	5.00
D-3	604.02	3.02	1.73	2.00
E-3	3133.0	15.66	3.95	4.00
A-4	4211	21.05	4.58	4.60
B-4	2985	14.92	3.86	3.90
C-4	649.59	3.24	1.80	2
D-4	3205.36	16.02	4.00	4.00
E-4	846	4.23	2.05	2.20
F-4	567.664	2.83	1.68	2.00
G-4	1752.60	8.76	2.96	3.00
A -5	1137.20	5.68	2.38	3.00
B -5	4318.10	21.59	4.64	5.00
C-5	884.647	4.42	2.10	2.10
D -5	927.492	4.63	2.15	2.40
A-6	699.332	3.49	1.86	2.00
B-6	1156.567	5.78	2.40	3.00
C-6	1466.40	7.33	2.70	3.00
D-6	1034.02	5.17	2.27	2.50
A-7	724.54	3.62	1.90	2.00
B-7	522.54	1.04	1.02	2.00

C-7	1234.682	6.17	2.48	3.00
D-7	844.34	4.22	2.05	2.10
E-7	450.159	2.25	1.50	2.00
F-7	375.642	1.87	1.37	2.00
G-7	1578.15	7.89	2.80	3.00
A-8	1350.93	6.75	2.59	3.00
B-8	1215.76	6.07	2.46	2.50
C-8	1114.58	5.57	2.36	2.90
D-8	1194.58	5.97	2.44	3.00
F-8	830.267	4.15	2.03	2.10
A-9	853.41	4.26	2.06	2.10
B-9	781.146	3.90	1.97	2.00
C-9	926.52	4.63	2.15	2.30
D-9	1346.39	6.73	2.59	2.60
E-9	1207.56	6.03	2.54	2.60
A-10	699.33	3.49	1.86	2.00
B-10	827.49	4.13	2.03	2.00
C-10	784.64	3.92	1.98	2.00

- **Conclusion:**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI.2.2. Semelles filantes :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\tau_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \uparrow_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2: Sections des semelles filantes.

Sens y-y

Files	N (kN)	S (m ²)	L (m)	B (m)	B ^{choisi e} (m)
A	11682.27	58.41	13.5	4.32	4.50
B	18274.44	91.37	28.5	3.20	3.50
C	14376.11	71.88	16.9	4.25	4.50
D	18274.44	91.37	28.5	3.20	3.50
E	11682.27	58.41	13.5	4.32	4.50

Sens x-x

Files	N (kN)	S (m ²)	L (m)	B (m)	B ^{choisi e} (m)
1	8668.44	43.34	9.70	4.60	4.60
2	6648.00	33.24	15.20	2.18	3.00
3	16543.2	82.71	15.20	5.44	5.50
4	14217.21	71.08	15.20	4.67	4.80
5	6130.23	30.65	9.70	3.15	3.20
6	4356.31	21.78	9.70	2.24	2.30
7	5207.50	26.03	15.20	1.70	2.00
8	6900.69	34.50	15.20	2.26	3.00
9	4336.27	21.68	15.20	1.42	1.50
10	2311.46	11.55	9.70	1.19	1.30

Remarque :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50 \%).$$

Surface totale des semelles = 376.56m² (S_s).

Surface total du bâtiment = 350.7 m² (S_b).

Verification:

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{376,56}{350,70} = 1.07$$

$$\frac{S_s}{S_b} > 50 \%$$

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles elles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation. Ce type de fondation presente plusieurs avantages qui sont :

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

VI.2.3.1 Radier général :**1. Introduction :**

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

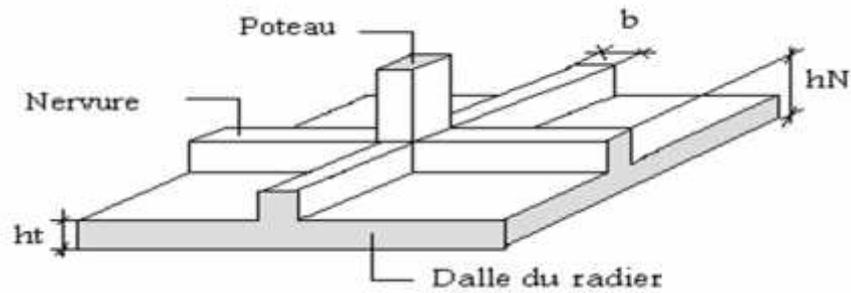


Figure VI.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

2. Surface Nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\tau_{\max} \leq \tau_{sol}$

$$\tau_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \tau_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\tau_{sol}}$$

Pour: $\begin{cases} N = 67315.12 \text{ kN} \\ \tau_{sol} = 2,00 \text{ bars} \end{cases}$

On trouve: $S = 336,57\text{m}^2$.

Avec la surface du radier $R_{radier}=350.70 \text{ m}^2$.

VI.2.3.2. Pré dimensionnement du radier :

1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire :

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec

L_{\max} = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4,85\text{m} \Rightarrow h_1 \geq 24,25\text{cm}$$

Alors

On prend : $h=40$ cm. pour l'épaisseur de la dalle

2. Nervure :

1. La hauteur de nervure

a. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 4,85$ m

$$\Rightarrow 32,33\text{cm} < h_{N1} < 48,5\text{cm} \quad \text{On prend } h_{n1} = 40 \text{ cm}$$

b. Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{f}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * K}}$$

Avec :

L_e : longueur élastique (m).

K : coefficient de raideur du sol $4 \text{ Kg/cm}^3 = 40 \text{ MPa}$ (cas d'un sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : ($E=32164,20\text{MPa}$).

b : largeur de radier par bande d'un mètre ($b=1\text{m}$).

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : $4,85\text{m}$

$$\text{donc } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{f}\right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 1.10m$$

On prend : $h_{N2}=110\text{cm}$

A partir des deux conditions :

$$h_N \max (h_{N1} ; h_{N2}) = \max(0,40 ; 1,10) \text{ m}^2.$$

On prend : $h=1.1\text{m}$.

2. Largeur de la nervure

b. Condition de coffrage:

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{485}{10} = 48,5\text{cm}$$

Donc

$b = 50 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y)

✓ Conclusion

$$h_n = 110 \text{ cm}$$

$b = 50 \text{ cm}$ dans le sens x-x

$b = 50 \text{ cm}$ dans le sens y-y

✓ Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 40 \text{ cm}$

- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 110\text{cm} \\ b = 50\text{cm} \text{ sens } (x-x) \text{ et } b = 50\text{cm} \text{ sens } (y-y) \end{cases}$

3. Caractéristiques géométriques du radier:

a. Position du centre de gravité:

$$x_G = 8,51\text{m}$$

$$y_G = 6,74\text{m}$$

b.Moments d'inertie:

$$I_{xx} = 17122,19\text{m}^4$$

$$I_{yy} = 7371,62 \text{ m}^4$$

VI.2.3.4. VERIFICATION DE LA STABILITE DU RADIER :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 : $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec:

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec: $M_R = M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

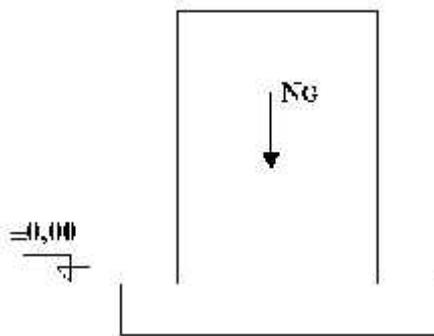


Figure VI.3 : Schéma statique du bâtiment.

Sens x-x:

$$M_0=44598,01\text{kNm}; h=0,4\text{m}.$$

$$V_0= 3934, 52\text{KN}.$$

Donc:

$$M_R=44598.01 +3934.52*0.4 =46171.8 \text{ 1kNm}.$$

Calcul de M_s :

$$N=N_G+N_Q$$

Avec:

$$N_G=N_{G1}+N_{G2}$$

$$N_Q=N_{Q1}+N_{Q2}$$

N_{G1} : Poids propre de la superstructure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

N_{Q1} : Poids de la surcharge d'exploitation de la superstructure.

$$\text{On a: } N_{G1}=183516.02\text{kN}$$

$$N_{G2}= b.S.h=9353\text{KN}.$$

$$N_{Q1}=3918,14 \text{ 1KN}$$

Donc:

$$N=196787.16\text{kN}$$

$$M_s=N.x_G=1686465.96 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 36.52 > 1,5.....\text{Vérifiée}$$

Sens y-y:

$$M_0=60335,80 \text{ kNm}$$

$$V_0 = 3318,75 \text{ KN}$$

Donc: $M_R = 61663.3 \text{ kNm}$

$$M_s = N \cdot y_G = 1326345.45 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 21.50 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion:

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI .2.3.5. CALCUL DES CONTRAINTES :

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par:

a. Sollicitation du premier genre à l'ELS:

$$\dagger_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{32264,52}{350,70} = 92.00 \text{ kN} / \text{m}^2$$

b. Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

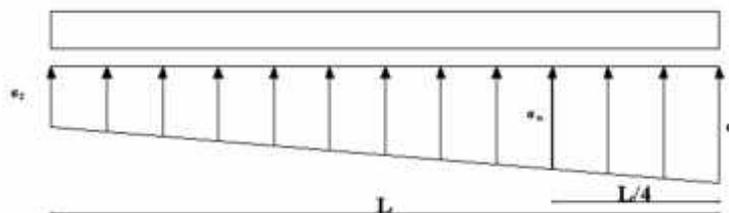


Figure VI. 4 : Contrainte sous le radier.

On vérifier que:

1: Ne doit pas dépasser 1,5 σ_{sol}

2: Reste toujours positif pour évite des tractions sous le radier.

$$\dagger \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\dagger_1 + \dagger_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33 \sigma_{sol} \quad (1)$$

ELU:

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 48938.32 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}$$

Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\dagger_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	126,0519	115,68	122,025
Sens y-y	123,05	120,46	122,01
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\dagger \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol}$

ELS:

$$N_{ser} = 32264.52 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI.4: Contraintes sous le radier à l'ELS.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\dagger_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	100,270	95,758	99,751
Sens y-y	99,642	97,561	98,872

Vérification	$1^{\max} < 1,5 \text{ sol}$	$2^{\min} > 0$	$\dagger \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \dagger_{\text{sol}}$
--------------	------------------------------	----------------	--

Conclusion:

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante:

ELU:

$$\dagger_u = \dagger \left(\frac{L}{4} \right) = 124,97 \text{ kN} / \text{m}^2$$

ELS:

$$\dagger_{\text{ser}} = \dagger \left(\frac{L}{4} \right) = 99,794 \text{ kN} / \text{m}^2$$

VI .2.3.5. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures, il est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc, on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

a. Ferrailage de la dalle du radier:

a.1. Méthode de calcul [BAEL 91] :

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyée sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \alpha_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$M_y = \sim_y M_x$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive:

- Moment en travée: $M_{tx}=0,85M_x$

$$M_{ty}=0,85M_y$$

- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive)

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x \quad (\text{autre appui})$$

Panneau intermédiaire:

- Moment en travée: $M_{tx}=0,75M_x$

$$M_{ty}=0,75M_y$$

- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

• Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$

- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

a.2. Valeur de la pression sous radier:

ELU:

$$q_u = \dagger_m^{''} \cdot 1m = 124,97 \text{ kN / m}$$

ELS:

$$q_{ser} = \dagger_m^{ser} \cdot 1m = 99,794 \text{ kN / m}$$

a.3. Moment en travée et sur appuis à l'ELU (=0)

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Remarque :

Pour faciliter le calcul des dalles qui ont une forme irrégulière on les majore sous formes rectangulaires.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau VI.5: Calcul des moments à l'ELU.

Pn	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	q _s (kN/m)	M _x (kNm)	M _{tx} (kNm)	M _y (kNm)	M _{ty} (kNm)	M _a (kNm)	M _a ^{rive} (kNm)
P ₂	4,85	4,20	1,15	0,0608	0.51	99.79	142.71	121.3	72.82	61.89	42.81	71.35

Tableau VI.6: Calcul des moments à l'ELS.

Pn	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	q _u ' (kN/m)	M _x (kNm)	M _{tx} (kNm)	M _y (kNm)	M _{ty} (kNm)	M _a (kNm)	M _a ^{rive} (kNm)
P _n	4,85	4,20	1,15	0,0608	0.61	124.97	178.7	151.89	109.00	92.65	53.61	62.48

a. 4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (=0,2):

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

5. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $f_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{s}=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=40\text{cm}$
 $d=0,9h=36\text{cm}$

Tableau VI.7. Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M _u (kNm)			Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t
Travée	x-x	61.89	0,0337	0,0429	61,92	8,81	5T16	10,05	18
	y-y	61.89	0,0182	0,023	62,42	4,87	5T16	10,05	18
Appui	x-x	42.81	0,0198	0,025	62,37	5,32	5T16	10,05	18

Espacement:

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(210\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100 - 8}{5} = 18,4\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte S_t=18 cm

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100 - 8}{5} = 18,4\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend S_t=18 cm

VI .2.3.6.Vérifications nécessaires :**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,61 \text{ cm}^2 < 10,05\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

Vérification des contraintes à l'ELS :**Tableau VI.8 :** Vérification des contraintes.

	sens	Mser (kNm)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	bc (MPa)	τ _{bc} (MPa)	s (MPa)	τ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	92.65	10,15	17,65	955385,82	2,35	15	10,5	201,6	OK
	y-y	92.65	10,15	17,65	892154.21	1,38	15	5,45	201,6	OK
Appuis	x-x	53.61	10,15	17,65	892154.21	1,5	15	6,21	201,6	OK
	y-y									

VI.2.3.6. Ferrailage des nervures :

✓ **Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**)

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

✓ **Calcul des armatures :**

b =45cm ; h=90cm ; d=81cm

• **Sens (x-x) :**

Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures (sens x-x).

	$M_u(\text{kNm})$	μ		$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	673,24	0,185	0,257	64,02	31,03	8T25	39,27
Appuis	392,37	0,108	0,1416	67,915	16,59	8T20	25,13

• **Sens (y-y) :**

Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).

	$M_u(\text{kNm})$	μ		$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	361,31	0,101	0,1347	66,12	15,87	4T20+4T16	20,61
Appuis	183,71	0,05	0,063	72,63	7,53	8T14	12,32

VI .2.3.7. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,347\text{cm}^2 < 18,47\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

2. Vérification des contraintes à l'ELS:

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	bc (MPa)	† _{bc} (MPa)	s (MPa)	† _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	484,31	37,70	12,47	8,4	15	191,30	201,6	OK
	y-y	273,18	22,61	12,47	5,7	15	196,81	201,6	OK
Appuis	x-x	285,19	26,13	18,54	5,2	15	169,32	201,6	OK
	y-y	134,76	11,32	8,03	1,9	15	155,65	201,6	OK

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \tau_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{237 \times 4,85}{2} = 574,72 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{574,72 \times 10^3}{810 \times 450} = 1,57 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI .2.3.8. Armatures transversales :

• BAEL 91 modifié 99 :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

• RPA99 version 2003 :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 = 0,15cm$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12w_t\right) = 20cm \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 45cm \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$w_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; w_t; \frac{b}{10}\right) = 2,29cm$$

$f_c=400MPa$; $f_u=1,30 MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$; $b=50cm$; $d=72cm$

On trouve :

$S_t=15cm \dots\dots\dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=45cm \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$

$A_t \ 2,25cm^2$

On prend : $6T8=3,02cm^2$

Tableau .VI.12. Espacement des armatures transversales.

	Section [cm ²]	Zone	S _t RPA99 [cm]	S _t BAEL91 [cm]	S _t choisit [cm]
Nervure Sens x-x	45 × 90	Courante	40	40	25
		Nodale	15		15
Nervure Sens y-y	45 × 90	Courante	40	40	25
		Nodale	15		15

➤ **Justification des armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{f_u}{2}; 0,4MPa \right\} = 0,40 MPa$$

- Zone courante $1,37 MPa > 0,40 MPa \dots\dots\dots$ Vérifié.

- Zone nodale $2,28 MPa > 0,40 MPa \dots\dots\dots$ Vérifié.

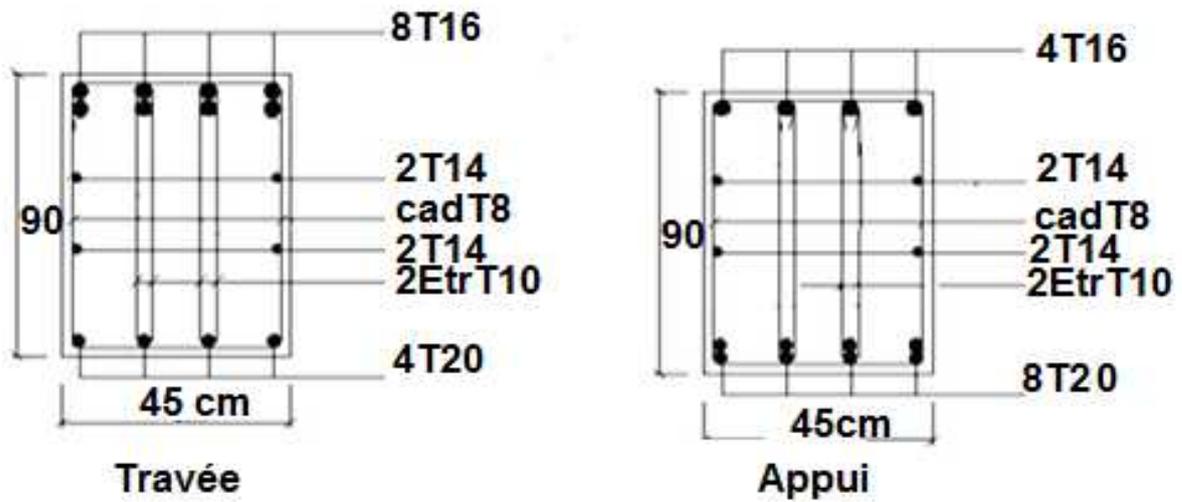


Figure VI .5: Ferrailage des nervures du sens y-y.

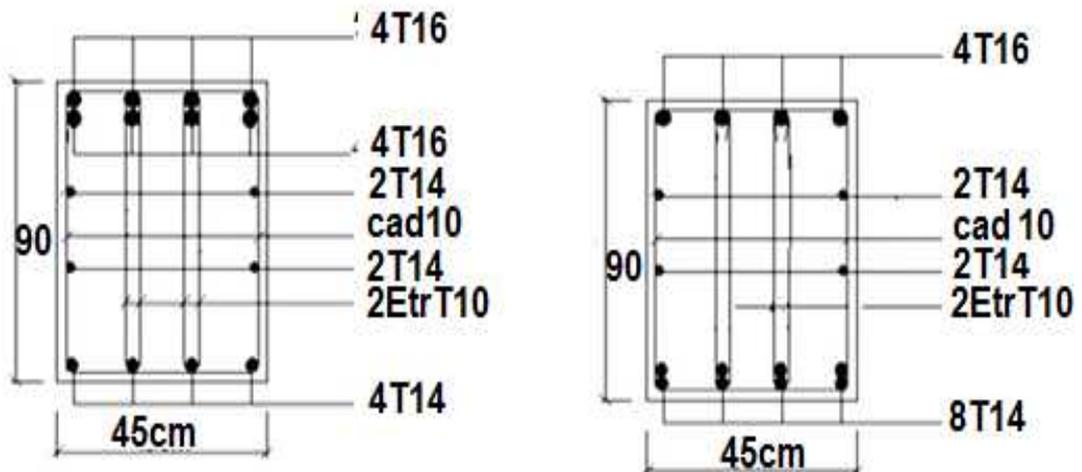


Figure VI .6: Ferrailage des nervures du sens x-x.

Armature de panneaux :

$$A \geq 0,2\% b_0 . h = 3,24cm$$

On prend : $A = 4T14+2T12=8,41cm^2$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_u = 1015,62kN$$

$$\ddagger_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1015,62}{45 \times 72} = 0,31 MPa$$

$$\bar{\ddagger} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\alpha_b}; 4 MPa\right) = 2,5 MPa$$

$$\ddagger_u = 0,84 MPa < \bar{\ddagger}_u = 2,5 MPa \dots\dots\dots(CV)$$

Les armatures transversales :

$$w_t \leq \min\left(\frac{h}{35} = 20,57; \frac{b_0}{10} = 45; w_{t\min} = 20mm\right) = 20mm$$

On prend : $w_t = 8mm$

L'espacement :

$$S_t \leq \min\left(\frac{0,8A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \ddagger_t}; 0,9d; 40cm\right)$$

$$\ddagger_t = \ddagger_u - \ddagger_b = 1,16 - 0,3f_{t28} = 0,53 MPa$$

$$S_t \leq \min(26,96; 72,9; 40cm) = 26,97cm \Rightarrow S_t = 20cm$$

VI.3.1. Voile périphérique :

Le voile périphérique est un mur en BA qui entoure tout le bâtiment (boite de rigidités) et assure un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ensemble.

On utilise le voile périphérique pour éviter le cisaillement dans les poteaux courts .

Il se comporte comme un mur de soutènement encasté à sa base ou radier pour résister à la poussée des terres et reprend les efforts du séisme au niveau de la base de la construction.

- Dimensionnement du voile périphérique :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur supérieur ou égale à 20 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On prend une épaisseur de 20 cm (même épaisseur du voile de contreventement).

- Calcul de la section d'armature

Verticales :

$$A_v = 0,1\% \cdot b \cdot e = \frac{0,1}{100} \cdot 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Soit $A_v = 5\text{T}10/\text{ml} = 3,93\text{cm}^2$ avec un espacement $e_v = 20\text{cm}$

Horizontales :

$$A_h = 0,1\% \cdot b \cdot e = \frac{0,1}{100} \cdot 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Soit $A_h = 5\text{T}10 = 3,93\text{cm}^2$ avec un espacement $e_h = 20\text{cm}$

VI.3.1. Schéma ferrailage:

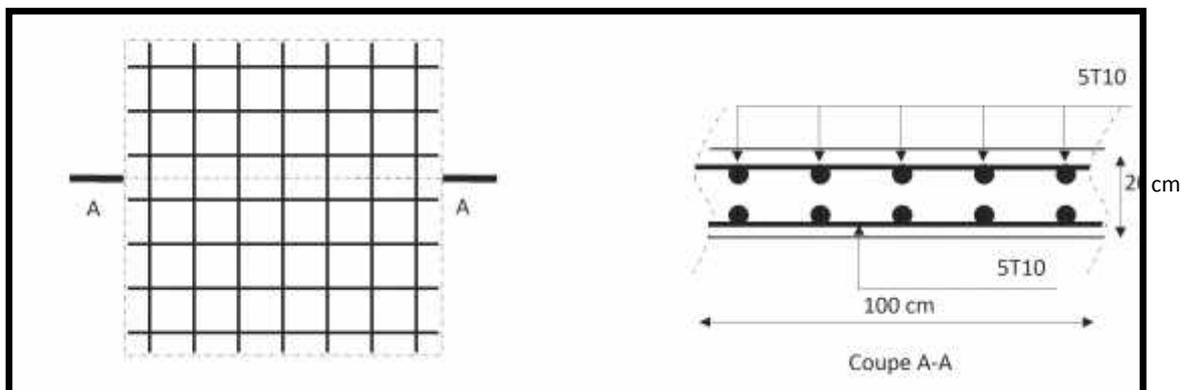


Figure .VI.7. : Ferrailage de voile périphérique

VI.3.2. Calcul de la longrine :

D'après (RPA99version 2003) Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

VI.3.3 Dimensionnement de la longrine :

Pour les sites de catégories S2, S3 ont doit disposer des longrines de (30x30) c m²

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{r} \geq 20kN$$

Avec :

N : la valeur maximale des charges verticales

r : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site

(Pour une zone III et un site de catégories S4 on a 12)

$$N_{U\ sap} = 44956,5kN$$

$$F = \frac{N}{r} = \frac{4495}{12} = 374.58kN \geq 20kN \dots\dots\dots C.V$$

VI.3.4 Ferrailage de la longrine :

Etat limite ultime de résistance :

La section d'armatures est donnée par la formule suivante.

$$\dagger = \frac{F}{A} \longrightarrow A = \frac{F}{\dagger_s} = \frac{5619,56}{348 \times 10^{-1}} = 5,30cm^2$$

- Condition de non fragilité :(B.A.BAEL91 modifié 99.)

$$A_{min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 30^2 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,725 cm^2$$

- Condition exigée par RPA99 : (RPA99 version 2003)

$$A_{min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4cm^2$$

On prend: **A = 6T12 = 6,78 cm²**

Etat limite de Service :

$$N_s = 1619,66kN$$

$$F_s = \frac{N_s}{r} = \frac{1619,66}{12} = 134,97kN$$

Etat limite d'ouverture des fissures :(.BAEL91 modifié 99.)

$$\overline{\tau}_s = ' = \min \left\{ \frac{2}{3} fe, \max(0,5 fe; 110 \sqrt{y \cdot f_{tj}}) \right\} \dots\dots\dots y = 1.6$$

$$\overline{\tau}_s = \min \{ 266,67 MPa, \max(200 MPa; 201,63 MPa) \}$$

$$\overline{\tau}_s = 201,63 MPa$$

$$A_s \geq \frac{F}{\overline{\tau}_s} = \frac{134,97}{201,63 \times 10^{-1}} = 6,69 cm^2$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

- Armatures transversales:

On prend un diamètre de w8 pour les cadres.

- Espacement minimal :

$$S_t \leq \min(20, 15 \times w_L) cm \leq \min(20, 18) cm = 18 cm$$

On prend : $S_t = 15 cm$

VI.3.5. Schéma de ferrailage :

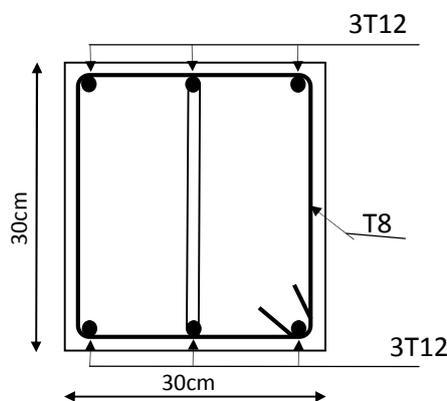


Figure VI. 8. Ferrailage de la longrine.

Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture Proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

RÉFÉRENCES

1. Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
2. BAEL 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougins ,deuxième Edition Eyrolles 2000
3. Formulaire du Béton Armé: Volume 1; 'Eléments de Calcul', par Victor Davidovici, Moniteur, 1996.
4. Conception et calcul des structures de bâtiment ; Henry Thnier (tome1 ; tome2).
5. La construction en zone sismique, par Victore Davidovici., Moniteur 1999 .
6. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93
7. Le treillis soudé, calcul et utilisation conformément aux règles BAEL91 modifié 99 et texte associés réalisé par l'ADETS. (2005)
8. Calcul des ouvrages en béton armé M.Belazougui
9. Conception et Calcul des Structures de Bâtiment, par Henry Thonier, Tome 3
10. DTR B-C 2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
11. Formulaire du Béton Armé: Volume 2; 'Constructions', par Victor Davidovici, Moniteur, 1995.
12. Introduction au calcul des fondations, par Ali Bouafia, O.P.U 2003
13. Béton armé aux états limites selon l'additif du BAEL 91, par José Ouin, Casteilla. 1999