



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique



UNIVERSITE
Abdelhamid Ibn Badis
MOSTAGANEM

Université Abdelhamid Ibn badis de Mostaganem
Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie civil & Architecture

N° d'ordre : M.../GCA/2021

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Spécialité : structure

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT

R+04 ETAGES

Présenté par :

1. BOUACHEMA Meriem
2. BOUGHADOU Nour El Houda Oumnia

Soutenu le : ../10/2021 devant le jury composée de :

Président : Mr KADRI TAHAR

Examinatrice : DJILALI NACERA

Encadreur : Dr MEHALA TEWFIK

Année universitaire : 2020/2021

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Réez de chaussée plus (04) étages

Implanté à Mazagran dans la wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E. L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par Logiciel ROBOT BAT2018 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux

Chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique)

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, poutrelles, Semelles filantes) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Robot bat, RPA99 modifié 2003, BAEL91

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني مكون من طابق أرضي + (04) طوابق بمزغران بولاية مستغانم. تم تصنيف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية

IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة

(RPA99V2003 et B.A.E. L91 modifié99)

تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء وهم الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة الجزء الثالث: . الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناء. له مع عرض لخصائص المواد وحمولة كل عنصر الجزء الرابع والآخر: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناءية يتضمن الدراسة الديناميكية للبناءية بواسطة الحاسوب (الاعمدة، الروافد، الجدران المسلحة والاساسات).

الكلمات المفتاحية

الخرسانة المسلحة, الدراسة الديناميكية, Robot bat, RPA99 modifié 2003, BAEL91,

Abstract

This Project presents a detailed study of a building used for residential consists of a ground floor addition (04) floors, located in Mazagan the wilaya of MOSTAGANEM. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of circulation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modified 99), This study consists of four parts :

The first starts the General description of the Project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ROBOT BAT2018 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls, stairs, and running soles) will be calculated in the last part.

Key words : Building, Reinforced concrete, ROBOT BAT 2018, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

Nous tenons à remercier notre encadreur Dr : Mehala Tewfik, son précieux conseil et son aide durant toute la période du travail.

Nos Vifs remerciements sont adressés aux membres de jury, de nous avoir honoré de leur présence ainsi qu'à toute l'équipe du département Génie civil de l'université ABDELHAMID IBN BADIS MOSTAGANEM.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Aux plus beaux et aux plus doux êtres, qui entretiennent mes sourires et mes joies, et qui font la richesse de mon vécu...mes parents...

Je dédie ce travail et ce succès à l'homme le plus cher 'Serhane' mon père qui nous a quittés, à jamais..., sans nous dire à dieu ; Un jour de printemps...je voulais toujours qu'il me participe ce moment...mais c le destin qui choisi

Je veux te dire que ton dernier message est atteint mon père.

Je dédie ce travail :

A ma plus belle étoile qui puisse existée dans l'univers ma chère mère pour l'éducation que tu m'as prodigué avec tous les moyens et au prix de tous les sacrifices qu'elle a consenti à mon égard.

A mon frère : Abd el Djalil

A mon fiancé : Djamel

A mon binôme : Meriem

A toute la promotion 2021 de génie civil.

BOUGHADOU NOUR EL HOUDA OUMNIA

Je dédie ce travail

- à mes parents qui m'ont soutenu durant toutes ces années d'études et qui ont été toujours présent pour me pousser vers toujours plus d'efforts ;**
- à mon très cher mari SID AHMED ;**
- à mes enfants HOUDAIFAH, BILAL et KHADIJA ;**
- à mes sœurs, mes frères ;**
- à ma nièce NOUSAIBA**
- à mes neveux EZZOUBAIR, MOHAMMED, ISMAIL, AHMED YASSINE et YAHIA ;**
- à tous les membres des famille BOUACHEMA et NAIT MOHAMMED, KENDOUCI ;**
- A mon binôme : OUMNIA**
- à mes professeurs, mes amies et a tous ceux qui m'ont assisté et soutenu dans mes études ;**
- à la mémoire de ma grand-mère ;**
- à la mémoire des martyrs de la révolution ;**

BOUACHEMA MERIEM

Sommaire

❖ <u>Chapitre I : Introduction et hypothèse de calcul</u>	
I. Introduction	2
II. Présentation du projet	2
III. Caractéristiques générales	2
IV. Domaines d'application des règles B.A.E.L91	3
V. Les sollicitations	3
VI. Caractéristiques des matériaux	3
❖ <u>Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments résistants</u>	
I. Introduction	9
II. Pré-dimensionnement des poutres	9
III. Pré-dimensionnement des planchers	10
IV. Descente des charges	12
V. Pré-dimensionnement des poteaux	15
VI. Pré-dimensionnement des voiles	22
❖ <u>Chapitre III : Etude des planchers</u>	
I. Introduction	24
II. Plancher à corps creux	24
III. Dalle pleine	42
❖ <u>Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux</u>	
I. Introduction	56
II. Etude des escaliers	56
III. Etude des balcons	71
IV. Etude de l'acrotère	75
❖ <u>Chapitre V : Etude sismique</u>	
I. Introduction	83
II. Méthode de calcul	83
III. Méthode statique équivalente	83
IV. Méthode dynamique	85
V. Interprétation des résultats	87
❖ <u>Chapitre VI : Etude des portiques</u>	

I.	Introduction	100
II.	Ferraillage des poutres	101
III.	Ferraillage des poteaux	109
IV.	Détermination de la zone nodale	120

❖ **Chapitre VII : Etude des voiles**

I.	Introduction	124
II.	But de contreventement	124
III.	Les recommandations exigées par RPA99v2003	125

❖ **Chapitres VIII : Etude des fondations**

I.	Introduction	134
II.	Calcul des semelles	134
III.	Calcul du libage	139

❖ **Conclusion générale**

Liste des figures

❖ Chapitre III : Etude des planchers

Fig.III.1 : Les éléments principaux d'un plancher à corps creux 24

Fig.III.2 : coupe transversale d'un plancher à corps creux 25

❖ Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Fig.IV.1 : Coupe sur la cage d'escalier 56

Fig.IV.2 : Coupe sur paillasse 57

Fig.IV.3 : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec palier de repos 59

Fig. IV.4 : Section transversale d'une poutre 65

Fig. IV.5 : Une capture sur le balcon 72

Fig.IV.6 : Une capture sur l'acrotère 76

❖ Chapitre V : Etude sismique

Fig. V .1 : Model 3D du bâtiment 86

Fig. V .2 : Distribution de l'effort normal 88

Fig. V.3 : Disposition des voiles de contreventement 90

Fig. V. 4 : Mode 1 translation suivant X 92

Fig. V. 5 : Mode 2 Translation suivant Y 93

Fig. V. 6 : Mode 3 Torsion 94

❖ Chapitre VI : Etude des portiques

Fig.VI.1 : Les différents types des cadres et épingles 109

Fig.VI. 2 : Direction des moments et effort normal dans un poteau 110

Fig.VI. 3 : Espacement entre les armatures longitudinales 112

Fig.VI. 4 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement 114

Fig. VI.5 : Section réduite du béton	115
Fig. VI.6 : répartition des efforts interne pour le cas 1	116
Fig. VI.7 : répartition des efforts interne pour le cas 2	118
Fig. VI.8 : répartition des efforts interne pour le cas 3	119
Fig. VI.9 : Zone nodale	121

❖ Chapitre VII : Etude des voiles

Fig. VII.1 : Sollicitations des voiles	124
Fig. VII.2 : Disposition des armatures verticales dans le voile	125
Fig. VII.3 : Description et dimension des voiles étudié selon sens X et Y	127
Fig. VII.4 : Diagramme Distribution de l'effort normal des voiles et les poteaux en %	127
Fig. VII.5 : Diagramme des contraintes du voile V ₁	129
Fig. VII.6 : Disposition des armatures verticales dans le voile	130
Fig. VII.7 : Schéma de ferrailage du voile	132

❖ Chapitres VIII : Etude des fondations

Fig. VIII.1 : Semelle isolée	134
Fig. VIII.2 : Plan de fondation	135

Liste des tableaux

❖ Chapitre I : Introduction et hypothèse de calcul

Tableau. I.1 : Les valeurs de la limite d'élasticité f_e	5
---	---

❖ Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments résistants

Tableau. II.1 : Les charges et les combinaisons des charges	15
--	----

Tableau. II.2 : La loi de dégression	19
---	----

Tableau. II.3 : Les choix des sections	21
---	----

Tableau.II.4 : La vérification des conditions du (RPA99/V 2003)	21
--	----

❖ Chapitre III : Etude des planchers

Tableau. III.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts tranchant type1	34
---	----

Tableau. III.2: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts tranchant type2	34
---	----

Tableau. III.3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts tranchant type3	35
---	----

Tableau. III.4 : Les sollicitations maximales	47
--	----

❖ Chapitre V : Etude sismique

Tableau.V.1: Valeurs des pénalités P_q	88
---	----

Tableau.V.2 : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique	89
--	----

Tableau. V. 3 : Résultat de l'analyse modale	91
---	----

Tableau. V. 4 : Les résultats de la méthode statique équivalente	96
---	----

Tableau. V. 5 : Les valeurs des déplacements inter-étages	97
--	----

Tableau. V. 6 : Les résultats de vérification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$	97
--	----

Tableau. V. 7 : Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 40x40	98
--	----

Tableau. V. 8 : Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 35x35	98
--	----

Tableau. V. 9 : Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 30x30	98
--	----

❖ Chapitre VI : Etude des portiques

Tableau.VI. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants	102
Tableau VI.2 : tableau récapitulatif de ferrailages des poutres	109
Tableau.VI. 3 : Tableau récapitulatif des sollicitations	114
Tableau.VI.4 : Tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux	122

❖ Chapitre VII : Etude des voiles

Tableau VII.1 : Distribution de l'effort tranchant et normal des 2 direction des voiles et poteaux	128
Tableau VII.2 : Dimension de calcul pour voile V	128
Tableau VII.3: Sollicitations de calcul du voile V ₁	129

Notations

A' : Aire d'une section d'acier comprimée.

A : Aire d'une section d'acier tendue.

A_t : Aire d'une section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton comprimée.

B_o : Aire d'une section homogène.

E_i : Module de déformation instantané du béton.

E_v : Module de déformation différé du béton.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier.

M_u : Moment ultime.

M_{ser} : Moment de service.

T_u : Effort tranchant ultime.

a, b : Dimensions transversales d'un poteau.

b, h : Dimensions transversales d'une poutre.

h_o : Hauteur de la table de compression

d : Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.

f_{c28} : Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.

f_{t28} : Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.

f_e : Limite élastique de l'acier.

L_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier – béton.

L_x : La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.

L_y : La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.

B_r : Section réduite du poteau.

M : Moment résistant de la table (section en T).

M_o : Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.

M_t : Moment fléchissant maximal en travée

M_a : Moment fléchissant maximal en appui.

N_u : Effort normal ultime

N_{ser} : Effort normal de service

I_o : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène

I_f : Moment d'inertie fictif

F : Flèche due à une charge considérée (g, j, p)

G : Charge permanente

P : Surcharge d'exploitation

E Charge sismique

q_u : Chargement ultime

q_{ser} : Chargement de service

Δf_t : Flèche totale

L : Portée de la travée

δt : Espacement des armatures transversales

α : Coefficient sans dimension rapport d y

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier

η : Coefficient de fissuration relatif à une armature

λ : Elancement mécanique d'une pièce.

μ : Moment réduit ultime (sans dimensions)

ρ : Rapport entre deux dimensions

σ_b : Contrainte de compression du béton

σ_s : Contrainte de traction de l'acier

τ_u : Contrainte tangentielle conventionnelle.

ν : Coefficient de poisson

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisée :

Règlements :

- RPA99V2003 : règlement parasismique algérien.
- CBA93 : règles de conception de calcul des structures en béton armé
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (Charges et surcharges).
- DTR B.C.2.42 : Document technique réglementaire (Règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché, Version revisitée en 1997)
- RNV99 : Règlement Neige et vent99
- TC.SZUTTY : Conception et calcul des structures soumises aux séismes (O.P.U.1984)
- DTR.BE2-1 : Règles d'exécution des travaux de construction d'ouvrage en béton armé.
- DTR.BE. 1.31 : Règles d'exécution des travaux de fondation.
- Pathologie des constructions en Béton armé (Edition Jean Blevot Sécurité)

Livre :

- BAEL 91 modifiée 99 et DTU associées (Jean-Pierre MOUGIN)
- Tables pour le calcul des dalles et des parois (Richard BARES)
- Ossatures des bâtiments (André COIN)
- Cours pratique de mécanique des sols (Jean Coster / Guy Sanglerat)
- Aide-mémoire béton armé (Victor Davidovici)
- Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL80(Pierre charon)
- Traité de béton armé 4(A.Guerrin/R.C.Lavaur)
- Calcul du béton armé aux états limites de service (Pierre charon)
- L'établissement d'un projet de bâtiment 1 gros œuvre (René Bayon)

Cours :

- Béton armé 3^{ème} et master 1 (BA I& BA II)
- Mécanique des sols master 1 (MDS 2)
- Cours de Bâtiment
- Résistance des matériaux
- Matériaux de Construction

Logiciels :

- AUTOCAD 2016 (Dessin)
- Robot bat 2018 (Analyses des structures)
- Word 2016 (Traitement du texte)
- Power point 2016 (Présentation de mémoire)
- Excel 2016 (Calcul)

CHAPITRE I

Introduction et hypothèses de calcul

Introduction Générale

Les tremblements de terres ont toujours fait partie des phénomènes naturels qui continuent toujours à fasciner l'humanité, ils sont à l'origine de perte de milliers de vies humaines et de la destruction des villes entières.

Ces pertes sont la conséquence directe ou indirecte des dommages qu'ils infligent aux constructions et à leur structure.

Pour cela la meilleure prévision est de bien concevoir les constructions dans leurs environnement d'une part, et respecter leur caractéristique d'autre part. Notre objectif dans ce mémoire c'est l'étude d'un bâtiment R+04 étages à usage d'habitation.

I. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de bases sur lesquelles l'ingénieur prend appuis ; et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions de ce projet.

II. Présentation du projet :

Le présent projet consiste à étudier une tour (R+ 04) à usage d'habitation qui fait partie du projet de 40 / 470 / 1000 logements publics du programme de L'OPGI.

Il sera implanté à la wilaya de 'MOSTAGANEM' « Mazagran » qui est considérée comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon la carte de zonage sismique par le RPA99version2003 et sera classée suivant son utilisation comme étant du groupe d'usage2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne)

III. Caractéristiques générales :

1. Les caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

Dimension en hauteur

- La hauteur de niveau de RDC est : 3,06 m
- La hauteur de chaque niveau d'habitation est : 3,06 m
- La hauteur totale du bâtiment est : 15,30 m

Dimension en plan

- La longueur totale du bâtiment en plan est : 28,60 m
- La largeur totale du bâtiment en plan est : 19,76 m

2. Les caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol assis de la construction est un sol meuble (S3).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage2 et par conséquent on a adopté :

- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 2,5$ bars
- L'absence d'une nappe phréatique.

IV. Domaines d'application des règles B.A.E. L91 :

Les règles de calcul B.A.E.L 91 sont applicables à tous types d'ouvrages en béton armé dont le béton mise en œuvre est constitué des granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égale à 300 kg / m².

V. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal & effort tranchant) et les moments (moment fléchissant & moment de torsion) calculées à partir des actions obtenues grâce à des méthodes appropriées.

VI. Caractéristiques des matériaux :

1. Béton Armé :

C'est le matériau qui constitue l'ossature de notre ouvrage, il offre une bonne résistance mécanique à cause de ses deux composant : le Béton et l'acier.

2. Le béton :

C'est le résultat d'un mélange convenablement dosé de granulat, de liant, d'eau et d'adjuvant.

Il offre une bonne résistance aux efforts de compression.

Le Béton de notre ouvrage se compose de :

- Un ciment portland composée CPJ45 avec un dosage de 350 kg/m².
- 800 dm³ de gravier 5/25.
- 400 dm³ de sable 0/5.
- 180 L d'eau propre.

Les caractéristiques du béton obtenu :

Résistance du béton :

À la compression : Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression (C.B.A 93,A2.1.1.1) à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en *MPa*

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

Pour : $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1 \text{ MPa}$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D'où : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

- **À la traction :** [C.B.A 93/A2.1.1.2]

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est

Conventionnellement défini par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ (en MPA)

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$

On aura donc pour : $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

- **Contraintes limites de compression :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_b = (0,85 \times f_{c28}) / \gamma_b; [\text{C.B.A93, A. 4. 5. 2}]$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$ pour les cas courants (E.L.U).

$\gamma_b = 1,15$ Pour les situations accidentelles.

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28}; [\text{C. B. A 93, A. 4. 5. 2}]$$

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$

- **Contrainte limite de cisaillement :** [C.B.A 93/A5.1.2.1]

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \tau_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow \tau_u = \min[3,34\text{MPa}; 5 \text{ MPa}] = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : } \tau_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow \tau_u = \min[2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

- **Module d'élasticité :** [C.B.A 93/A2.1.2]

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

Module instantané : pour les charges appliquées avant 24h.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}; f_{cj} : \text{exprimée en MPa}$$

Le module différé : pour les charges de long de durée.

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}; f_{cj} : \text{exprimée en MPa}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Donc : $E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$ et $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$

3. L'Acier :

Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont classés en 03 catégories :

-barres lisses de nuance douce, mi-dure et dure (dureté naturelle).

-barres à haute adhérence de nuance mi-dure ou dure obtenue par écrouissage à froid par torsion ou par traction.

-treillis soudés.

- La limite d'élasticité f_e :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes Sont données par le tableau suivant :

Tableau. I.1 : Les valeurs de la limite d'élasticité f_e .

Aciers	Nuances	F_e (Mpa)	Diamètre
Rond lisse	FeE235	235	$\Phi 6$ et $\phi 8$
Barres H. A	FeE400	400	8, 10, 12, 14,16 et 20
Treillis soudés en fils lisses	FeE520	520	$\varphi \leq 6$

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est en acier en haute adhérence FeE400 type limite d'élasticité ($f_e = 400\text{MPa}$) et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE235 ($f_e = 235\text{MPa}$)

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier 'Es' est pris égale à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \quad (\text{C.B. A93 / A2.2.1})$$

Contraintes limites :

- **Etat limite ultime : [C.B.A 93/A.4.3.2]**

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow (\text{Situation durable et transitoire}) \\ \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow (\text{Situation accidentelle}) \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow (\text{Situation durable et transitoire}) \\ \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \rightarrow (\text{Situation accidentelle}) \end{cases}$$

- **Etat limite de service : [C.B.A 93/A.4.5.3]**

La contrainte de traction des armatures est donnée en fonction de type de la fissuration :

1) Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2) Fissuration nuisible : $\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{(\eta \times f_{t28})}\right]$.

3) Fissuration très nuisible : $\bar{\sigma}_s = \min[0.5f_e ; 110\sqrt{(\eta \times f_{t28})}]$

Avec η coefficient de fissuration : $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \dots \text{ Pour les ronds lisses.} \\ \eta = 1.6 \quad \dots \text{ Pour les HA} \end{array} \right.$

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments résistants

I. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments de la structure doit respecter les règles de **BAEL91**, **CBA99** et **RPA99 (version 2003)**.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification de la résistance, la stabilité ainsi que la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations pondérées et de service.

II. Pré-dimensionnement des poutres :

La hauteur d'une poutre continue doit respecter la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad [\text{Formulaire du CBA P257}]$$

Au plus de cette vérification, les dimensions de la section droite de la poutre doivent respecter les règles données par l'article 7.5.1 du RPA99 :

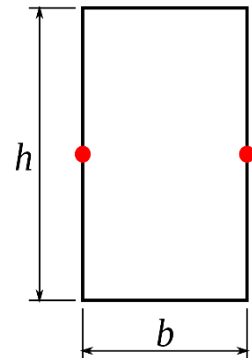
- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$

Avec :

L : la plus grande portée de la poutre ;

h : la hauteur totale de la poutre ;

b : La largeur de la poutre.



Poutres principales :

L₁ = 453cm

L₂ = 410cm

L₃ = 410cm

L₄=453cm

Poutres secondaires :

L₁=200cm

L₂= 308cm

L₃ = 393cm

L₄=340cm

On prend L_{max} :

L_{max} =453cm pour la poutre principale ;

L_{max} =393cm pour la poutre secondaire.

Les résultats de calcul sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

Type de poutres	L(cm)	$\frac{L}{15}$	$\frac{L}{10}$	h(cm)	b(cm)	$\frac{h}{b}$	Section adoptée(cm ²)
P P	453	30.2	45.3	35	30	1.16	30*35
P S	393	26.2	39.3	30	30	1	30*30

III. Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont les aires planes limitant les étages et supportant les revêtements de sols.

Deux fonctions principales leur sont dévolues :

-fonction résistance : les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation ;

-fonction isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

On distingue deux planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux.
- La dalle pleine en béton armé.

1) Plancher à corps creux :

Il existe une très grande variété de planchers à corps creux, il est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent des hourdis creux ; l'ensemble est recouvert par une dalles de répartition en béton armé d'un treillis soudé. L'entre-axe des poutrelles est de 60 cm.

Les divers types de corps creux

Corps creux en béton de granulats lourds,

Corps creux en céramique multi alvéolaire,

Corps creux en pouzzolane,

Corps creux en fibragglo, polystyrène, bois, etc.

Les épaisseurs sont généralement les suivantes :

Corps creux de 16 cm et dalle de 4 cm (20 cm).

Corps creux de 20 cm et dalle de 5 cm (25 cm).

Corps creux de 25 cm et dalle de 5 cm (30 cm).

On note :

h_t : Epaisseur totale du plancher ;

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression ;

$(h-h_0)$: Epaisseur du corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad [\text{BAEL91 / 7.6.8, 424}]$$

Avec :

L : la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

On a : $L_{\max} = (393-30) \text{ cm} = 363 \text{ cm}$.

$L = 363 \text{ cm} \longrightarrow \frac{363}{25} = 14.52 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{363}{20} = 18.15 \text{ cm} \longrightarrow$ On prend

$h_t = 20 \text{ cm}$.

2) La dalle pleine en béton armé :

Le plancher est constitué par une dalle épaisse en béton armé, On utilise une dalle pleine au niveau du 'hall' afin d'obtenir une bonne résistance aux efforts horizontaux.

1. Conditions de résistance à la flexion (BAEL91) :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, La hauteur de la dalle h_d est donné par :

- **Cas d'une dalle ne porte que dans un seul sens :** on considère qu'une dalle ne porte que dans un seul sens lorsque les deux conditions suivantes sont simultanément remplies :

- $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$

- La dalle ne supporte que des charges uniformément réparties.

$$\longrightarrow h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) L_x$$

- **Cas d'une dalle porte suivant deux directions :** on considère qu'une dalle porte suivant deux directions si :

$$\circ \quad 0.4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

- La dalle ne supporte que des charges uniformément réparties.
- La dalle supporte des charges concentrées, quel que soit le rapport des portées L_x et L_y .

$$h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x$$

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle.

L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet ; nous avons :

$$L_x = 300 \text{ cm}$$

$$L_y = 306 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{300}{306} = 0.98 \quad \longrightarrow \quad 0.4 \leq \rho = 0.98 \leq 1$$

Donc la dalle porte suivant les deux sens $\frac{L_x}{50} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40}$

$$6.72 \text{ cm} \leq h_d \leq 8.40 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h_d = 8 \text{ cm.}$$

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

2. Condition d'isolation Acoustique :

- Contre les bruits Aériens : $2500 \times h_d \geq 350 \text{ kg/m}^2 \longrightarrow h_d = 14 \text{ cm}$
- Contre les bruits d'impacts : $2500 \times h_d \geq 400 \text{ kg/m}^2 \longrightarrow h_d = 16 \text{ cm}$

3. Condition de sécurité en matière d'incendie :

- Pour une heure de coup de feu $\longrightarrow h_d = 7 \text{ cm.}$
- Pour deux heures de coup de feu $\longrightarrow h_d = 11 \text{ cm.}$
- Pour trois heures de coup de feu $\longrightarrow h_d = 17.5 \text{ cm.}$

Conclusion : Pour satisfaire les conditions ci-dessus, On prend une épaisseur pour la dalle pleine $h_d = 16 \text{ cm.}$

IV. Descente de charge :

La charge permanente et la charge d'exploitation de chaque étage sont déterminées à partir de **DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE B.C.2.2 (DTR B.C. 2.2)**

➤ **Charges permanentes :**

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : plafond, sol, enduits et revêtements quelconques ainsi que ceux des éléments de la construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs tels que : cloisons fixes, conduits de fumée ...

La valeur de telles charges se calcule d'après le volume des matériaux et leur densité la plus grande dans les conditions d'emploi.

➤ **Charges d'exploitation :**

Les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal d'occupation. En pratique toutefois, certains équipements fixes légers peuvent être inclus dans les valeurs fixées pour les charges d'exploitation.

1) **Plancher terrasse inaccessible :**

• **Charges permanentes :**

Calcul de la forme de pente

Selon le plan d'architecture :

$$L = \sqrt{1079^2 + 903^2} = 1407 \text{ cm}$$

$$L = 14.07 \text{ m}$$

$$\text{tg } \alpha = 1.5 \% = \frac{1.5}{100} = 0.015$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h'}{\frac{L}{2}} \longrightarrow h' = \frac{L}{2} * \text{tg } \alpha$$

$$h' = \frac{14.07}{2} * 0.015 = 0.1055 \text{ m} = 10.55 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow h_{\text{moy}} = h' + 5 \text{ cm} = 15.55 \text{ cm}$$

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1- Gravier roulé de protection	0.04	20	0.8
2- Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3- La forme de la pente	0.15	22	3.30
4- Isolation thermique	0.04	4	0.16
5- Plancher à corps creux (16+4)	-	0.20	2.8
6- Enduit au ciment	0.015	18	0.27

La charge permanente \longrightarrow Totale : 7.45KN/m²

$$G = 7.45 \text{ KN/m}^2$$

- **Charges d'exploitation :**

$$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

2) **Plancher étage courant :**

- **Charges permanentes :**

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1-Carrelage+sable+mortier	0.05	-	1.04
2-Plancher à corps creux (16+4)	-	0.20	2.8
3-Enduit au ciment	0.015	18	0.27
4-Cloison légère	-	-	1

La charge permanente \longrightarrow Totale : 5.11KN/m²

$$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$$

- **Charges d'exploitation :**

Nature du local	Q (KN/m ²)
Logements y compris combles aménageables	1.5

La charge d'exploitation \longrightarrow Totale : 1.5KN/m²

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

3) **Dalle pleine en béton armé du hall :**

- **Charges permanentes :**

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m3)	G(KN/m ²)
1-Carrelage+sable+mortier	0.05	-	1.04
2-Dalle pleine en béton armé	0.16	25	4
3-Enduit au ciment	0.015	18	0.27

La charge permanente \longrightarrow Totale : 5.31KN/m²

$$G = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

- Charges d'exploitation :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Tableau. II.1 : Les charges et les combinaisons des charges

Charge Niveau	Type d'utilisation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	$q_u = 1.35G + 1.5Q$ (KN/m ²)	$q_{ser} = G + Q$ (KN/m ²)	Bande (m)	$\bar{q} = q_u \times b$ (KN/ml)	$\bar{q}_s = q_{ser} \times b$ (KN/ml)
Plancher terrasse	Inaccessible	7.45	1	11.56	8.45	0.6	6.94	5.07
1 ^{er} \rightarrow 4 ^{ème} étage	Habitation	5.11	1.5	9.15	6.61	0.6	5.49	3.97
Hall	Habitation	5.31	1.5	9.42	6.81	1	9.420	6.81

V. Pré-dimensionnement des poteaux :

Pour le Pré-dimensionnement des poteaux, On utilise la loi de dégression.

La loi de dégression : [DTR B.C. 2 .2]

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression dite également de base donnée ci-après est applicable.

Cette dégression n'est pas cumulable avec les réductions pour grande surface. C'est-à-dire qu'elle s'applique à la valeur nominale de référence. Toutefois, il est loisible de prendre pour les premiers niveaux à partir du haut, la plus faible des charges résultant de l'application des articles 5 et 6.

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3 ... n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse		Q_0
Sous dernier étage	(étage1)	$Q_0 + Q_1$
Sous étage immédiatement inférieur	(étage2)	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
	(étage3)	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
	(étage4)	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

	(étage n)	$Q_0 + \frac{3+n}{2*n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2*n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

Condition de RPA 99 (version 2003) :

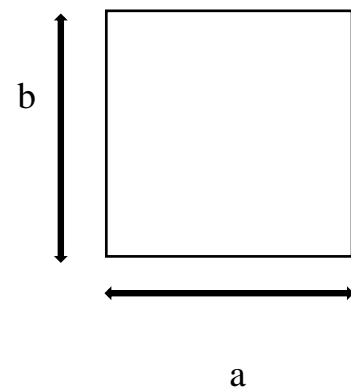
Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \dots \text{zone IIa}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

h_e : hauteur libre de l'étage



Critère de résistance [les règles BAEL91] :

$N_{rés.th}$: La valeur théorique de l'effort normal résistant.

$$N_{rés.th} \leq (B_r * \sigma_b + A * \sigma_s).$$

B_r : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$Br = (a - 2) (b - 2)$; a et b : en [cm].

La résistance du béton comprimé : $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$.

Pour : $\lambda \leq 50 \longrightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$

Avec : $\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$

N_u : effort normal ultime agissant sur le poteau

$$N_u \leq \alpha * \left[\frac{Br * fc28}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A * f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1,5 ;

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15 ;

f_e : Nuance de l'acier (limite d'élasticité ; $f_e = 400 \text{ MPa}$;

A : Section de l'armature à mettre en place ;

α : Coefficient dépendant de l'élanement λ

$$Br \geq \frac{\beta * Nu}{\left[\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{Br} \right) \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \dots\dots (*)$$

On prend : $\frac{A}{Br} = 0.8\% = 0,008$ (Zone IIa) (Mostaganem) Br A [RPA99/V2003]

- σ_s : Contrainte de l'acier ; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

- σ_b : Résistance de calcul du béton : $\sigma_b = 0.85 * \frac{fc28}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$

Il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance, Suivant les règles BAEL91.

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (*), on trouve

$$Br \geq \frac{1.2 * Nu}{\left[\frac{14.2}{0.9} + 0.85 \left(\frac{0.8}{100} \right) \frac{400}{1.15} \right] * 10} = 0.661369 Nu \longrightarrow Br \geq 0.661369 Nu$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que : $Br = (a - 2) \times (b - 2)$ en $[cm^2]$; D'après le critère de résistance, on a :

$$Pu = 1,35Ng + 1,5Nq$$

Avec :

Ng : Effort normal dus aux charges permanentes.

Nq : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$$Nu = 1,15 \times Pu \dots\dots\dots \text{[Les règles BAEL91]}$$

On va faire le dimensionnement en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on prend : $a=b$

Critère de flambement :

Il faut vérifier que :

$$\lambda = \frac{Lf}{i} \leq 35$$

Avec :

λ : élancement ;

Lf : Longueur de flambement.

$$Lf = 0,7 \times L_0$$

L_0 : Longueur libre du poteau

i : Rayon de giration de la section de plan de flambement ;

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.

$$I = \frac{a^4}{12} \dots \text{pour une section carrée}$$

$$B = a \times b \dots \text{[BAEL91 / B.8.4.1]}$$

B : Aire de la section du béton seul.

Tableau. II.2 : La loi de dégression

Niveau	G[KN/m ²]	Q[KN/m ²]	G[KN/m ²]	Q[KN/m ²]
	Corps creux			
4 ^{ème}	7.45	1	7.45	1
3 ^{ème}	5.11	1.5	12.56	2.5
2 ^{ème}	5.11	1.5	17.67	3.85
1 ^{er}	5.11	1.5	22.78	5.05
RDC	5.11	1.5	27.89	6.10
	Valeurs partielles		Valeurs cumulées	

➤ **Exemple de calcul :** (4^{ème} étage)

On prend le poteau le plus sollicité

La surface afférente est :

$$S_{\text{aff}} = \left(\frac{4.53}{2} + \frac{4.1}{2} \right) * \left(\frac{3.08}{2} + \frac{3.93}{2} \right) = 4.315 * 3.505$$

$$S_{\text{aff}} = \mathbf{15.12 \text{ m}^2}.$$

• **Poids propre des poutres principales et secondaire :**

$$P_{\text{pp}} = 25 * 0.30 * 0.35 = \mathbf{2.625 \text{ KN/m}}$$

$$P_{\text{ps}} = 25 * 0.30 * 0.30 = \mathbf{2.25 \text{ KN/m}}$$

• **La longueur afférente de la poutre principale :**

$$L_{\text{aff}} = \frac{4.53}{2} + \frac{4.1}{2} = \mathbf{4.315 \text{ m}}$$

• **La longueur afférente de la poutre secondaire :**

$$L_{\text{aff}} = \frac{3.08}{2} + \frac{3.93}{2} = \mathbf{3.505 \text{ m}}$$

• **Poids total des poutres principales et secondaires :**

$$P_t = P_{pp} * L_{aff(pp)} + P_{ps(ps)} * L_{aff} = 2.625 * 4.315 + 2.25 * 3.505 \longrightarrow P_t = 19.21 \text{ KN}$$

$$N_p = 1.35 * P_t * n \quad \text{Avec : } n = \text{nombre de plancher}$$

$$N_p = 1.35 * 19.21 * 1 \longrightarrow N_p = 25.93 \text{ KN}$$

• **Poids propre des planchers :**

$$G_{\text{cumulé}} = 7.45 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35 * G_{\text{cumulé}} + 1.5 * P_{\text{cumulé}}) * S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35 * 7.45 + 1.5 * 1) * 15.12 \longrightarrow N_{\text{plancher}} = 174.75 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.15 * P_u = 1.15 * (N_{\text{plancher}} + N_p) = 1.15 * (174.75 + 25.93) \longrightarrow N_u = 230.782 \text{ KN}$$

• **La section réduite de béton :**

$$Br \geq 0.661369 * N_u \longrightarrow Br \geq 0.661369 * 230.782 = 152.632 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a-2) * (b-2) \geq 152.632 \text{ cm}^2$$

Pérennant une section carrée pour le poteau :

$$Br = (a-2)^2 \geq \sqrt{152.632} \longrightarrow a^2 \geq \sqrt{152.632} + 2 \longrightarrow a=b= 14.35 \text{ cm}$$

Donc on choisit **(30X30) cm²** pour la section de poteau du dernier niveau (terrasse) et on doit faire les vérifications suivantes :

Remarque :

Les valeurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitations sont cumulées pour le calcul des autres étages.

4. Vérification les conditions de RPA99 :

$$1. \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \dots \text{zone Iia} \longrightarrow \min(30 * 30) \geq 25 \text{ cm}$$

$$2. \min(a, b) \geq \frac{he}{20} \longrightarrow \min(a, b) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

$$3. \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \longrightarrow 0.25 < \frac{30}{30} = 1 < 4$$

Donc \longrightarrow Conditions vérifiées

5. Vérification au flambement :

On a :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

$$\text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a * b \longrightarrow B = 30 * 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{a^4}{12} = \frac{30^4}{12} = 67500 \text{ cm}^4 \longrightarrow i = \sqrt{\frac{67500}{900}} = 8.66 \text{ cm}$$

$$L_f = 0.7 * L_0 = 0.7 * 306 = 214.2 \text{ cm} \longrightarrow \lambda = \frac{214.2}{8.66} = 24.73 \leq 35 \text{ condition vérifiée}$$

Tableau. II.3 : Les choix des sections

Niveau	N(pp+ps) (Poutre chaînage) [KN]	N _{pl} (plancher) [KN]	Pu [KN]	Nu [KN]	Br [cm ²]	A [cm]	Choix [cm]
4 ^{ème} étage	25.93	174.75	200.68	230.79	152.63	14.35	30
3 ^{ème} étage	51.87	313.07	364.94	419.68	277.57	18.66	35
2 ^{ème} étage	77.80	447.1	525.8	604.67	399.91	21.1	35
1 ^{er} étage	103.73	579.52	683.25	785.74	519.66	24.8	40
RDC	129.67	707.64	837.31	962.90	636.83	27.24	40

Tableau.II.4 : La vérification des conditions du (RPA99/V 2003)

Niveau	Choix [cm]	Vérification RPA			Vérification flambement
		min (a, b) ≥ 25 cm	min (a, b) ≥ (he/20)	1/4 < a/b < 4	
4 ^{ème} étage	30	cv	cv	cv	cv
3 ^{ème} étage	35	cv	cv	cv	cv
2 ^{ème} étage	35	cv	cv	cv	cv
1 ^{er} étage	40	cv	cv	cv	cv
RDC	40	cv	cv	cv	cv

VI. Pré-dimensionnement des voiles :

• Les voiles de contreventement :

L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois (03) conditions du [RPA99/A.7.7.1]

1^{ère} condition :

$$e \leq \frac{L}{4}$$

Avec :

L : Largeur du voile correspondant à la portée minimale.

2^{ème} condition :

$$e_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

Avec :

e_{\min} : Epaisseur minimal du voile.

3^{ème} condition :

Condition de rigidité aux extrémités

$$e \geq \frac{he}{20}$$

Avec :

he : Hauteur libre d'étage.

$$he = h - h_d$$

Avec :

h : Hauteur d'étage.

h_d : Hauteur de la dalle.

Pour notre structure :

- $e \leq \frac{200}{4} = 50 \text{ cm}$
- $e \geq \frac{306-20}{20} = 14.3 \text{ cm}$
- $e_{\min} = 15 \text{ cm}$

on prendra **$e = 15 \text{ cm}$**

CHAPITRE III

Etude des plancher

I. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, ...). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ;
- Reprise des efforts horizontaux dus au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les murs en périphérie de sous-sol enterré et répartition de ces efforts aux éléments porteurs ;
- Séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustique ;
- Protection des personnes contre les risques d'incendie ;

II. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de tractions grâce à leurs armatures
- Une dalle de compression ou « hourdis » coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression

Le plancher par un chaînage horizontale

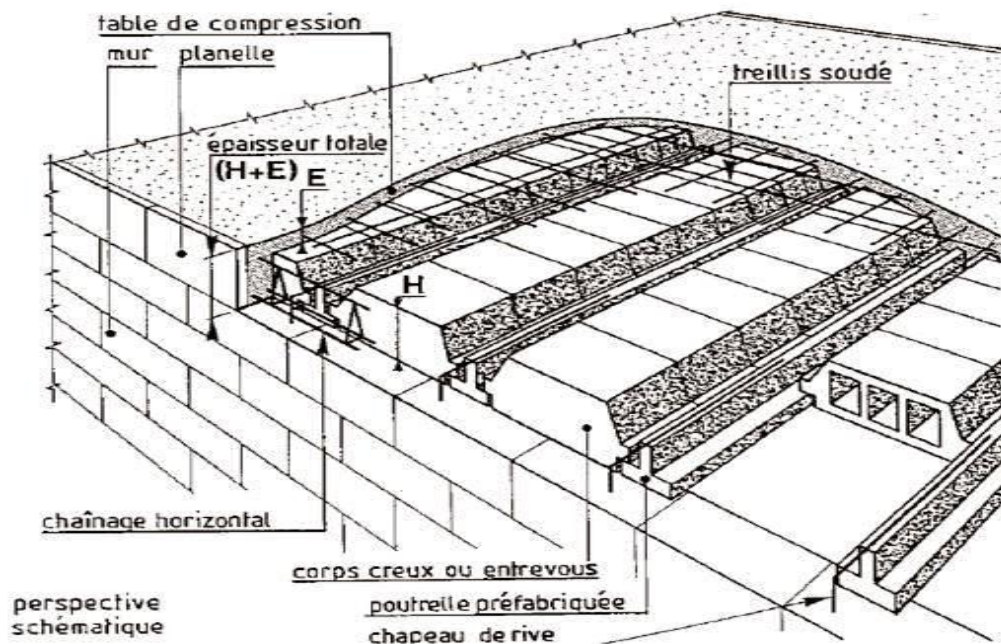


Fig .III.1: Les éléments principaux d'un plancher à corps creux

1. Pré-dimensionnement des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages :

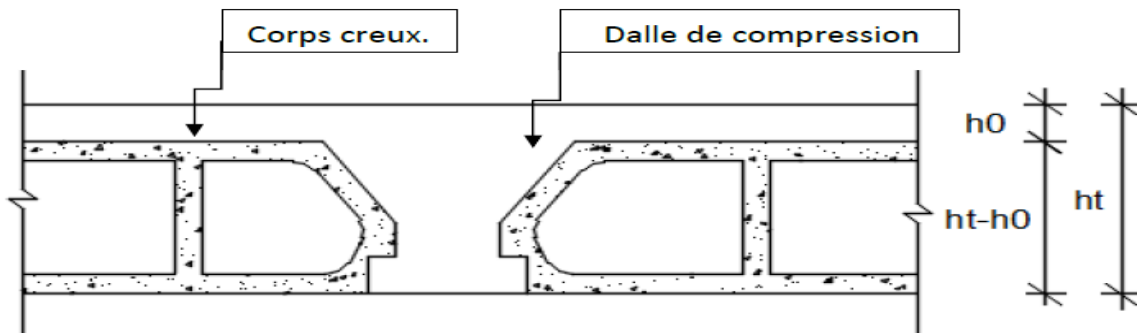


Fig.III.2: coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

h_t : Epaisseur totale du plancher.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

$(h-h_0)$: Epaisseur du corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L}{20} < h < \frac{L}{25} \text{ [BAEL91 / 7.6.8, 424]}$$

Avec :

L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

On a :

$$L_{\max} = (393-30) \text{ cm} = 363 \text{ cm}$$

$$L = 363 \text{ cm} \Rightarrow 18.15 \text{ cm} \leq h_t \leq 14.52 \text{ cm} \Rightarrow$$

$$\text{On prendra : } h_t = (16+4) \text{ cm} = 20 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm ;} \\ h_1 = 16 \text{ cm ;} \\ h_0 = 4 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

D'après le [BAEL91/A.4.1.3] ; on a : $L_n = 60 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ b_1 \leq (6 \div 8) h_0 \end{array} \right.$$

Avec :

L_n : la distance entre axes des nervures ($L_n = 60 \text{ cm}$) [DTR.B.C.2.2/Annexe C3] ;

L : la portée entre nus d'appuis ($L= 3.63\text{m}$) ;

h_0 : la hauteur de la dalle de compression ;

b_0 : l'épaisseur de la nervure ($b_0= 12\text{cm}$).

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq 36.3 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend $b_1 = 24 \text{ cm}$.

La largeur de la dalle de compression est donc : $b = 2*b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}$

2. Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL 91/B .6.8.423]

La dalle de compression doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si $L_n \leq 50 \text{ cm}$ alors $A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \text{cm}^2/\text{ml}$

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \text{cm}^2/\text{ml}$$

- Si $50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$ alors $A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} \text{cm}^2/\text{ml}$

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \text{cm}^2/\text{ml}$$

Avec :

L_n : écartement entre axes des nervures ;

f_e : limite d'élasticité en MPa ($f_e = 520\text{MPa}$) ;

A_{\perp} : armatures perpendiculaires aux nervures ;

$A_{//}$: armatures parallèles aux nervures.

a) Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot Ln}{f_e} = \frac{4 \cdot 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$\emptyset \leq 6 \text{ mm} \Rightarrow$ On prend $\emptyset = 6 \text{ mm}$ D'où $f_e = 520 \text{ Mpa}$

Choix des armatures :

$$5\emptyset 6/\text{ml} \Rightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

($\emptyset 6 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$).

b) Armatures parallèles aux nervures.

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.46}{2} = 0.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5\emptyset 6/\text{ml} \Rightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

($\emptyset 6 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$).

Le treillis soudé adopté est : Ts $\emptyset 6(200 \cdot 200) \text{ mm}^2$.

3. Evaluation des charges :

Etat limite ultime : $Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$

Etat limite de service : $Q_s = (G+Q) \times b$

Type de plancher	Destination	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	b [m]	Q _u [KN/m ²]	Q _{ser} [KN/m ²]
Terrasse	Inaccessible	7.45	1	0.6	6.93	5.07
Etage courant	Habitation	5.11	1.5	0.6	5.49	3.97

4. Etude des poutrelles :

Dans le cas de planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elles sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires :

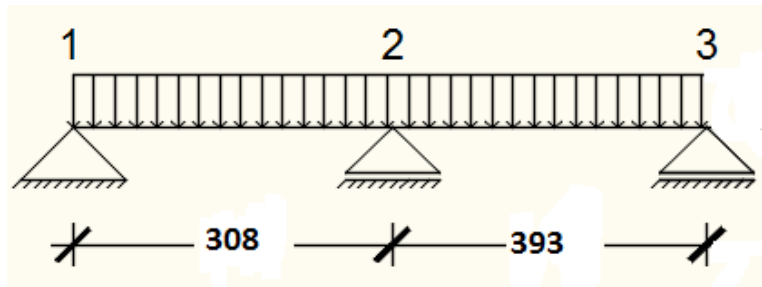
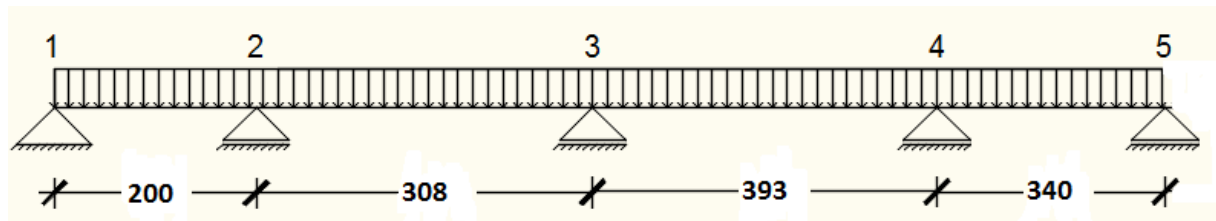
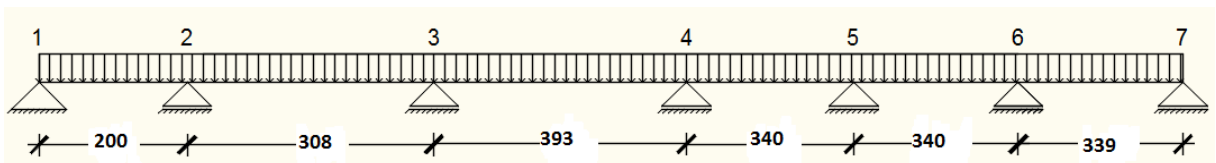
[B A E L 91/B.6.2 ,20]

- Méthode forfaitaire pour les plancher à charges d'exploitation modérée ;

[B A E L 91/B.6.2 ,21]

- Méthode Caquot pour les plancher à charges d'exploitation relativement élevée ;

[B A E L 91/B.6.2 ,22]

Type des poutrelles:**Type 1****Type 2****Type 3****a) Méthode forfaitaire pour le calcul des poutres de plancher à charge d'exploitation modérée :**

Un plancher est dit à charge d'exploitation modéré si les conditions suivantes sont remplies :

- la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente et à 5000N/m^2 ;
- il n'existe pas de charges localisées importantes ;
- les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 ;
- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Si une des conditions n'est pas vérifiée, on appliquera la méthode de Caquot minoré.

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Plancher terrasse :

1. $Q = 100 \text{ daN/m}^2$

Donc $Q = 100 \text{ daN/m}^2 < \max(2G ; 500) \Rightarrow$ Condition vérifiée

2. Les moments d'inerties sont constants \Rightarrow Condition vérifiée

3. $0.8 \leq \frac{I_{Li+1}}{I_{Li}} = \frac{3.93}{3.08} = 1.27 > 1.25 \Rightarrow$ Condition non vérifiée

4. la fissuration est peu nuisible \Rightarrow Condition vérifiée

Etage courant :

1. $Q = 150 \text{ daN/m}^2$

Donc $Q = 150 \text{ daN/m}^2 < \max(2G ; 500) \Rightarrow$ Condition vérifiée

2. Les moments d'inerties sont constants \Rightarrow Condition vérifiée

3. $0.8 \leq \frac{I_{Li+1}}{I_{Li}} = \frac{3.93}{3.08} = 1.27 > 1.25 \Rightarrow$ Condition non vérifiée

4. la fissuration est peu nuisible \Rightarrow Condition vérifiée

Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour les types 1, 2, 3 car la condition (3) n'est pas vérifiée donc ce type de poutrelle sera étudiés par la méthode de Caquot minoré.

b) Méthode Caquot pour le calcul des poutres de plancher à charge d'exploitation relativement élevée :

On se trouve dans ce cas lorsque les conditions indiquées au paragraphe a) ne sont pas remplies. En pratique, il en sera ainsi lorsque la charge d'exploitation sera supérieure à deux fois la charge permanente ou à 5000 N/m^2 .

Nous ne considérerons ici que le cas des poutres pour lesquelles les moments d'inertie dans les différentes travées sont égaux et pour lesquelles la solidarité avec les poteaux est négligée. Pour les autres cas (poutres à moment d'inertie variables d'une travée à l'autre, poutres solidaires des poteaux qui les supportent) on pourra se reporter à **l'annexe F2 des règles B.A.E.L.**

Pour appliquer cette méthode il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et $2/3$; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui l'avantage de libérer le projecteur de toute résolution de système d'équations linéaires. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur un appuis donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.

- **Moments sur appuis intermédiaires :**

$$M_i = - \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

Avec :

$l' = l$: pour une travée de rive ;

$l' = 0.8 l$: pour une travée intermédiaire;

l_w' et l_e' : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui ;

l : la portée réelle de la travée.

- **Appuis de rives :**

$$M_i = -0.2 \frac{q^r * l^2}{8}$$

- **Efforts tranchants :**

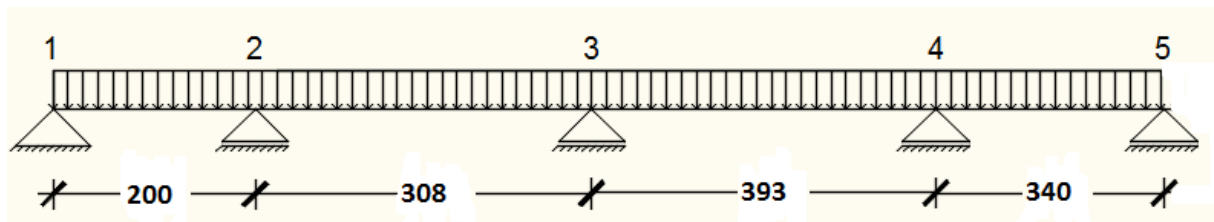
$$T_w = q \frac{L}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

$$T_e = q \frac{L}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

✓ **Application de la méthode Caquot :**

Plancher terrasse : (type de poutrelle à étudiée)

Type 2



a) **Moment fléchissant en appuis :**

La charge ultime réduite : $q_u^r = (1,35 * \frac{2}{3} * G + 1,5 * Q) * b = (1,35 * \frac{2}{3} * 7,45 + 1,5 * 1) * 0,6$

$$q_u^r = 4.923 \text{ KN/ml}$$

La charge de service réduite : $q_{ser}^r = (\frac{2}{3} * G + Q) * b = (\frac{2}{3} * 7,45 + 1) * 0,6$

$$q_{ser}^r = 3.58 \text{ KN/ml}$$

➤ **Etat limite ultime**

$$M_1^u = \frac{q_u^r * l_1^2}{8} = \frac{4.923 * 2.00^2}{8} = 2.4615 \text{ KN.m}$$

$$M_1^u = 2.4615 \text{ KN.m}$$

$$M_5^u = \frac{q_u^r * l_5^2}{8} = \frac{4.923 * 3.4^2}{8} = 7.1137 \text{ KN.m}$$

$$M_5^u = 7.1137 \text{KN.m}$$

➤ Etat limite de service

$$M_1^{ser} = \frac{q_{ser} * l_1^2}{8} = \frac{3.58 * 2.00^2}{8} = 1.79 \text{KN.m}$$

$$M_1^{ser} = 1.79 \text{KN.m}$$

$$M_5^{ser} = \frac{q_{ser} * l_5^2}{8} = \frac{3.58 * 3.4^2}{8} = 5.1731 \text{KN.m}$$

$$M_5^{ser} = 5.1731 \text{KN.m}$$

b) Appuis de rive (1 et 5) :

➤ Etat limite ultime

$$M_{a1}^u = -0.2 * M_1^u = -0.2 * 2.4615$$

$$M_{a1}^u = -0.4923 \text{KN.m}$$

$$M_{a5}^u = -0.2 * M_5^u = -0.2 * 7.1137$$

$$M_{a1}^u = -1.42274 \text{KN.m}$$

➤ Etat limite de service

$$M_{a1}^{ser} = -0.2 * M_1^{ser} = -0.2 * 1.79$$

$$M_{a1}^{ser} = -0.358 \text{KN.m}$$

$$M_{a5}^{ser} = -0.2 * M_5^{ser} = -0.2 * 5.1731$$

$$M_{a5}^{ser} = -1.03462 \text{KN.m}$$

c) Appuis intermédiaires (2,3 et 4) :

➤ Etat limite ultime

$$M_{a2} = - \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} = - \frac{4.923 * 2.00^3 + 4.923 * (0.8 * 3.08)^3}{8.5 * (2 + 0.8 * 3.08)}$$

$$M_{a2} = 0.90297 \text{KN.m}$$

$$M_{a3} = - \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} = - \frac{4.923 * (0.8 * 3.08)^3 + 4.923 * (0.8 * 3.93)^3}{8.5 * (0.8 * 3.08 + 0.8 * 3.93)}$$

$$M_{a3} = 1.66461 \text{KN.m}$$

$$M_{a4} = - \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} = - \frac{4.923 * (3.93 * 0.8)^3 + 4.923 * 3.4^3}{8.5 * (0.8 * 3.93 + 3.4)}$$

$$M_{a4} = 0.72808 \text{KN.m}$$

➤ Etat limite de service

$$M_{a2} = - \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} = - \frac{3.58 * 2.00^3 + 3.58 * (0.8 * 3.08)^3}{8.5 * (2 + 0.8 * 3.08)}$$

$$M_{a2} = \mathbf{0.65664KN.m}$$

$$M_{a3} = - \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} = - \frac{3.58 * (0.8 * 3.08)^3 + 3.58 * (0.8 * 3.93)^3}{8.5 * (0.8 * 3.08 + 0.8 * 3.93)}$$

$$M_{a3} = \mathbf{1.21050KN.m}$$

$$M_{a4} = - \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} = - \frac{3.58 * (3.93 * 0.8)^3 + 3.58 * 3.4^3}{8.5 * (0.8 * 3.93 + 3.4)}$$

$$M_{a4} = \mathbf{0.52946KN.m}$$

d) Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w = q \frac{L}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

$$T_e = q \frac{L}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

Travée de rive (1-2)

➤ **Etat limite ultime**

De gauche :

$$T_w = 4.923 * \frac{2}{2} + \frac{|0.90297| - |-0.4923|}{2}$$

$$T_w = \mathbf{5.128KN}$$

De droite :

$$T_e = 4.923 * \frac{2}{2} - \frac{|0.90297| - |-0.4923|}{2}$$

$$T_e = \mathbf{4.718KN}$$

➤ **Etat limite de service**

De gauche :

$$T_w = 3.58 * \frac{2}{2} + \frac{|0.65664| - |-0.358|}{2}$$

$$T_w = \mathbf{3.72932KN}$$

De droite :

$$T_e = 3.58 * \frac{2}{2} - \frac{|0.65664| - |-0.358|}{2}$$

$$T_e = \mathbf{3.43068KN}$$

e) **Calcul de l'abscisse de M_t maximum (x_0) :**

$$X_0 = \frac{M_1 - M_2}{L_1 * q} + \frac{L_1}{2}$$

Travée de rive (1-2)

➤ **Etat limite ultime**

$$X_0 = \frac{M_1 - M_2}{L_1 * q} + \frac{L_1}{2} = \frac{0.90297 + 0.4923}{2 * 4.923} + \frac{2}{2} \Rightarrow X_0 = 1.14 \text{ m}$$

➤ **Etat limite de service**

$$X_0 = \frac{M_1 - M_2}{L_1 * q} + \frac{L_1}{2} = \frac{0.65664 + 0.358}{2 * 3.58} + \frac{2}{2} \Rightarrow X_0 = 1.14 \text{ m}$$

f) **Moment fléchissant en travées :**

$$M_{(X_0)} = \left(\frac{q_u l_i}{2} x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} x_0 - |M_{i-1}|$$

Travée de rive (1-2)

➤ **Etat limite ultime**

$$M_{(X_0)} = \left(\frac{q_u l_i}{2} x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + M_e * \frac{x_0}{l_i} + M_w * \left(1 - \frac{x_0}{l_i} \right)$$

$$M_{t1}^u = \left(\frac{4.923 * 2}{2} * 1.14 - \frac{4.923 * 1.14^2}{2} \right) + 0.90297 * \frac{1.14}{2} - 0.4923 \left(1 - \frac{1.14}{2} \right)$$

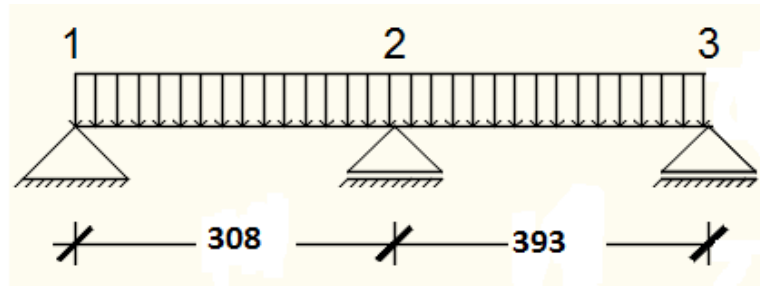
$$M_{t1}^u = 2.716 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite de service**

$$M_{t1}^{ser} = \left(\frac{3.58 * 2}{2} * 1.14 - \frac{3.58 * 1.14^2}{2} \right) + 0.65664 * \frac{1.14}{2} - 0.358 \left(1 - \frac{1.14}{2} \right)$$

$$M_{t1}^{ser} = 1.975 \text{ KN.m}$$

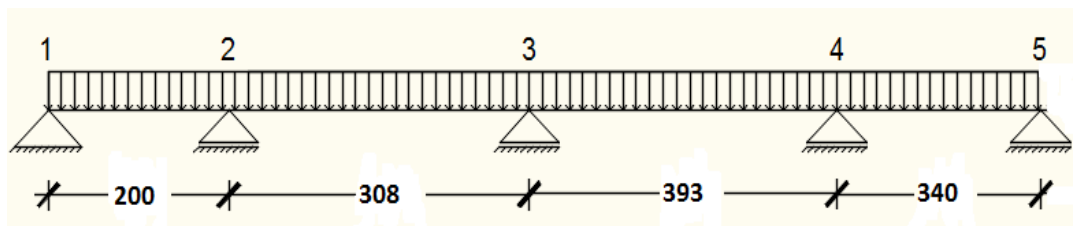
➤ **Type1**



Appuis	Moment en appuis M[KN.m]		Travée	L'abscisse X0[m]		Moment en travée Mt[KN.m]		Effort tranchant[KN]			
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
								Gauche	Droite	Gauche	Droite
1	-1,167	-0,849	1	1,628	1,628	5,6929	3,6219	7,2586	7,9043	5,278	5,748
2	0,173	0,1258	2	1,857	1,858	8,5556	6,2216	-5,105	10,201	-2,7	7,4184
3	-1,9	-1,382									

Tableau .III.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ,efforts tranchant type1

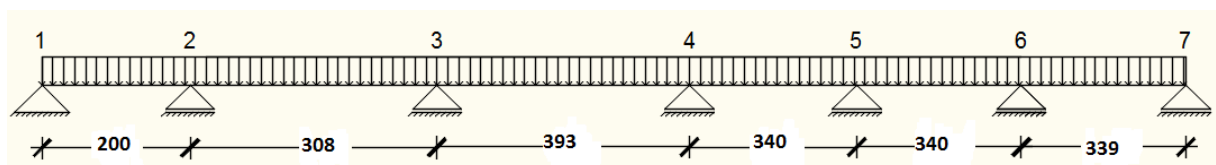
➤ **Type2**



Appuis	Moment en appuis M[KN.m]		Travée	L'abscisse X0[m]		Moment en travée Mt[KN.m]		Effort tranchant[KN]			
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
								Gauche	Droite	Gauche	Droite
1	-0,4923	-0,358	1	1,14	1,14	2,716	1,98	5,128	4,718	3,7293	3,4306
2	0,90297	0,65664	2	1,59	1,59	7,128	5,18	7,8287	7,3341	5,69302	5,33337
3	1,6646	1,2105	3	1,92	1,92	10,706	7,79	9,4354	9,9119	6,8614	7,20799
4	0,7281	0,52946	4	1,57	1,57	6,807	4,95	8,5734	8,1648	6,23458	5,93742
5	-1,4227	-1,03462									

Tableau .III.2: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ,efforts tranchant type2

➤ **Type3**



Appuis	Moment en appuis M[KN.m]		Travée	L'abscisse X0[m]		Moment en travée Mt[KN.m]		Effort tranchant[KN]			
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
								Gauche	Droite	Gauche	Droite
1	-0,4923	-0,358	1	1,14	1,14	2,716	1,975	5,128	4,718	3,7293	3,4306
2	0,90297	0,65664	2	1,59	1,59	7,128	5,183	7,8287	7,3341	5,69302	5,33337
3	1,6646	1,2105	3	1,82	1,82	9,845	7,16	9,4354	9,9119	6,8614	7,20799
4	-1,0819	-0,78675	4	1,76	1,76	6,583	2,707	8,05089	8,6873	5,8546	6,31739
5	0	0									
6	1,78535	1,2983	5	1,81	1,81	8,034	5,839	8,8942	8,4782	6,4679	5,7041
7	-1,4144	-1,0285	6	1,5	1,5	7,348	5,343	8,23506	8,4539	5,9885	6,1477

Tableau .III.3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ,efforts tranchant type3

c) Déterminations des armatures :

Les armatures longitudinales :

A. En travée :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^U = 10,706 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

Soit M_0 : Moment fléchissant équilibré par la table de compression d'où :

$$M_0 = \sigma_b * b * h_0 * (d - \frac{h_0}{2})$$

$$d = 0.9 h = 18 \text{ cm}$$

$$M_0 = 11,33 * 60 * 4 * (18 - \frac{4}{2}) = 43.507 \text{ KN.m}$$

$M_t^U < M_0 \longrightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension $(b \times h) \text{ cm}^2$

✓ Vérification de l'existence de l'armature comprimée :

$$\mu = \frac{M_t^U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{10,706}{11,33 \cdot 60 \cdot 18^2} = 0.0486$$

$$\mu < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \longrightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \longrightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.062$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 (0.062) = 0.975$$

$$A_t = \frac{M_t^U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10706}{348 \cdot 0.975 \cdot 18} = 1.75 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : [BAEL91 / A.4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{1.75}{400} \quad A_{\min} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t ; A_{\min}) \longrightarrow A = 1.75 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_t^{\text{ser}} = 7.79 \text{ KN.m}$$

On a : - Flexion simple

- Section rectangulaire A' \neq

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Section rectangulaire A' } \neq \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \text{ Si } \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\gamma = \frac{M_t^U}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{10706}{7790} = 1.37 \longrightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.435 > 0.062$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : Aucune vérification de σ_s \longrightarrow Les armatures à L'E.L.U seront maintenues.

- Choix des armatures :

$$3T10 \longrightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2$$

B. En appuis :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^U = -1.900 \text{ KN.m}$$

$M_a < 0$ La section de calcul sera une section rectangulaire ($b_0 \times h$) cm^2

✓ Vérification de l'existence de l'armature comprimée :

$$\mu = \frac{M_a^U}{\sigma_b \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{1900}{11.33 \cdot 12 \cdot 18^2} = 0.043$$

$$\mu < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \longrightarrow A' \neq \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \longrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.054$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.978$$

$$A_a = \frac{M_a^U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1900}{348 \cdot 0.978 \cdot 18} = 0.31 \text{ cm}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_a^{ser} = -1.382 \text{ KN.m}$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Flexion simple} \\ - \text{Section rectangulaire } A' \neq \emptyset \\ - \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \text{ Si } \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\gamma = \frac{M_a^{ser}}{M_a^{el}} = \frac{1900}{1382} = 1.37 \quad \rightarrow \quad 0.43 > \alpha = 0.054$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible ; aucune vérification pour σ_s

➔ Les armatures calculées à L'ELUR seront maintenues.

- Choix des armatures :

$$1T10 = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$T_{max} = 10.201 \text{ KN}$$

- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaire à la ligne moyenne c'est-à-dire : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ [BAEL91 / A.5.1,211]

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot d} \text{ [BAEL91 / A.5.1 , 1]}$$

$$\tau_u = \frac{10201}{12 \cdot 18 \cdot 100} = 0.472 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \quad \longrightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{ MPa} \text{ [BAEL91 / A.5.1,211]}$$

$$\bar{\tau}_u = 4.67 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ ➔ les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

- Diamètre des armatures transversales : [BAEL91 / A.7.2,9]

$$\varphi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} , \frac{b_0}{10} , \varphi_L^{min} \right] \text{ mm}$$

$$\varphi_t \leq \min [5.71 ; 12 ; 10] \text{ mm}$$

$$\varphi_t \leq 5.71 \text{ mm}$$

On prend $\varphi_t = 6 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE215

$$A_t = 2\varphi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

- Calcul d'espace des armatures transversales avec

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} K}{0.9 f_e} \text{ Avec } K = 1 \quad \text{Flexion simple [CBA93 / A.5.1.2.3]} \\ \delta_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) \quad \text{[CBA93 / A.5.1.2.2]} \\ \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \leq 0.4 \text{ MPa} \quad \text{[CBA93 / A.5.1.2.2]} \end{array} \right.$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \delta_{t1} \leq \frac{0.57 \times 0.9 \times 215}{12 \times 1.15 (0.472 - 0.3 \times 1.8)}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \quad \delta_{t2} \leq \min(16.2 ; 40) \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} \delta_{t3} \leq \frac{0.57 \times 215}{12 \times 0.4}$$

$$\delta_{t1} \leq -17.533 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq 25.53 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq 16.2 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Donc on prend : } \delta_t = 15 \text{ cm}$$

- Vérification influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

a- Appui de rive :

T_u : l'effort tranchant.

A_l = section des armatures longitudinales inférieures.

Il faut vérifier que :

$$A_l \geq \frac{T_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$A_l = 2.36 \text{ cm}^2 A_l > \frac{T_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\frac{T_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{10201 \times 1.15}{400 \times 100} = 0.30 \text{ cm}^2$$

\longrightarrow Les armatures longitudinales de section A_l peuvent résister à l'effort de traction provoqué par l'effort tranchant donc elles doivent être ancrées au delà du bord de l'appui.

b – Appui intermédiaire : [BAEL91 / A.5.1.3,81]

Vérification si les armatures sont soumises à l'effort de traction :

$$M_U^{MAX} > 0,9 d \cdot T_U$$

M_U^{MAX} : Moment maximum sur appui ($M_u = - 1,9 \text{ KN.m}$)

$$0,9 d \cdot T_u = 0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2} \cdot 10,201 = 1,65 \text{ KN.m}$$

$|M_u| = 1,9 \text{ KN.m} > 1,65 \longrightarrow$ donc l'armature inférieure ne sera pas soumise à aucun effort de traction.

*** Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait à l' ELS

✓ Condition de vérification de la flèche : [BAEL91 / B.7.5]

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{20}{363} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ (c.v)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left[\frac{M_t^S}{M_0^S} \right] \text{ Avec : } M_t^S : \text{ le moment max en travée.}$$

$$M_0^S = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{8} = \frac{5070 \cdot (3,63^2)}{8} = 9788,20 \text{ N.m}$$

$$0,043 < 0,800 \text{ (c.v)}$$

$$\frac{A_s^t}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{60,18} = 0,0021 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,011$$

On doit vérifier que :

$$\Delta_{f_t} = (f_{g_v} - f_{j_i}) + (f_{p_i} - f_{g_i}) \leq \Delta_{f_t \max}$$

Telle que :

f_{g_v} ; f_{g_i} : les flèches dues à la charge g

f_{j_i} : la flèche dues à la charge j

f_{p_i} : la flèche dues à la charge totale p

g : charge permanente après mise en place des cloisons

j : charge permanente avant mise en place des cloisons

p : charge totale

$$g = G \cdot 0,6 = 7,45 \cdot 0,6 = 4,470 \text{ KN/ml}$$

$$j = (G - 75) 0,6 = 4,020 \text{ KN/ml}$$

$$p = (G + Q) 0,6 = (7,45 + 1,00) 0,6 = 5,070 \text{ KN/ml}$$

*** Calcul des moments fléchissants :**

$$M_g = 0,75 \cdot M_{0g} = 0,75 \cdot 4,470 \cdot \frac{3,63^2}{8} = \mathbf{5,521 \text{ KN.m}}$$

$$M_j = 0,75 \cdot M_{0j} = 0,75 \cdot 4,020 \cdot \frac{3,63^2}{8} = \mathbf{4,966 \text{ KN.m}}$$

$$M_p = 0,75 \cdot M_{0p} = 0,75 \cdot 5,070 \cdot \frac{3,63^2}{8} = \mathbf{6,263 \text{ KN.m}}$$

*** Calcul des modules de déformation longitudinales :**

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = \mathbf{32164,2 \text{ MPa}}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = \mathbf{10818,87 \text{ MPa}}$$

*** Calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

I_0 : moment d'inertie de la section totale homogène par rapport à un axe passant par le centre de gravité.

*** Coordonnées de centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{4 \cdot 60 \cdot 2 + 12 \cdot 16 \cdot (8+4) + 15 \cdot 2,36 \cdot 18}{4 \cdot 60 + 12 \cdot 16 + 15 \cdot 2,36}$$

$$V_1 = \mathbf{7,32 \text{ cm}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,32 = 12,68 \text{ cm}$$

$$I_0 = \mathbf{19451,645 \text{ cm}^4}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left[2 + 3 \frac{b_0}{b}\right] \rho}$$

*** Calcul de ρ :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \cdot 18} = \mathbf{0,0109}$$

$$\lambda_i = \mathbf{3,70}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \mathbf{1,48}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100 \cdot \rho = \mathbf{1,09} \quad \beta_1 = \mathbf{0,856}$$

$$\sigma_s^g = \frac{4470}{2,36 \cdot 0,856 \cdot 18} = \mathbf{122,92 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s^p = \frac{6263}{2,36 \cdot 0,856 \cdot 18} = \mathbf{172,23 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s^j = \frac{4966}{2,36 \cdot 0,856 \cdot 18} = \mathbf{136,56 \text{ MPa}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0109 \cdot 122,92 + 2,1} = \mathbf{0,51}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0109 \cdot 136,56 + 2,1} = \mathbf{0,54}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0109 \cdot 172,23 + 2,1} = \mathbf{0,62}$$

$$I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 19451,645}{1 + 1,48 \cdot 0,51} = \mathbf{12193,31 \text{ cm}^4}$$

$$I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1,1 \cdot 19451,645}{1 + 3,70 \cdot 0,54} = \mathbf{7137,03 \text{ cm}^4}$$

$$I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \cdot 19451,645}{1 + 3,70 \cdot 0,62} = \mathbf{6495,69 \text{ cm}^4}$$

$$I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 19451,645}{1 + 3,70 \cdot 0,51} = \mathbf{7411,43 \text{ cm}^4}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{5,521 \cdot 10^3 \cdot (3,63^2)}{10 \cdot 10818,87 \cdot 12193,91} = \mathbf{0,550 \text{ cm}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{gi}}} = \frac{5,521 \cdot 10^3 \cdot (3,63^2)}{10 \cdot 32164,2 \cdot 7411,43} = \mathbf{0,305 \text{ cm}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ji}}} = \frac{5,521 \cdot 10^3 \cdot (3,63^2)}{10 \cdot 32164,2 \cdot 7137,03} = \mathbf{0,285 \text{ cm}}$$

$$f_{pi} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{pi}}} = \frac{5,521 \cdot 10^3 \cdot (3,63^2)}{10 \cdot 32164,2 \cdot 6495,69} = \mathbf{0,395 \text{ cm}}$$

* **Calcul de la flèche totale :**

$$\Delta_{f_t} = (f_{g_v} - f_{j_i}) + (f_{p_i} - f_{g_i})$$

$$\Delta_{f_t} = (0,550 - 0,285) + (0,395 - 0,305)$$

$$\Delta_{f_t} = 0,355 = 3,55 \text{ mm}$$

* **Calcul de la flèche admissible :**

$$\Delta_{f_{t_{max}}} = \frac{363}{500} = 0,7 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow \Delta_{f_t} = 3,55 \text{ mm} < \Delta_{f_{t_{max}}} = 7 \text{ mm}$$

La vérification de la flèche totale est satisfaisante

III. Plancher a dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments rectangulaires, de dimensions L_x et L_y , appuyés sur leurs quatre côtés.

Nous désignerons par L_x la plus petite dimension de la dalle, on aura donc $L_x \leq L_y$.

En général, on considère dans l'étude des dalles une tranche de 1m de largeur, c'est-à-dire que l'on a $b=100\text{cm}$.

a) Méthode de calcul :

1. La dalle ne porte que dans un seul sens :

On considère qu'une dalle ne porte que dans un seul sens lorsque les deux conditions suivantes sont simultanément remplies :

-le rapport $\frac{L_x}{L_y}$ est inférieur à 0.4 ($L_x < 0.4 L_y$) ;

-la dalle ne supporte que des charges uniformément réparties.

Dans ce cas, on évalue les moments en ne tenant compte de la flexion que suivant la petite portée et les moments sont déterminés par application de la méthode forfaitaire.

Les moments ainsi obtenus permettent de déterminer les contraintes, ou les valeurs des armatures, pour les barres disposées parallèlement à L_x .

Ces armatures doivent, en outre, avoir une valeur supérieure à celle résultant de la condition de non-fragilité et leurs écartements doivent respecter les règles données dans **B.A.E.L**

Suivant la direction parallèle à L_y on dispose à la partie inférieure de la dalle, des armatures, dites de répartition, dont la section est au moins égale à :

$\frac{A_x}{4}$ Si les charges appliquées sont uniformément réparties.

(A_x = section des armatures disposées parallèlement à L_x)

Sur les appuis, le long des petits côtés, les moments d'encastrement sont pris égaux à ceux obtenus le long des grands côtés.

En ce qui concerne les charges transmises par le hourdis aux poutres secondaires, on néglige l'effet de continuité, c'est-à-dire que l'effort tranchant est calculé comme si le hourdis reposait à ses deux extrémités sur des appuis simples.

2. La dalle porte suivant deux directions :

On considère qu'une dalle porte suivant deux directions si :

-le rapport $\frac{L_x}{L_y}$ est supérieur ou égal à 0.4 ($L_x \geq 0.4 L_y$) et si la dalle ne supporte que des charges uniformément réparties ;

-la dalle supporte des charges concentrées, quel que soit le rapport des portées L_x et L_y .

Dans le cas envisagé, on détermine les moments suivant les deux directions L_x et L_y et on calcule les armatures parallèles à ces deux directions en fonction des moments trouvés.

Pour notre projet, nous avons un seul plancher à dalle pleine dans les différents étages, le panneau de dalle de notre structure porte suivant deux directions et leur calcul se fera en flexion simple.

$$L_x = 300 \text{ cm}$$

$$L_y = 306 \text{ cm}$$

$$0.4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{300}{306} = 0.980 \leq 1 \Rightarrow \text{Donc le panneau de dalle de notre structure portent}$$

suivant deux directions et son calcul se fera en flexion simple.

➤ Diamètre des armatures :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. **[Pratique du BAEL 91-14.5].**

$$\varnothing_{\max} \leq h_d / 10$$

Avec $h_d = 16 \text{ cm}$.

$$\varnothing_{\max} \leq 16 / 10 = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \varnothing = 10 \text{ mm.}$$

➤ Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 10 \text{ mm}$

$$C_x = a + \varnothing / 2$$

$$C_y = a + \varnothing + \varnothing / 2$$

$$\Rightarrow C_x = 10 + 10 / 2 = 15 \text{ mm}$$

$$C_y = 10 + 10 + 10 / 2 = 25 \text{ mm}$$

➤ **hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5 \text{ cm}$$

➤ **Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]**

Pour les armatures suivent le sens x-x : $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Pour les armatures suivent le sens y-y : $\delta \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

b) **Evaluation des charges et sollicitations :**

D'après la descente de charges effectuée dans le (chapitre II) ; on a :

$$G = 5,31 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

a. **Combinaison fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime (E .L.U) :**

$$\bar{q}_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\bar{q}_u = 1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 1,50 = 9,42 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 9,42 \text{ KN/mL}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$\bar{q}_{ser} = G + Q$$

$$\bar{q}_{ser} = 5,31 + 1,50 = 6,81 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{ser} = \bar{q}_{ser} \times 1,00 = 6,81 \text{ KN/mL.}$$

b. **Calcul des sollicitations :**

Panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel :

➤ **Etat limite ultime (E .L.U) :**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_y = \mu_y \times M_{xu} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_y = \mu_y \times M_{x \text{ ser}} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y .$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho; \nu)$ et $\rho = l_x / l_y$

➤ **Coefficient de poisson ν :**

$v = 0 \Rightarrow$ Etats limites ultimes (béton fissuré) .

$v = 0,2 \Rightarrow$ Etats limites de service (béton non fissuré).

• En travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

• En appuis intermédiaires :

$$M_{ax} = - 0,5 M_x$$

$$M_{ay} = - 0,5 M_y$$

• En appuis de rives :

$$M_{rx} = - 0,3 M_x$$

$$M_{ry} = - 0,3 M_y$$

c) Application :

$$L_x = 300 \text{ cm}$$

$$L_y = 306 \text{ cm}$$

Sens(x-x)

➤ Etat limite ultime (E .L.U) :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0385 * 9.42 * 3^2 = \mathbf{3.26403 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = \mu_y \times M_{xu} = 0.956 * 3.26403 = \mathbf{3.12041 \text{ KN.m}}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0459 * 6.81 * 3^2 = \mathbf{2.81321 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = \mu_y \times M_{x \text{ ser}} = 0.970 * 2.81321 = \mathbf{2.72881 \text{ KN.m}}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho; v)$ et $\rho = l_x / l_y$

➤ Coefficient de poisson v :

$v = 0 \Rightarrow$ Etats limites ultimes (béton fissuré) .

$v = 0,2 \Rightarrow$ Etats limites de service (béton non fissuré).

Sens(y-y)

➤ Etat limite ultime (E .L.U) :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0385 * 9.42 * 3.06^2 = \mathbf{3.3959 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = \mu_y \times M_{xu} = 0.956 * 3.3959 = \mathbf{3.24651 \text{ KN.m}}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0459 * 6.81 * 3.06^2 = \mathbf{2.9269KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_{x_{ser}} = 0.970 * 2.9269 = \mathbf{2.8391KN.m}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho; \nu)$ et $\rho = l_x / l_y$

a. Moment fléchissant en appuis :

➤ Etat limite ultime (E.L.U)

Sens(x-x)

$$M_{ax} = -0,5 M_x = -0.5 * 3.26403KN.m = \mathbf{-1.632KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_y = -0.5 * 3.12041KN.m = \mathbf{-1.5602 KN.m}$$

Sens(y-y)

$$M_{ax} = -0,5 M_x = -0.5 * 3.3959KN.m = \mathbf{-1.698 KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_y = -0.5 * 3.24651KN.m = \mathbf{-1.6233 KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S)

Sens(x-x)

$$M_{ax} = -0,5 M_x = -0.5 * 2.81321KN.m = \mathbf{-1.4067 KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_y = -0.5 * 2.72881KN.m = \mathbf{-1.3644 KN.m}$$

Sens(y-y)

$$M_{ax} = -0,5 M_x = -0.5 * 2.9269KN.m = \mathbf{-1.46346 KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_y = -0.5 * 2.8391KN.m = \mathbf{-1.4196 KN.m}$$

b. Moment fléchissant en travées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U)

Sens(x-x)

$$M_{ax} = 0.85 M_x = 0.85 * 3.26403KN.m = \mathbf{2.7744KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,85 M_y = 0.85 * 3.12041KN.m = \mathbf{2.6523 KN.m}$$

Sens(y-y)

$$M_{ax} = 0,85 M_x = 0.85 * 3.3959KN.m = \mathbf{2.8865 KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,85 M_y = 0.85 * 3.24651KN.m = \mathbf{2.7595 KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S)

Sens(x-x)

$$\text{Max} = 0,85 M_x = 0,85 * 2.81321 \text{KN.m} = \mathbf{2.3912 \text{ KN.m}}$$

$$\text{May} = 0,85 M_y = 0,85 * 2.72881 \text{KN.m} = \mathbf{2.3195 \text{ KN.m}}$$

Sens(y-y)

$$\text{Max} = 0,85 M_x = 0,85 * 2.9269 \text{KN.m} = \mathbf{2.4879 \text{KN.m}}$$

$$\text{May} = 0,85 M_y = 0,85 * 2.8391 \text{KN.m} = \mathbf{2.4132 \text{ KN.m}}$$

c. Moment fléchissant en appui de rive:

➤ Etat limite ultime (E.L.U)

Sens(x-x)

$$\text{Max} = -0,3 M_x = -0,3 * 3.26403 \text{KN.m} = \mathbf{-0.9792 \text{KN.m}}$$

$$\text{May} = -0,3 M_y = -0,3 * 3.12041 \text{KN.m} = \mathbf{-0.9361 \text{ KN.m}}$$

Sens(y-y)

$$\text{Max} = -0,3 M_x = -0,3 * 3.3959 \text{KN.m} = \mathbf{-1.0189 \text{ KN.m}}$$

$$\text{May} = -0,3 M_y = -0,3 * 3.24651 \text{KN.m} = \mathbf{-0.974 \text{ KN.m}}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S)

Sens(x-x)

$$\text{Max} = -0,3 M_x = -0,3 * 2.81321 \text{KN.m} = \mathbf{-0.844 \text{ KN.m}}$$

$$\text{May} = -0,3 M_y = -0,3 * 2.72881 \text{KN.m} = \mathbf{-0.8187 \text{ KN.m}}$$

Sens(y-y)

$$\text{Max} = -0,3 M_x = -0,3 * 2.9269 \text{KN.m} = \mathbf{-0.8781 \text{ KN.m}}$$

$$\text{May} = -0,3 M_y = -0,3 * 2.8391 \text{KN.m} = \mathbf{-0.8517 \text{ KN.m}}$$

Tableau .III.4 :Les sollicitations maximales

sens	ELU			ELS		
	M _{appui rive}	M _{travée}	M _{appui inter}	M _{appui rive}	M _{travée}	M _{appui inter}
(X-X)	-0.9361	2.7744	-1.5602	-0.8187	2.3912	-1.3644
(Y-Y)	-0.974	2.8865	-1.6233	-0.8517	2.4879	-1.4196

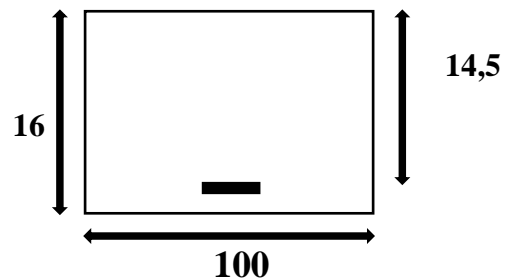
d) Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

✓ Sens (x-x)

a) En travée :

Etat limite ultime (E.L.U)

$$M^u_{t_x} = 2,744 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence de l'armature comprimées :

$$\mu = \frac{M^u_{t_x}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2744,4}{14,2 \cdot 100 \cdot (14,5^2)} = \mathbf{0,01}$$

$$\mu = \mathbf{0,01} < \mu_l = \mathbf{0,392} \quad (\text{Acier FeE400}) \quad A' \neq ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = \mathbf{0,0125}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \beta = \mathbf{0,995}$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M^u_{t_x}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{2744,4}{348 \cdot 0,995 \cdot 14,5} = \mathbf{0,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

✓ Condition de non fragilité :

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 16 = \mathbf{1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

$$A = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \longrightarrow A = \mathbf{1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

✓ Ecartement des armatures :

$$\delta \leq \min (3h_d ; 33 \text{ cm}) = \mathbf{33 \text{ cm}}$$

Choix des armatures :

$$5 \text{ T } 10 \longrightarrow A = \mathbf{3,93 \text{ cm}^2 / \text{m}}$$

$$\text{T } 10 \longrightarrow e = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

Etat limite de service (E.L.S)

$$M^{\text{ser}}_{t_x} = \mathbf{2,3912 \text{ KN.m}}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{St rectangulaire avec } A' \neq \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M^u_{tx}}{M^s_{tx}} = \frac{2744,4}{2391,2} = 1,147$$

$$\longrightarrow \alpha = 0,0125 \leq 0,3445 \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Conclusion :**

- ✓ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- ✓ **Fissuration peu nuisible**
- ✓ (aucune verification pour σ_s)

Donc les armatures calculées à L' E.L.U seront maintenues .

b) En appuis :

Etat limite ultime (E.L.U)

$$M^u_{ax} = - 1,5602 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M^u_{ax}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1560,2}{14,2 \cdot 100 \cdot (14,5^2)} = 0,005$$

$$\mu = 0,005 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400}) \quad A' \neq ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \beta = 0,997$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M^u_{ax}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{1560,2}{348 \cdot 0,997 \cdot 14,5} = 0,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \longrightarrow A = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ecartement des armatures :

$$\delta \leq \min (3h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$5 \text{ T } 10 \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{T } 10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Etat limite service (E.L.S)

$$M_{ax}^{ser} = - 1,3644 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

St rectangulaire avec A' \neq A

Acier FeE400

$$\text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{1560,2}{1364,4} = 1,143$$

$$\alpha = 0,006 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,3215 \quad \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

- ✓ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- ✓ Fissuration peu nuisible
- ✓ (aucune verification pour σ_s)

Donc les armatures calculées à L' E.L.U seront maintenues

✓ Sens y-y

a) En travée:

Etat limite ultime (E.L.U)

$$M_{ty}^u = 2,8865 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M^u_{ty}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2886,5}{14,2 \cdot 100 \cdot (13,5^2)} = 0,0111$$

$$\mu = 0,0111 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400}) \quad A' \neq ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 0,0140$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \beta = 0,944$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M^u_{ty}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{2886,5}{348 \cdot 0,944 \cdot 13,5} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$4 \text{ T } 10 \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{T } 10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Etat limite de service (E.L.S) :

$$M^s_{ty} = 2,4879 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

St rectangulaire avec $A' \neq$

Acier FeE400

$$\text{si} \quad \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M^u_{ty}}{M^s_{ty}} = \frac{2886,5}{2487,9} = 1,160$$

$$\alpha = 0,0139 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,33 \quad \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

- ✓ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- ✓ Fissuration peu nuisible
- ✓ (aucune verification pour σ_s)

Donc les armatures calculées à L' E.L.U seront maintenues

b) En appuis :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ay}^u = -1,6233 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1623,3}{14,2 \cdot 100 \cdot (13,5^2)} = 0,006$$

$$\mu = 0,006 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400}) \quad A' \nexists ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 0,008$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \beta = 0,996$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{1623,3}{348 \cdot 0,996 \cdot 13,5} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \longrightarrow A = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ecartement des armatures :

$$\delta \leq \min(4hd; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$4 \text{ T } 10 \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{T } 10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ay}^s = -1,4196 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

St rectangulaire avec $A' \nexists$

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{St rectangulaire avec } A' \nexists \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \text{ si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M^u_{ay}}{M^s_{ay}} = \frac{1623,3}{1419,6} = 1,143$$

$$\alpha = 0,012 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,32 \quad \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

- ✓ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- ✓ **Fissuration peu nuisible**
- ✓ (aucune verification pour σ_s)

Donc les armatures calculées à L' E.L.U seront maintenues

e) Vérification des contraintes de cisaillement : [CBA93 / A.5.2.2]

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u$$

τ_u : Contrainte tangente ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangente admissible ;

T_u^{max} : Effort tranchant max ;

$$T_u^{max} = 10,201 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{10201}{100 \cdot 14,5 \cdot 10^2} = 0,07 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,05 f_{c28} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Donc il n'y a pas de reprise de bétonnage

Les armatures transversales ne sont pas
Necessaires

d) Vérification de la flèche

- Condition de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{M_x^{ser}}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} < \frac{2}{f_e} \frac{3,00}{100 \cdot 14,5} < \frac{2}{400} 0,0021 < 0,005 \text{ (c.v)}$$

Conclusion :

l'une des deux conditions n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est necessaire.

On doit vérifier que : $(f_{g_v} - f_{j_i}) + (f_{p_i} - f_{g_i}) \leq \Delta f_{t_{max}}$

f_{g_v} ; f_{g_i} : les flèches dues à la charge g ;

f_{j_i} : la flèche dues à la charge j ;

f_{p_i} : la flèches dues à la charge totale p ;

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = G \times 1 = 531 \times 1 = 531 \text{ daN/ml}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons ;

$$j = (531 - 100) = 431 \text{ daN/ml}$$

$$p : \text{charge totale } p = (G + Q) \times 1 = (531 + 150) = 681 \text{ daN/ml}$$

CHAPITRE IV

Etude des éléments non structuraux

I. Définition :

L'escalier est une construction architecturale constitué d'une suite de marches permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Il est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

II. Elements constitutifs d'un escalier :

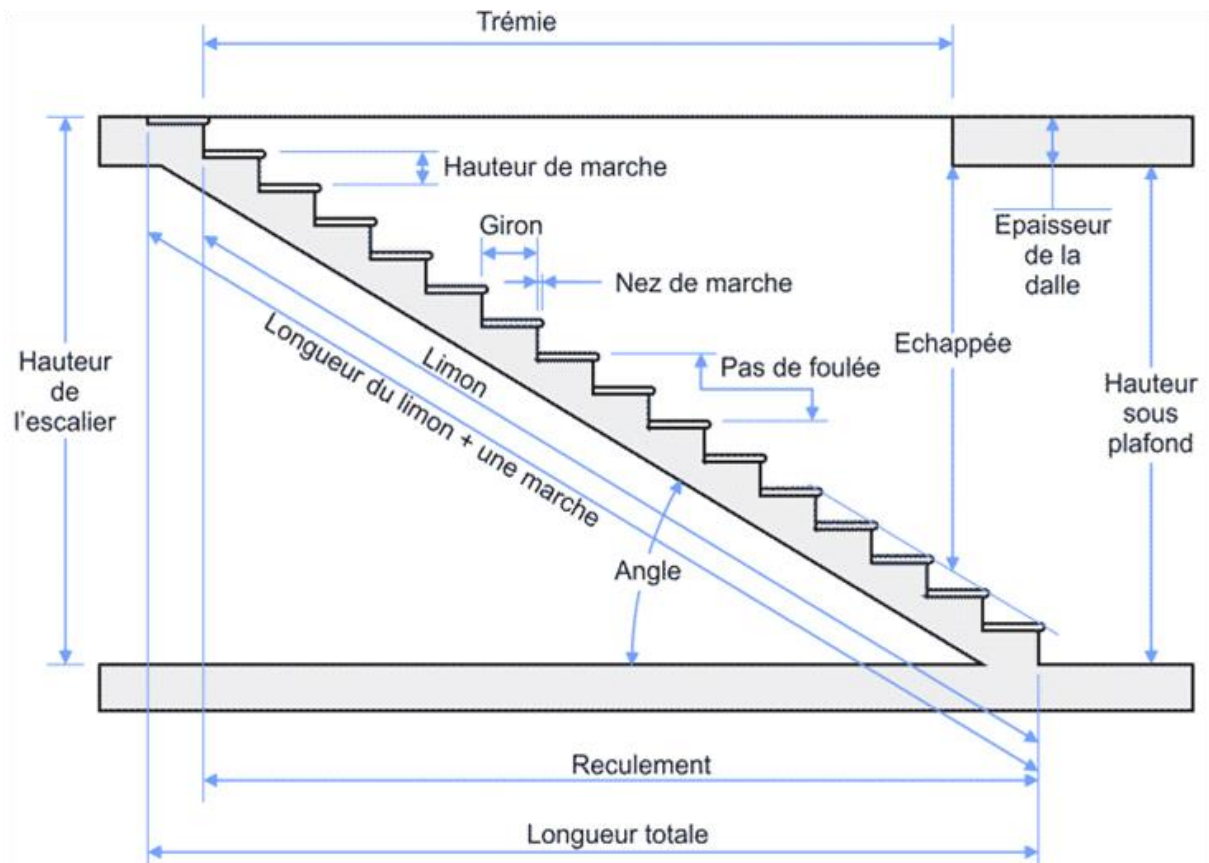


Fig.IV.1: Coupe sur la cage d'escalier

Emmarchement : Longueur de la marche.

g : Giron (largeur d'une marche).

h : Hauteur d'une marche.

Contre marche : Partie verticale d'une marche.

Volée : l'ensemble des marches qui réunissent deux paliers (avec 20 marches au maximum).

Le limon : la poutre qui porte la volée du côté du vide.

Le jour j : la distance entre les projections horizontales de deux limons consécutifs.

Mur d'échiffre : Mur qui limite l'escalier.

Paillasse : la dalle située sous l'escalier.

Le collet : Bord qui limite l'escalier du côté du jour.

Ligne de foulée : Courbe décrite par une personne prenant l'escalier.

Palier de repos : Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées.

Palier d'arrivée : Palier d'étage.

L'échappée : La distance entre la partie de la construction située au-dessus de l'escalier et la marche qui se trouve à l'aplomb de cet obstacle, afin qu'on ne risque pas de se heurter la tête en montant l'escalier cette distance doit être au moins égale à 2.20m.

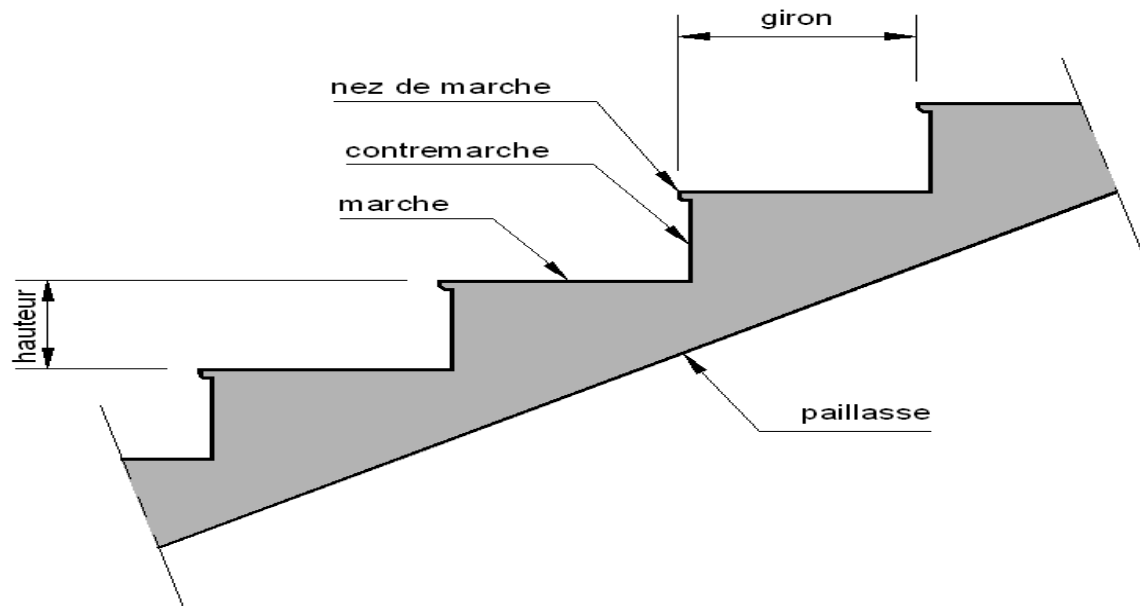


Fig .IV.2 : Coupe sur paillasse

Pour que l'escalier puisse être monté facilement, il faut avoir entre ces deux quantités la relation :

$$2h+g = \text{environ } 64 \text{ cm}$$

Dans notre projet, On a un seul type d'escalier à deux volées avec un palier intermédiaire.

1. Pré-dimensionnement :

Selon le plan d'architecture, on a :

Le giron : **$g = 30 \text{ cm}$**

La hauteur de la marche : **$h = 17 \text{ cm}$**

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de 'BLONDEL' suivante :

$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$; Selon cette formule ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \quad 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \text{ (C.V)}$$

- **Contre marches :**

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre marches. (On a 9 contre marches par volée)}$$

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \longrightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

- **La longueur de la paillasse :**

$$L' = \frac{h \times n}{\sin \alpha} = \frac{0.17 \times 8}{\sin(29.54^\circ)} = \mathbf{2.76 \text{ m}}$$

$$L_{\text{pai}} = L' + L_{\text{palier}} = 2.76 + 1.45 = \mathbf{4.21 \text{ m}}$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L_{\text{pai}}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{\text{pai}}}{20} \longrightarrow \frac{421}{30} \leq e_p \leq \frac{421}{20} ; \quad 14.03 \leq e_p \leq 21.05 \text{ (cm)}$$

$$e_p = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

1. Descente des charges :

a) Volée :

a) Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)**1.04 KN/m²**

- Revêtement vertical ($104 \times \frac{h}{g}$)**0.5894 KN/m²**

- Poids propre des marches ($2200 \times \frac{h}{2}$)**1.87 KN/m²**

- Poids propre de la paillasse ($2500 \times \frac{e_p}{\cos \alpha}$)**4.31 KN/m²**

- Enduit en ciment ($18 \times \frac{1.5}{\cos \alpha}$)**0.31 KN/m²**

$$\mathbf{G_1 = 8.12 \text{ KN/m}^2}$$

b) Surcharge d'exploitation : $\mathbf{Q = 2.5 \text{ KN/m}^2}$

c) Combinaisons fondamentales

- Etat limite ultime (E.L.U)

$$q_1^u = 1.35G_1 + 1.5Q = 1.35 \times 8.12 + 1.5 \times 2.5 = \mathbf{14.72 \text{ KN/m}^2}$$

- Etat limite de service (E.L.S)

$$q_1^{ser} = G_1 + Q = 8.12 + 2.5 = \mathbf{10.62 \text{ KN/m}^2}$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_1^u} = q_1^u \times 1.00 = 14.72 \times 1.00 = \mathbf{14.72\text{KN/ml}}$$

$$\overline{q_1^{ser}} = q_1^{ser} \times 1.00 = 10.62 \times 1.00 = \mathbf{10.62\text{ KN/ml}}$$

b) Palier :

a) Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable).....**1.04 KN/m²**

- Poids propre du palier (2500× e_p).....**3.75KN/m²**

- Enduit au ciment (18 daN/m²/cm × 1.5)**0.27KN/m²**

$$\mathbf{G_2 = 5.06\text{ KN/m}^2}$$

b) Surcharge d'exploitation : Q = 2.5 KN/m²

c) Combinaisons fondamentales

- Etat limite ultime (E.L.U)

$$q_2^u = 1.35G_2 + 1.5Q = 1.35 \times 5.06 + 1.5 \times 2.5 = \mathbf{10.58\text{ KN/m}^2}$$

- Etat limite de service (E.L.S)

$$q_2^{ser} = G_2 + Q = 5.06 + 2.5 = \mathbf{7.56\text{ KN/m}^2}$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_2^u} = q_2^u \times 1.00 = 10.58 \times 1.00 = \mathbf{10.58\text{KN/ml}}$$

$$\overline{q_2^{ser}} = q_2^{ser} \times 1.00 = 7.56 \times 1.00 = \mathbf{7.56\text{ KN/ml}}$$

$$q_1^u = \mathbf{14.72\text{ KN/ml}}$$

$$q_2^u = \mathbf{10.58\text{ KN/ml}}$$

$$q_1^{ser} = \mathbf{10.62\text{ KN/ml}}$$

$$q_2^{ser} = \mathbf{7.56\text{ KN/ml}}$$

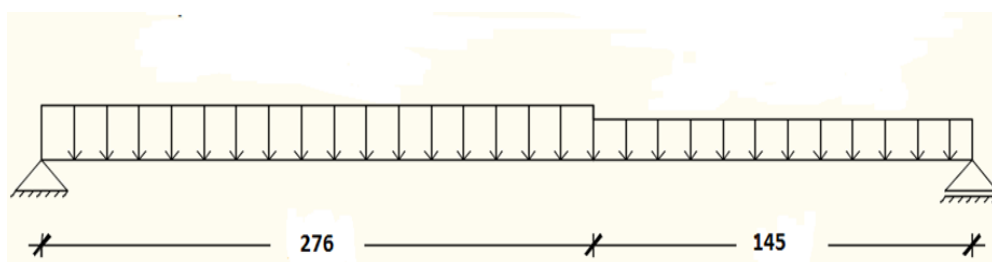


Fig.IV.3 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

4 Evaluation calcul et Vérification des éléments à l'ELU et l'ELS :

Calcul des réactions R_A ; R_B :

$$+R_A - q_u^1 \times 2.76 - q_u^2 \times 1.45 + R_B = 0$$

$$+R_A - 14.72 \times 2.76 - 10.58 \times 1.45 + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = 55.96 \text{ KN}$$

$$\varepsilon M/A = 14.72 \times \frac{2.76^2}{2} + 10.58 \times 1.45 \times 3.485 - R_B \times 4.21 = 0 \longrightarrow R_B = 26.01 \text{ KN}$$

$$\frac{\varepsilon M}{A} = -10.58 \times \frac{1.45^2}{2} - 14.72 \times 2.76 \times 2.83 - R_B \times 4.21 = 0 \longrightarrow R_A = 29.95 \text{ KN}$$

E.L.U

Section I-I : $0 \leq x \leq 2.76 \text{ m}$

$$T_1(x) = R_A - q_1^u x = 29.95 - 14.72 x$$

$$x = 0 \longrightarrow T_1(0) = 29.95 \text{ KN}$$

$$x = 2.76 \longrightarrow T_1(2.76) = -10.68 \text{ KN}$$

$$M_1(x) = R_A \times x - q_1^u \times \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \longrightarrow M_1(0) = 0$$

$$x = 2.76 \longrightarrow M_1(2.76) = 26.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} \frac{dM_1(x)}{dx} = T_1(x) = 0$$

$$29.95 - 14.72 X_m = 0 \longrightarrow X_m = 2.03 \text{ m}$$

$$M_{max} = 30.46 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appuis :**

$$M_{au} = -0,2M_{max} = -6,09 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tu} = 0,8M_{max} = 24,36 \text{ KN.m}$$

E.L.S

$$+R_A - q_u^1 \times 2.76 - q_u^2 \times 1.45 + R_B = 0$$

$$+R_A - 10.62 \times 2.76 - 7.56 \times 1.45 + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = 40.27 \text{ KN}$$

$$\varepsilon M/A = 10.62 \times \frac{2.76^2}{2} + 7.56 \times 1.45 \times 3.485 - R_B \times 4.21 = 0 \quad R_B = 18.68 \text{ KN}$$

$$\varepsilon M/B = -7.56 \times \frac{1.45^2}{2} - 10.62 \times 2.76 \times 2.83 + R_B \times 4.21 = 0 \quad R_A = 21.59 \text{ KN}$$

Section I-I : $0 \leq x \leq 2.76 \text{ m}$

$$T_1^S(x) = R_A^S - q_1^S x = 21.59 - 10.62 x$$

$$\left. \begin{array}{l} x = 0 \longrightarrow T_1^S(0) = 21.59 \text{ KN} \\ x = 2.76 \longrightarrow T_1^S(2.76) = -7.72 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$M'_1(x) = 21.59 x - 10.62 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\left. \begin{array}{l} x = 0 \longrightarrow M_1^S(0) = 0 \\ x = 2.76 \longrightarrow M_1^S(2.76) = 19.13 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$M_{max}^S \frac{dM_1^S(x)}{dx} = T_1(x) = 0$$

$$21.59 - 10.62 x_m^S = 0 \longrightarrow x_m^S = 2.03 \text{ m}$$

$$M_{max}^S = M_1^S(x_m^S) = 21.94 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appuis :**

$$M_{as} = -0,2M_{max} = -4.388 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{ts} = 0,8M_{max} = 17,55 \text{ KN.m}$$

Moments fléchissant :

- E.L.U :

- **Moment en appuis :** $M_{au} = -6,09 \text{ KN.m}$
- **Moment en travée :** $M_{tu} = 24,36 \text{ KN.m}$

- E.L.S :

- **Moment en appuis :** $M_{as} = -4.388 \text{ KN.m}$
- **Moment en travée :** $M_{ts} = 17,55 \text{ KN.m}$

3. Calcul du ferrailage :

A. En travée :

Etat limite ultime (E.L.U) : $M_t^u = 24.36 \text{ KN.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{24360}{14.2 \times 100 \times 13^2} = \mathbf{0.101}$$

$\mu = 0.101 < \mu_1 = 0,392 \implies$ (acier FeE400) $\implies A'$ n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0,134$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \implies \beta = 0,946$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{24360}{348 \times 0.946 \times 14} = \mathbf{5.28 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times d = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) \implies A = 5.28 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$\mathbf{6T12/ml \longrightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$\mathbf{T12 \longrightarrow e = 15 \text{ cm).}$$

Etat limite de service (E.L.S) : $M_t^{ser} = 17.55 \text{ KN.m}$

Flexion simple
 Section rectangulaire avec \bar{A}_s
 Acier FeE400

si $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times fc28 = 15 \text{ MPa}$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_{ser}^u} = \frac{24.36}{17.55} = 1.38$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.168 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = 0.44 \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times fc28 = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

✓ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

✓ Fissuration peu nuisible → Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 \rightarrow A_r = 1.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$3T10/\text{ml} \longrightarrow A = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

B. En appui :

Etat limite ultime (E.L.U) : $M_a^u = - 6.092 \text{ KN.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6092}{14.2 \times 100 \times 14^2} = 0.027$$

$$\mu = 0.027 < \mu_l = 0,392 \implies (\text{acier FeE400}) \implies A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,034$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,986$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{6092}{348 \times 0,986 \times 14} = 1,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) \Rightarrow A = 1,27 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3\text{T8/ml} \longrightarrow A = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T8} \longrightarrow e = 20 \text{ cm}.$$

Etat limite de service (E.L.S) : $M_a^{\text{ser}} = - 4.388 \text{ KN.m}$

Flexion simple

Section rectangulaire avec \bar{A}_z

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \bar{A}_z \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \text{ si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{6,092}{4,388} = 1,388$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,388-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,444$$

$$\alpha = 0,034 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,444 \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\checkmark \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

✓ Fissuration peu nuisible → Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

Armatures de répartition :

$$A_r = 1,51 / 4 \rightarrow A_r = 0,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$1T8/ml \longrightarrow A = 0.50 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{max} = 29.95 \text{ KN} = 29950 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{29950}{100 \times 13 \times 100} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage



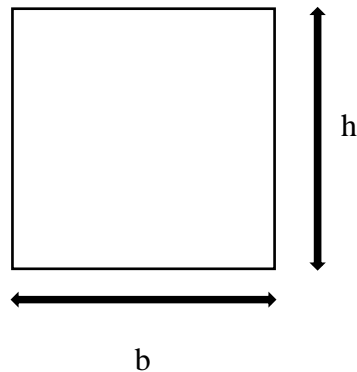
Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

5 Poutre palière :**5.1 Pré-dimensionnement :**

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

✓ Critère de flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$



L : Longueur de la poutre ;

h : Hauteur totale de la poutre ;

b : Largeur de la poutre ;

Fig .IV.4 : Section transversale d'une poutre

✓ Conditions imposées par le RPA99 (version2003) :

- $b \geq 20 \text{ cm}$;
- $h \geq 30 \text{ cm}$;
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$;

Dans notre projet, On a :

$L = 481 \text{ cm}$;

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \longrightarrow \frac{481}{15} \leq h \leq \frac{481}{10} \longrightarrow 32.06 \text{ cm} \leq h \leq 48.1 \text{ cm}$$

Donc ; On prendra : **$b = 30 \text{ cm}$** et **$h = 40 \text{ cm}$**

✓ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
 - $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$
 - $0.25 \leq 1.34 \leq 4$
- } Conditions vérifiées

Remarque : la section de la poutre palière est de dimension $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

Evaluation des charges :

Calcul du poids propre g_p de la poutre palière :

$$g_p = b \times h \times \gamma_{\text{béton}}$$

$$g_p = 0.4 \times 0.3 \times 25 \longrightarrow g_p = 3 \text{ KN/ml}$$

Calcul de la charge due au poids du mur :

$$g'_{mur} = g_{mur} \times \frac{h_e}{2}$$

$$\text{Epaisseur du mur : } e_p = 30 \text{ cm} \longrightarrow G_{mur} = (0.90 + 1.30 + (2 \times 18 \times 0.015)) = 2.74 \text{ KN/m}$$

$$\text{Hauteur libre du mur : } h = 3.06 - 0.15 = 2.91 \text{ m}$$

$$g'_{mur} = 274 \times \frac{2.91}{2} = 398.67 \text{ daN/ml} = 3.9867 \text{ KN/ml}$$

Réaction de la volée et du palier :

$$R_B = 26.01 \text{ KN/ml}$$

Combinaisons fondamentales :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1.35 (g_p + g'_{mur}) + R_B \qquad q_u = 35.44 \text{ KN/ml}$$

Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = (g_p + g'_{mur}) + R_B \qquad q_{ser} = 32.9967 \text{ KN/ml}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_0^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{35.44 \times 4.3^2}{8} = 81.91 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^u = 0.8 \times M_0^u = 65.63 \text{ KN.m} \\ M_a^u = -0.2 \times M_0^u = -16.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_0^s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{32.9967 \times 4.3^2}{8} = 76.26 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^s = 0.8 \times M_0^s = 61.01 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.2 \times M_0^s = -15.252 \text{ KN.m} \end{cases}$$

	E.L.U	E.L.S
Travée	65.63	61.01
Appuis	- 16.38	- 15.252

Calcul du ferrillage :

En travée :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 65.63 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{65530}{14.2 \times 30 \times 36^2} = 0.118$$

$$\mu = 0.118 < \mu_1 = 0.392 \implies (\text{acier FeE400}) \implies A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0.157$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \implies \beta = 0.937$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{65530}{348 \times 0.937 \times 36} = 5.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \implies A = 5.58 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3T12 \text{ (filante)} + 3T12 \text{ (chapeaux)/ml} \longrightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^s = 61.01 \text{ KN.}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $\bar{\alpha} \neq 1$

Acier FeE400

$$\text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_{ser}^u} = \frac{65.63}{61.01} = 1.075$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.075-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.286$$

$$\alpha = 0.157 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.286 \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\checkmark \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

✓ Fissuration peu nuisible \rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

En appui :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = - 16.38 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16380}{14.2 \times 30 \times 36^2} = 0.029$$

$$\mu = 0.029 < \mu_l = 0,392 \implies (\text{acier FeE400}) \implies A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.036$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.985$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{16380}{348 \times 0.985 \times 36} = 1.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) \Rightarrow A = 1.32 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3T10/\text{ml} \longrightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^s = -15.252 \text{ KN}.$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $\bar{A}\bar{z}$

Acier FeE400

$$\text{si } \alpha ? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times fc28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{16.32}{15.252} = 1.070$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = \frac{1.070-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.285$$

$$\alpha = 0.036 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = 0.285 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times fc28 = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\checkmark \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

✓ Fissuration peu nuisible → Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

[CBA93/A.5.1.3] :

$$T_u^{\text{max}} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{3544 \times 4.3}{2} = 7619.6 \text{ daN/ml}$$

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 36 \quad \mathbf{a = 32.4}$$

$$T_u^{max} = 76196 \text{ N} \leq 0.267 \times 32.4 \times 30 \times 25 \times 100 = 648810 \text{ N}$$

Donc il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures [CBA93/A.5.1.3.2.1] :

On doit vérifier que :

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_d^u}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_{inf} = 2.36 \geq \frac{1.15}{400} \left[76196 + \frac{16380}{0.9 \times 36} \right] 10^{-2}$$

$$A_{inf} = 2.36 > 2.20 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

Donc il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne [CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1] :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{76196}{30 \times 36 \times 100} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa} \longrightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d) Section et écartement des armatures transversales A_t [Article BAEL91/4.2.3] :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \geq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_{1min} \right]$$

$$\varphi_t \geq \min \left[\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right] = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235

$$\mathbf{4\varphi 8} \longrightarrow \mathbf{A_t = 2.01 \text{ cm}^2}$$

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$K = 1 \text{ (flexion simple)}$$

$$\alpha = 90^\circ \quad \sin \alpha = 1, \quad \cos \alpha = 0$$

$$\delta_{t1} \leq 179.94 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) = \min (32.4 ; 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t2} \leq 32.4 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2]}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 39.36 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2]}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 32.4 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

On adopte : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

III. Etude des balcons :

Le balcon est un élément qui déborde de la structure ; il est considéré comme console encastrée à l'extrémité dans la poutre de rive.

Le balcon est calculé comme console sollicitée par G, P, Q tel que :

G : charge permanente (balcon) ;

P : surcharge d'exploitation ;

Q : charge concentrée du mur en brique de hauteur 2.94 et d'épaisseur ($e=h_d=16 \text{ cm}$).

L = 1.05m

1. Descente des charges :

- **Charge permanente :**

Carrelage + mortier de pose +sable1,04 [KN/m²]

Dalle pleine en béton armé (16cm) 25×0.164 [KN/m²]

Enduit au ciment (1,5cm) (18daN/m² /cm).....0,27[KN/m²]

G =5,31 [KN/m²]

Pour une bande de 1m de largeur : $\bar{G} = G \times 1,00 = 5,31 \text{ KN/mL}$

- **Surcharges d'exploitation :**

Pour une bande de 1m de largeur : $\bar{q} = Q \times 1,00 = 3,5 \text{ KN/mL}$

$$\Phi_{\max} < \frac{hd}{10} \text{ avec } h_d = 16 \text{ cm}$$

$$\Phi \leq 16 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra } \varphi = 10 \text{ mm}$$

• **Calcul de l'enrobage :**

$$C = a + \varphi / 2 \Rightarrow C = (10 + 10 / 2) = 15 \text{ mm}$$

• **Hauteur utile :**

$$d = h_d - C = 16 - 1,5 = \mathbf{14,5 \text{ cm}}$$

• **Moments fléchissant :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = - [1,35\bar{G} + 1,5\bar{q}] \times \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1,00$$

$$M_u = - [1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 1,50] \times \frac{1,05^2}{2} - 1,35 \times 7,946 \times 1,05 \times 1,00$$

$$M_u = -5,19 - 11,26 \text{ KN.m}$$

$$M_u = \mathbf{-16,45 \text{ KN.m}}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{\text{ser}} = - [\bar{G} + \bar{q}] \times \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1,00$$

$$M_{\text{ser}} = - [5,31 + 1,50] \times \frac{1,05^2}{2} - 7,946 \times 1,05 \times 1,00$$

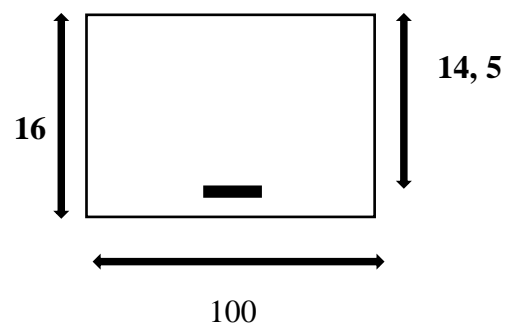
$$M_{\text{ser}} = -3,75 - 8,3433 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = \mathbf{-12,09 \text{ KN.m}}$$

2. Calcul du ferrailage :

$$M_u = \mathbf{-16,45 \text{ KN.m} = 16450 \text{ N.m}}$$

$$M_{\text{ser}} = \mathbf{-12,09 \text{ KN.m} = 12090 \text{ N.m}}$$



➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = 16450 \text{ N.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16450}{11.33 \times 100 \times 14.5^2} = 0.069$$

$$\mu = 0.069 < \mu_L = 0,392 \implies (\text{acier FeE400}) \implies A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\implies \sigma_s = f_e / \delta_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0,09$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \implies \beta = 0,964$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{16450}{348 \times 0.964 \times 14.5} = 3.38 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier Fe400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \implies A = 3,38 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$5T10/\text{ml} \rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e = 20\text{cm}).$$

Remarque : Pour des raisons pratique on prendra un espacement de 15 cm ($e=15\text{cm}$)

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{\text{ser}} = 12090 \text{ N.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec \hat{A}

Acier FeE400

$$\rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_c 28$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{16450}{12090} = 1.36$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.430$$

$$\alpha = 0.128 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = 0.430 \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times fc28 = 15\text{MPa}$$

Conclusion :

- ✓ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$
- ✓ Fissuration peu nuisible \rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

• Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 \rightarrow A_r = 1,26\text{cm}^2 / \text{mL}$$

• Choix des armatures :

$$5\text{T8/ml} \rightarrow A = 2,58\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T8} \rightarrow e = 20\text{cm})$$

3. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$t_u^{max} = (1,35\bar{G} + 1,5\bar{q}) \times L + 1,35 \times P$$

$$t_u^{max} = (1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 1,50) \times 1,05 + 1,35 \times 7.946$$

$$t_u^{max} = 20.61 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{t_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{20610}{100 \cdot (100 \cdot 14.5)} = 0,142\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times fc28 = 1,25\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,142\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa}$ } \rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.
Il n'y a pas de reprise de bétonnage

4. Vérification de la flèche :

• Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$\frac{hd}{L} = \frac{16}{105} = 0,152 > \frac{1}{20} = 0,05 \rightarrow \text{C. V}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{5.03}{100 \cdot 14.5} = 0,00034 \leq 2/fe = 0,005 \rightarrow \text{C. V}$$

Conclusion : Les deux (02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV. Etude de l'acrotère :

1. Définition :

L'acrotère est un élément décoratif qui coiffe le bâtiment tout en chaînant le mur de façade en partie haute. Aussi son dessin doit-il tenir compte non seulement des sujétions esthétiques mais également des impératifs techniques. En effet, par suite de son développement linéaire, les déperditions thermiques sont importantes.

Il est assimilé à une console encastrée dans le plancher soumise à son poids (W_P) et une charge horizontale dû à la main courante (F_P).

Le rôle de l'acrotère :

- Empêche l'écoulement des eaux pleurales sur la façade ;
- Donne un aspect esthétique ;
- Protection des personnes.

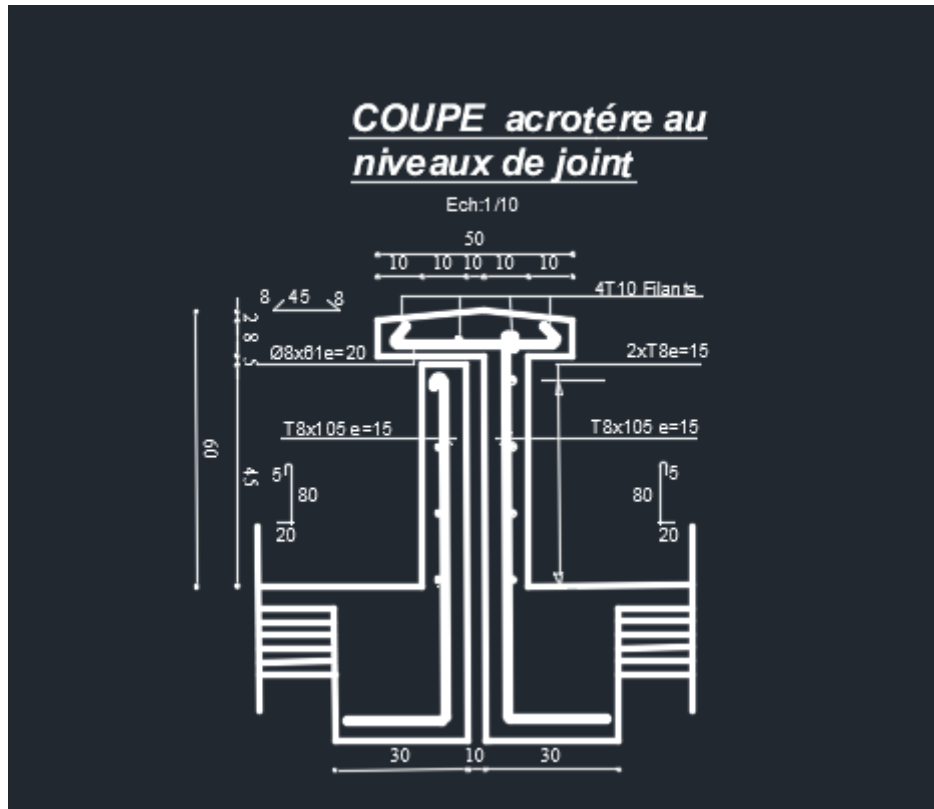


Fig.IV.6: Une capture sur l'acrotère

2. Calcul du ferrailage :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible pour une bande de 1,00 m de largeur. Il sera calculé à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal N et d'un moment de flexion à la base.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

1. Détermination des sollicitations :

•Le poids propre : W_P

W_P : Poids de l'élément considéré.

$$W_P = V * \gamma_b = [(0.6 * 0.1) + \frac{(0.10+0.08) \times 0.10}{2}] \times 1 \times 25 \rightarrow W_P = 1.725 \text{ KN}$$

•La force horizontale : F_P [RPA99 (Version 2003) - Article 6.2.3]

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1]

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$A = 0.15$ (Groupe d'usage 2 ; Zone IIa)

$C_p = 0.8$ (Elément en console).

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.725$$

$$F_p = \mathbf{0.828\text{KN}}$$

• Effort normal et moment fléchissant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$N_u = 1.35 \cdot W_p \quad N_u = 1.35 \times 1.725$$

$$M_u = 1.5 \times F_p \times L \quad M_u = 1.5 \times 0.828 \times 0.6$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = \mathbf{2.328\text{KN}} \\ M_u = \mathbf{0.745\text{KN.m}} \end{array} \right.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$N_{ser} = W_p \rightarrow N_{ser} = \mathbf{1.725\text{KN}}$$

$$M_{ser} = F_p \cdot L \rightarrow M_{ser} = \mathbf{0.75\text{KN.m}}$$

2. Détermination de la section des armatures :

Pour une bande de 1m de largeur, la section de calcul est $(100 \times 10) \text{ cm}^2$

✓ Position du point d'application de l'effort normal de compression N :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.745}{2.328} = 0.320 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.03 \text{ m}$$

➔ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculée par rapport aux armatures tendues

$$M_f = N_u \times e = N_u \times \left[e_0 + \frac{h}{2} - c' \right] = 2.328 \times \left[0.320 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right] = 81.48 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{81.48}{11.33 \times 100 \times 8^2} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 < \mu_{AB} = 0.186 \quad \rightarrow \quad A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.994$$

Déterminations des armatures :

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{814.8}{348 \times 0.99 \times 8} = 0.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle : (flexion composée)

$$A = A_t - \frac{N_u}{100 \sigma_s} = 0.29 - \frac{2322.8}{100 \times 348} = 0.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armée d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois d'épaisseur du béton[CBA93/B.5.3]

$$A_{\min} = 0.25 \% \times S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}10/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad A=3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \quad \longrightarrow \quad e = 20 \text{ cm})$$

$$e \leq \min(25, 2 \times 10) \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}8/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad A=2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}8 \quad \longrightarrow \quad e = 20 \text{ cm})$$

Etat limite de service (E.L.S) :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.75}{1.725} = 0.43 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.43 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.03 \text{ m}$$

—————> Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section —————> la section est partiellement comprimée (S.P.C)

Déterminations des contraintes de cisaillement :

C : centre de pression (point d'application) ;

c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée ;

y_a : La distance du point C à l'axe neutre ;

$$y_1 = y_2 + c$$

C se trouve à l'extérieur de la section —————> c sera considérée comme négatif.

3. Calcul des contraintes :

$$p = -3 c^2 - \frac{90 A'}{b} (c - d') + \frac{90 A}{b} (d - c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 43 - \frac{10}{2} = 38 \text{ cm} \longrightarrow c = -38 \text{ cm}$$

$$p = -3 (38)^2 - \frac{90 \times 2.01}{100} (8 + 38)^2$$

$$p = -4248.77$$

$$q = -2 c^3 - \frac{90 A'}{b} (c - d')^2 + \frac{90 A}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2 (-38)^2 - \frac{90 \times 2.01}{100} (8 + 38)^2$$

$$q = 105916.16$$

y_2 est la solution de l'équation : $y_2^3 + p.y_1 + q = 0$

Dont la résolution est comme suit :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} p^3$$

$$\Delta = (105916.16^2) + \frac{4}{27} (-4248.77^3)$$

$$\Delta = -144580926.8 < 0$$

$$\Delta < 0 \left\{ \begin{array}{l} \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 105916.16}{2 \times (-4248.77)} \sqrt{\frac{-3}{-4248.77}} = -0.99 \quad \rightarrow \quad \varphi = 172.77^\circ \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{4248.77}{3}} \quad \rightarrow \quad a = 75.3 \end{array} \right.$$

$$y_{21} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 75.3 \times \cos(57.42^\circ) = 40.54 \text{ cm}$$

$$y_{22} = a \cos\left[\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 120^\circ\right] = 75.3 \times \cos[57.42 + 120] = -75.22 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \cos\left[\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 240^\circ\right] = 75.3 \times \cos[57.42 + 240] = 34.67$$

$$y_2 = \text{Max}(y_{21}; y_{22}; y_{23}) = \mathbf{40.54 \text{ cm}}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c \quad \longrightarrow \quad y_1 = 2.54 \text{ cm}$$

Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \times y_1^3}{2} - 15 \times A \times (d - y_1)$$

$$S = \frac{100 \times (2.54^2)}{2} - 15 \times 2.01 \times (8 - 2.54) = 157.96 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_s}{100 \times S} = \frac{1725}{100 \times 157.96} = 0.10$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.10 \times 2.54 = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.10 \times (8 - 2.54) = 8.19 \text{ MPa}$$

- L'acrotère est exposée aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right]$$

Avec :

$$\left[\begin{array}{l} \text{FeE400} \\ \eta = 1.6 \\ F_e = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Les armatures calculées en E.L.U seront maintenues

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{max} = 1.5 F_p = 1.5 \times 0.828 = 1.242 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{1242}{100 \times 8 \times 100} = 0.015 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.015 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme ; on prévoit une nappe d'armatures symétrique par rapport à la fibre moyenne.

CHAPITRE V

Etude sismique

I. Introduction :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces derrières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort séismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [**R.P.A.99 (version2003)**]

II. Méthodes de calcul :

Selon l'**article 4.1.1** du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente et
- Méthode dynamique modale spectrale.

1. Méthode statique équivalente :

➤ Principe de la méthode : [RPA99 (version 2003) /4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le **R.P.A.99 (version2003)** permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q** : Facteur de qualité ;
- R** : Coefficient de comportement et
- W** : Poids total de la structure.

Condition d'application : [RPA 99 (version 2003) /4.1.2]

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Régularité en plan : [RPA99 (version 2003) /3.5.1. A]

1. Le bâtiment doit être présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

- Régularité en élévation : [RPA99 (version2003) /3.5.1. B]

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I** : Tous groupe.

- **Zone IIa** : Groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- **Zone IIb et III** :

Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

- ✓ La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**le calcul se fait par le logiciel « Autodesk Robot Bat 2020 »**).

2. Méthode dynamique :

a) Principe :

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

b) Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

c) Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes σ ...)

Étapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat : Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle pleine par panneau.
- Introduit les propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (voir chapitre I)

- Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduit les conditions aux limites.

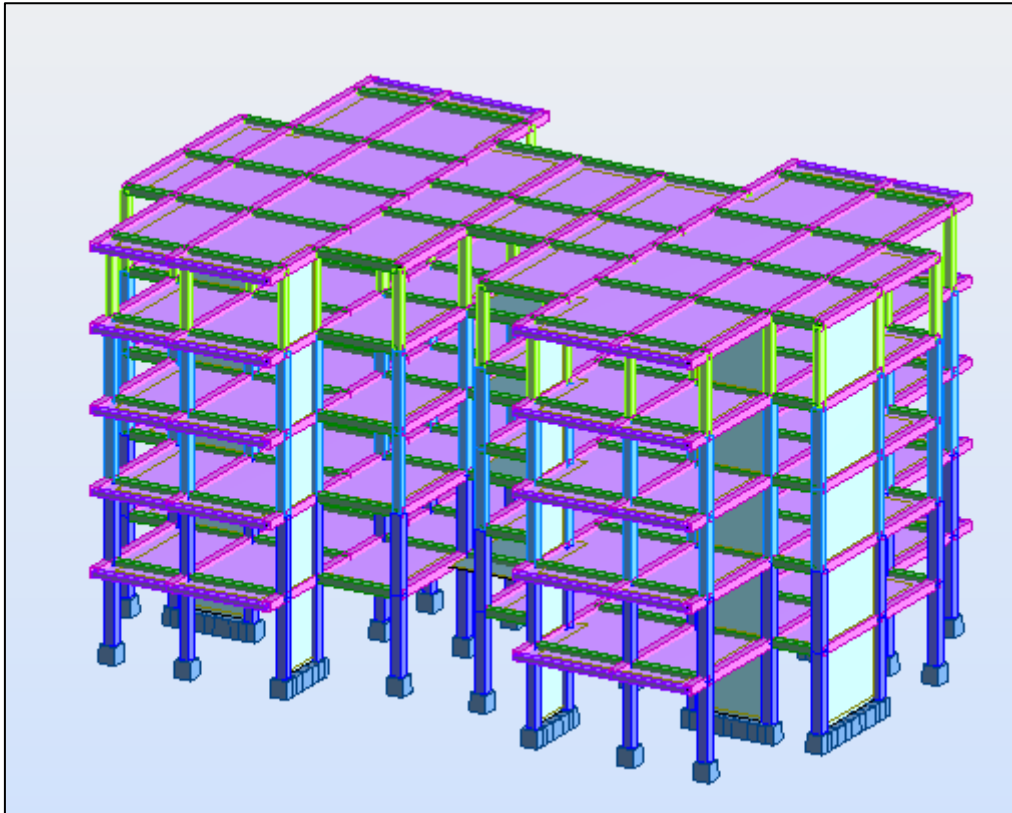


Fig. V .1 : Model 3D du bâtiment

- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :
 - ☑ Charge permanente G : contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
 - ☑ Charges d'exploitation Q : les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
 - ☑ Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).
- Détermination des combinaisons de charges :
 - 1) $1.35G + 1.5Q$
 - 2) $G + Q$
 - 3) $0.8G + E$
 - 4) $0.8G - E$

5) $G + Q + E$

6) $G + Q - E$

- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.
- Détermination du spectre de réponse :

Zone	:	IIa
GROUPE D'Usage	:	2
Assise	:	S ₃
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	3.500
Amortissement	:	10.00 %

3. Interprétation des résultats : Vérification la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

a. Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

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

➤ Coefficient d'accélération de zone A :

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

- **Zone IIa**
 - **Groupe 2** (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)
- ➔ **A = 0.15**

➤ Coefficient de comportement R :

Pour déterminer le coefficient de comportement, on doit vérifier la distribution des efforts sur les poteaux et voiles

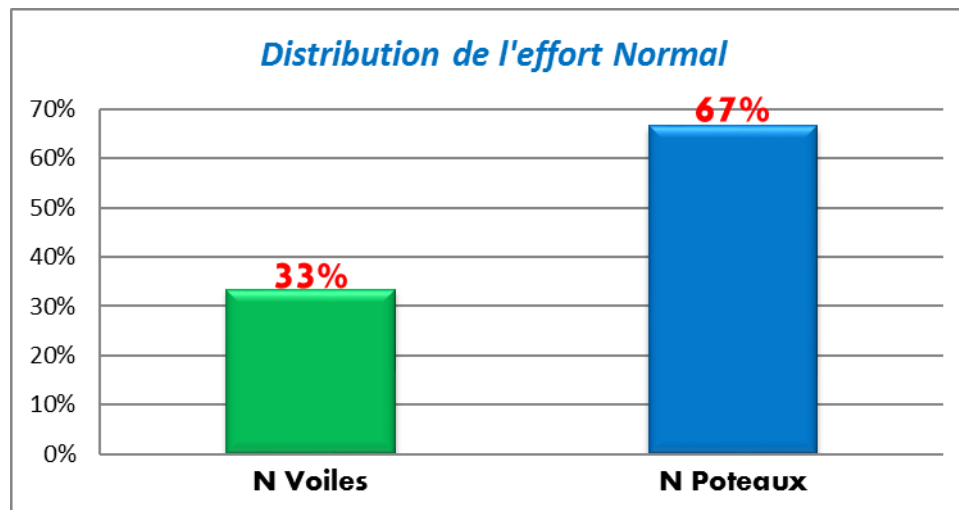


Fig. V .2 : Distribution de l'effort normal

N% voiles > 20% → système 2 : c'est un système de contreventement constitué des voiles en béton armé → **R = 3,5** [RPA99 (version2003) /tableau 4]

➤ Facteur de qualité Q :

Critère	P _q	
	P _{qx}	P _{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	0.15	0.15

Tableau.V.1: Valeurs des pénalités P_q

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0.15 = 1.15$$

➤ Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad [\text{RPA99version2003/formule 4.5}]$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel rabet bat

$$W = 20558,82\text{KN}$$

➤ **Calcul de la force sismique :**

Le calcul des sollicitations sismique se fait par la méthode d'analyse dynamique modale spectrale, L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = \mathbf{0,764}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude les valeurs caractérisant le spectre de réponse sont présentées sur le tableau suivant

A	η	ξ	R	T1	T2	Q
0.15	0.764	10%	3,5	0.15	0.50	1.15

Tableau.V.2 : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.

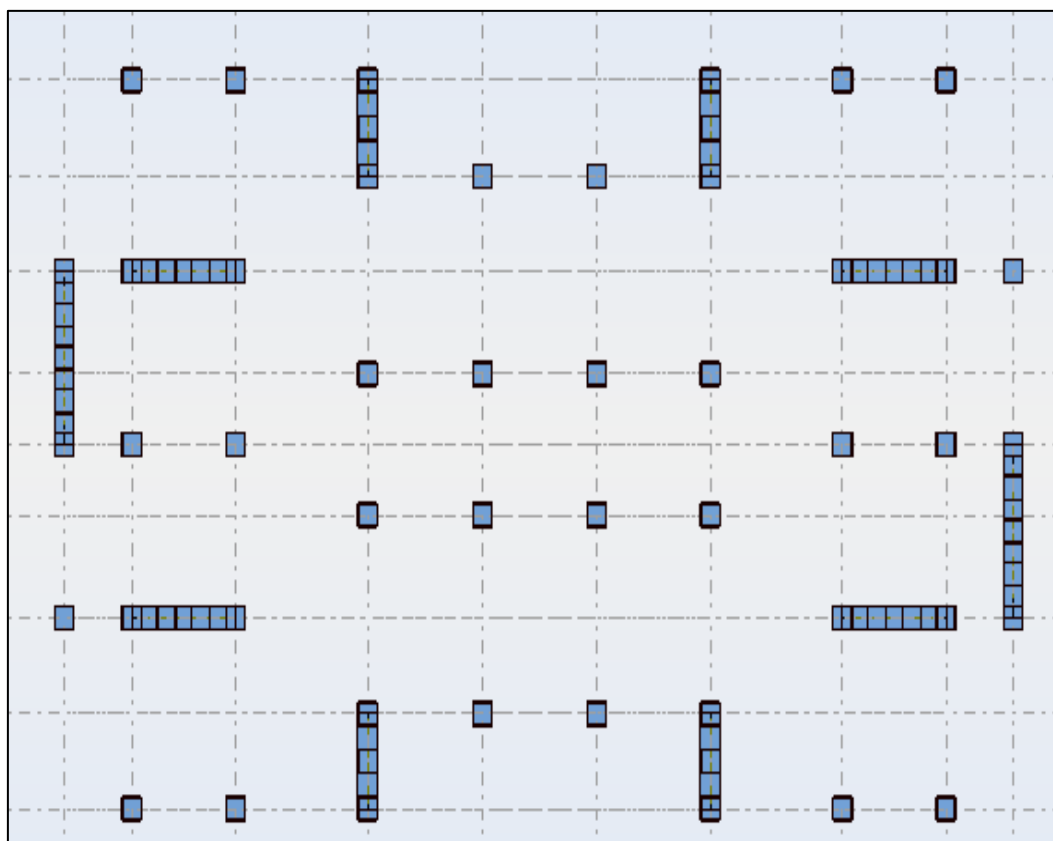
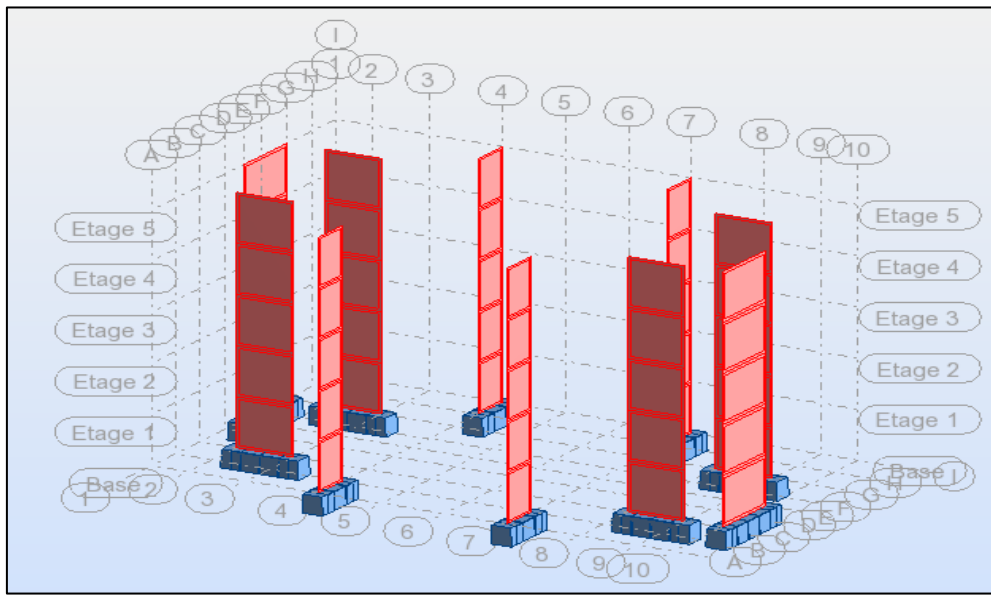


Fig. V.3 : Disposition des voiles de contreventement

4. Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 2003

1- Vérification du comportement dynamique :

Mode	Période (sec)	Masse modale UX (%)	Masse modale UY (%)	Masse cumulée UX (%)	Masse cumulée UY (%)
Mode 1	0.38	68.74	0.42	68.74	0.42
Mode 2	0.34	0.44	68.31	69.18	68.73
Mode 3	0.28	0.00	0.00	69.18	68.73
Mode 4	0.09	19.94	0.01	89.13	68.74
Mode 5	0.08	0.00	20.40	89.13	89.14
Mode 6	0.06	0.00	0.00	89.13	89.14
Mode 7	0.04	6.06	0.00	95.20	89.14
Mode 8	0.03	0.00	6.12	95.20	95.26
Mode 9	0.03	0.00	0.00	95.20	95.26
Mode 10	0.03	0.00	0.00	95.20	95.26

Tableau. V. 3 : Résultat de l'analyse modale

- **Vérification ART 4.3.4 RPA 2003 :**

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Directions xx : 7^{ème} mode : Masse cumulée = **95,20%** → **Condition vérifiée**

Direction yy : 8^{ème} mode : Masse cumulée = **95,26 %** → **Condition vérifiée**

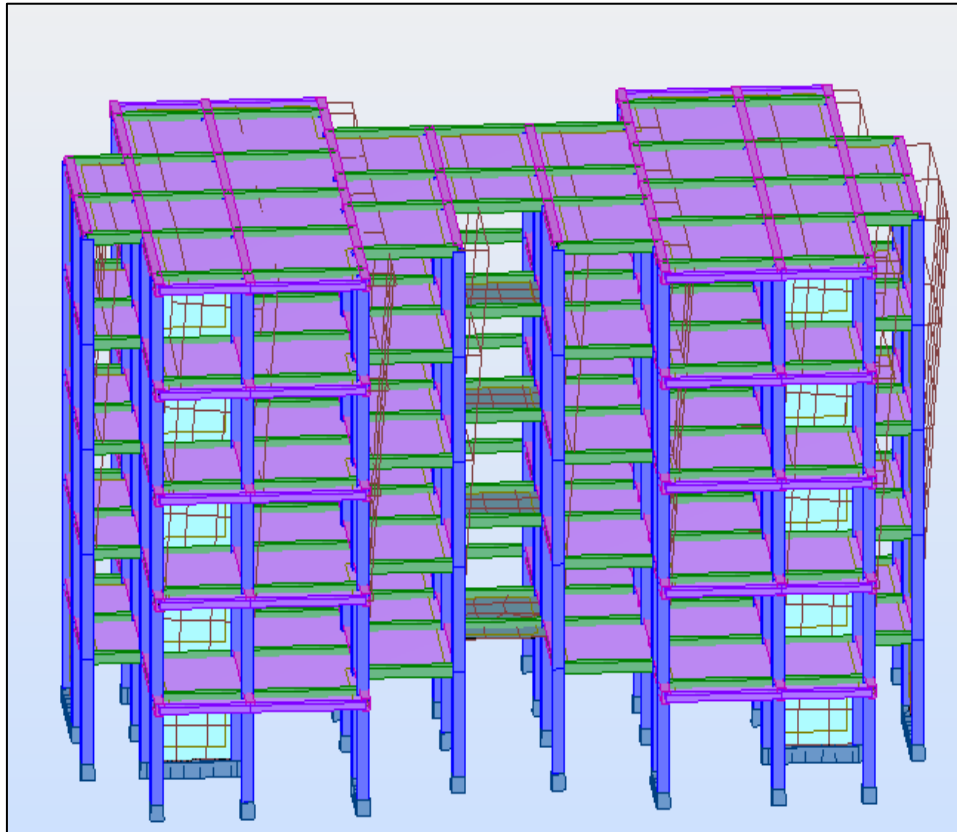
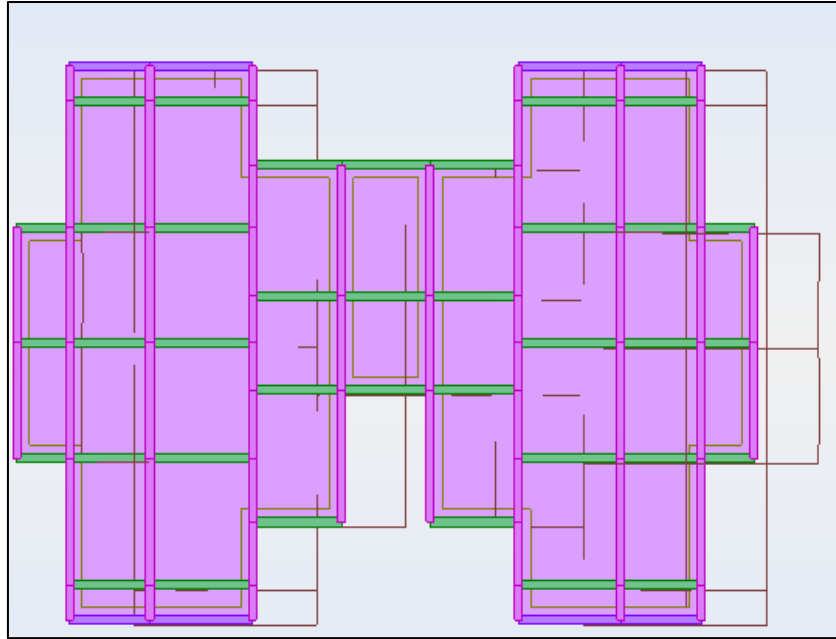


Fig. V. 4 : Mode 1 translation suivant X

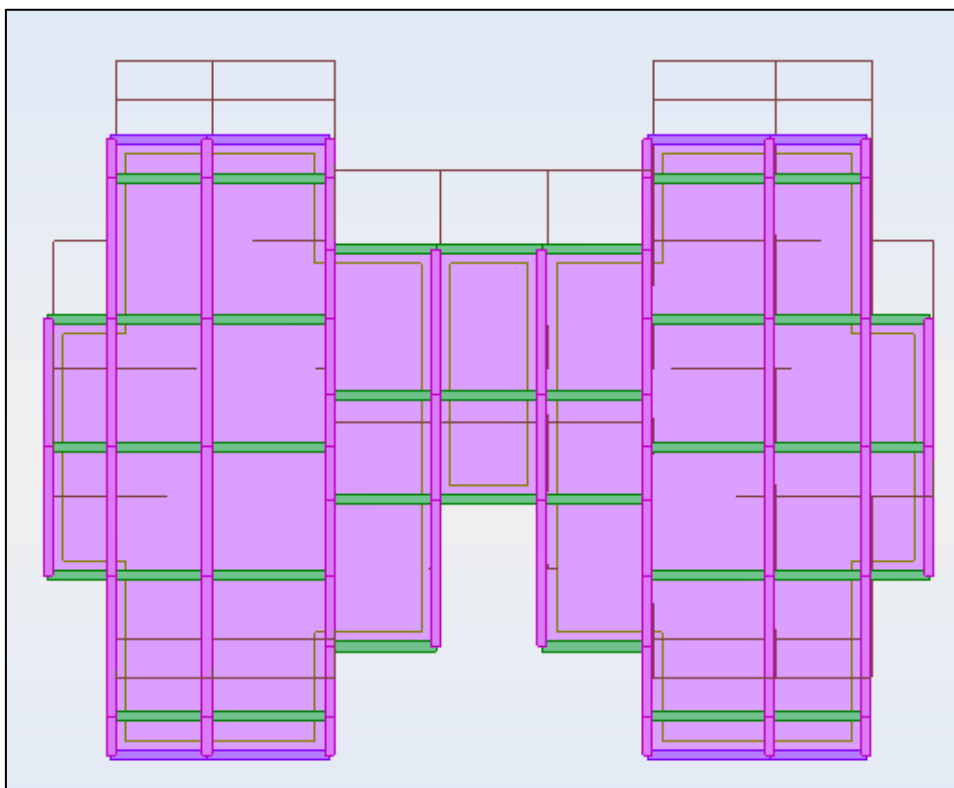
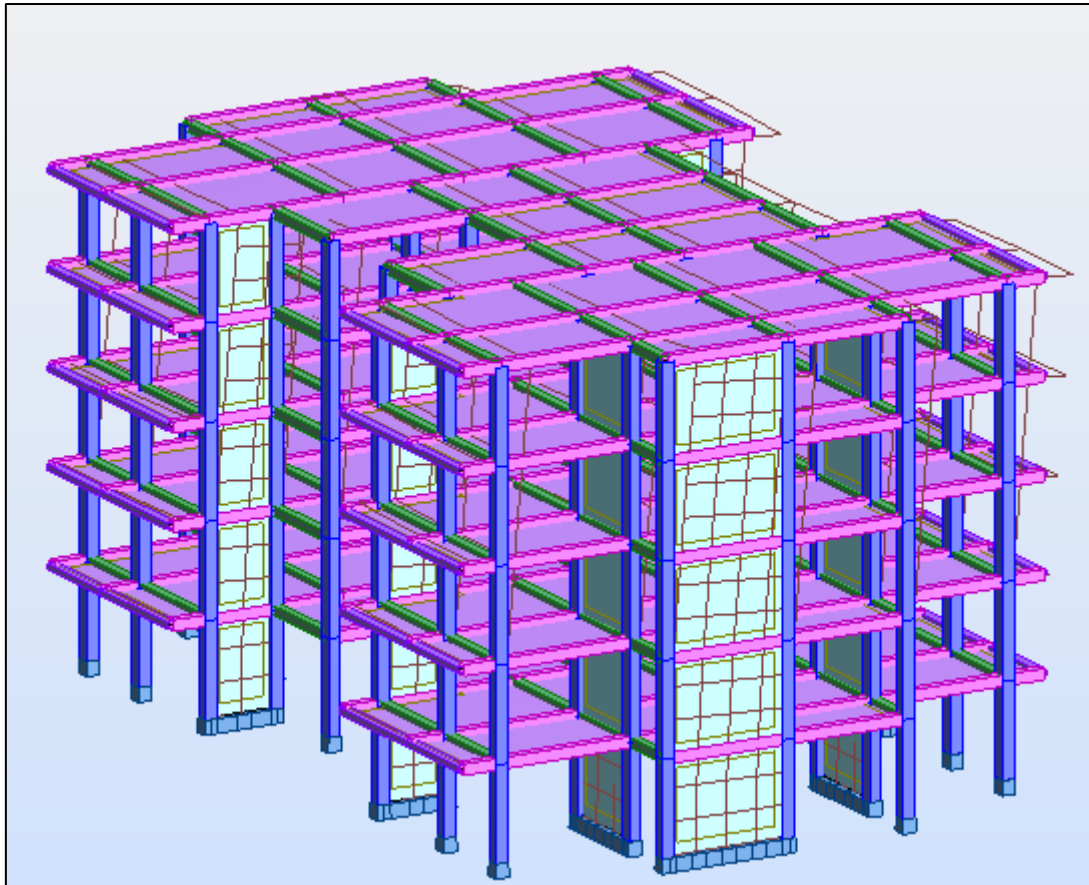


Fig. V. 5 : Mode 2 Translation suivant Y

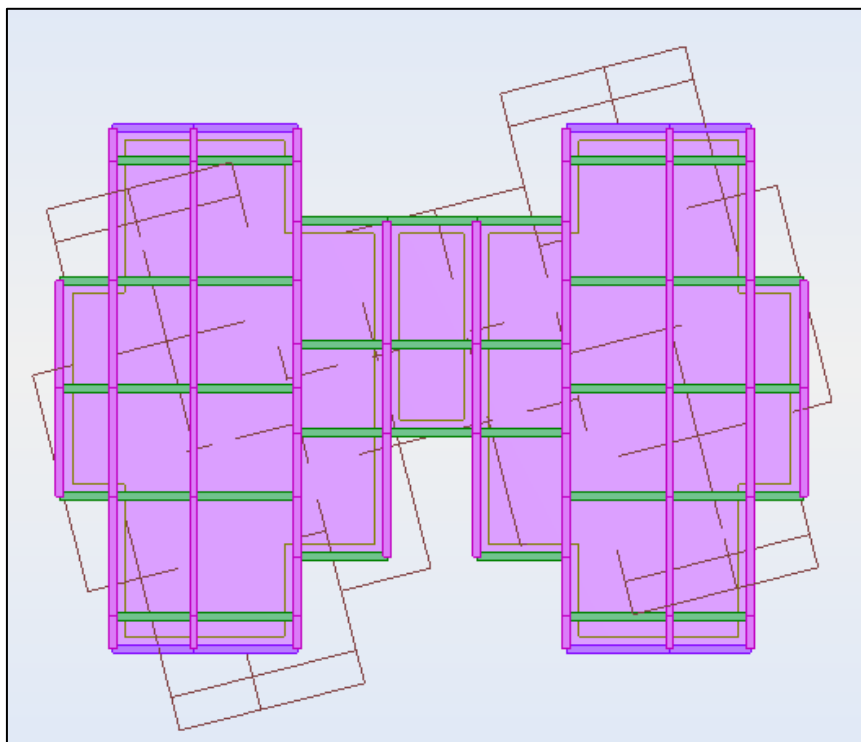
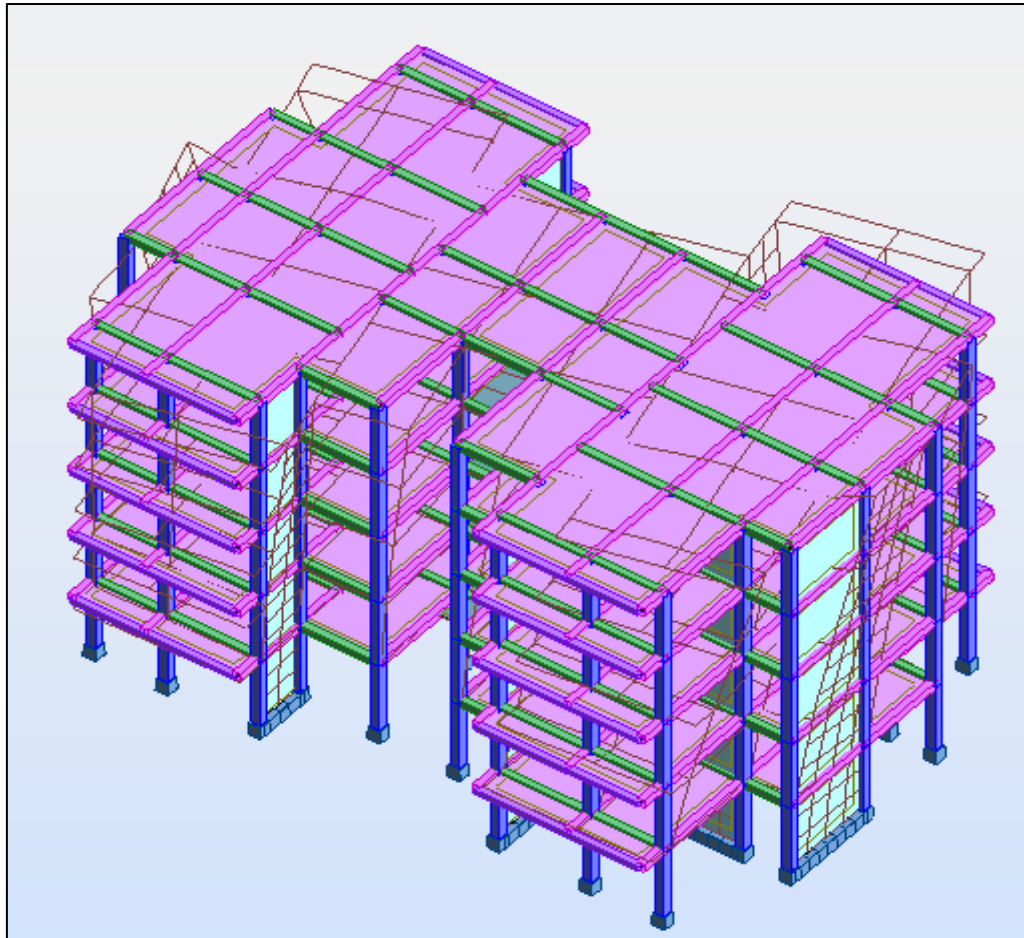


Fig. V. 6 : Mode 3 Torsion

- **Vérification ART 4.3.6 RPA 2003 :**

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

Estimation de la période fondamentale de la structure par la formule empirique :

$$T1 = C_T h_N^{3/4}$$

$$H_N = 15,30\text{m} ; C_T = 0,05$$

$$\Rightarrow T1 = 0,39\text{s}$$

$$T2 = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

Direction X :

$$T2 = 0,09 \cdot 15,30 / \sqrt{28,20}$$

$$T2 = 0,26\text{s}$$

$$\Rightarrow T_{x \text{ empirique}} = \min(T1; T2) = 0,26\text{s}$$

Direction Y :

$$T2 = 0,09 \cdot 15,30 / \sqrt{17,26}$$

$$T2 = 0,33\text{s}$$

$$\Rightarrow T_{y \text{ empirique}} = \min(T1; T2) = 0,33\text{s}$$

Détermination de la période T_0 de calcul du facteur d'amplification dynamique D :

Direction X:

$$T_{x \text{ analytique}} = 0,38\text{s}$$

$$T_{x \text{ empirique}} = 0,26\text{s}$$

$$1.3 T_{x \text{ empirique}} = 0,34\text{s}$$

On remarque que : $T_{x \text{ analytique}} > 1.3 T_{x \text{ empirique}} \rightarrow \text{cnv}$

$$T_{0-x} = 0,34\text{s}$$

Direction Y:

$$T_{y \text{ analytique}} = 0,34\text{s}$$

$$T_{y \text{ empirique}} = 0,33\text{s}$$

$$1.3 T_{y \text{ empirique}} = 0,43\text{s}$$

On remarque que : $T_{y \text{ analytique}} < 1.3 T_{y \text{ empirique}} \rightarrow \text{cv}$

Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Direction X : $T_{0-x} = 0,34s$ $\Rightarrow D_x = 1,91$ **Direction Y :** $T_{0-y} = 0,33s$ $\Rightarrow D_y = 1,91$

A	0,15
Dx	1,91
Dy	1,91
Q	1,15
W (KN)	20558,82
R	3,5
VX (KN)	1935.32
VY (KN)	1935.32

Tableau. V. 4 : Les résultats de la méthode statique équivalente $V_{xdyn} = 1763.61KN > 80\% V_{MSEX} = 1548.256KN \rightarrow$ Condition vérifiée $V_{ydy} = 1766.91KN > 80\% V_{MSEY} = 1548.256KN \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification ART 5.10 RPA 2003 :**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

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

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

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismique F_i . (Y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=3,5).

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

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

Niveau	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)
RDC	0.171	0.132
1	0.351	0.274
2	0.465	0.367
3	0.516	0.413
4	0.520	0.423

Tableau. V. 5 : Les valeurs des déplacements inter-étages

Le déplacement inter-étage max = 0,520 cm < 1% de la hauteur de l'étage = 3,06cm →
condition vérifiée

• **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ**

5.9. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P- Δ

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10 \quad (5.6)$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau " k ",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (w_{gl} + \beta w_{ql}) \text{ voir paragraphe 4.2.3 (4.5)}$$

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

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"
 (voir paragraphe 4.43, formule 4.20)

h_k : hauteur de l'étage " k "

DIRECTION X

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
RDC	-20161	0.171	1763.61	3.06	0.00639	OK
1	-15944	0.351	1650.07	3.06	0.01108	OK
2	-12070	0.465	1449.15	3.06	0.01266	OK
3	-8278.6	0.516	1169.55	3.06	0.01194	OK
4	-4527.4	0.52	782.78	3.06	0.00983	OK

DIRECTION Y

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
RDC	-20161	0.132	1766.91	3.06	0.00492	OK
1	-15944	0.274	1648.68	3.06	0.00866	OK
2	-12070	0.367	1444.55	3.06	0.01002	OK
3	-8278.6	0.413	1168.78	3.06	0.00956	OK
4	-4527.4	0.423	788.98	3.06	0.00793	OK

Tableau. V. 6 : Les résultats de vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ

• **Vérification Art 7.4.3.1. RPA 2003 :**

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

V, l'effort normal réduit.

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

B_c : section du poteau en (mm²)

F_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa).

Tableau. V. 7 : Vérification de l'effort normal réduit Poteaux **40x40**.

N _d (N)	904900
B _c (mm ²)	160000
F _{c28} (MPa)	25
v	0,23

$$v = 0,23 < 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau. V. 8 : Vérification de l'effort normal réduit Poteaux **35x35**.

N _d (N)	516970
B _c (mm ²)	122500
F _{c28} (MPa)	25
v	0,17

$$v = 0,17 < 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau. V. 9 : Vérification de l'effort normal réduit Poteaux **30x30**.

N _d (N)	203590
B _c (mm ²)	90000
F _{c28} (MPa)	25
v	0,09

$$v = 0,09 < 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

CHAPITRE VI

Etude des portiques

I. Introduction :

La fonction de l'ossature est une fonction de résistance. Elle doit assurer la tenue de l'ensemble sollicité par deux natures d'efforts :

_les efforts verticaux : poids mort de la construction et surcharges d'exploitation, qui empruntant le cheminement : plancher, nervures, poutres, poteaux sont finalement transmis au sol par l'intermédiaire de la fondation.

_les efforts horizontaux dus au vent et aux séismes.

L'ossature comporte de ce fait des éléments résistants dans les trois directions de l'espace : verticalement (poteaux), horizontalement (poutres transversales et longitudinales). Ces différents éléments : poteaux et poutres sont encastres les uns sur les autres pour assurer l'invariabilité des angles nécessaire à un ensemble monolithe rigide.

II. Définition :

• Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, constituant les éléments porteurs du système planchers - poutres par point d'appuis isolés, ils constituent des points d'appuis des poutres. Permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

• Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

III. Ferraillage des portiques :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont à considérer sont les suivantes :

- G : Charges permanentes ;
- Q : Charges d'exploitations ;
- E : Efforts sismiques.

1. Combinaisons d'actions :

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CBA93] :

- $1,35G + 1,5Q \rightarrow$ Etat Limite ultime.
- $G+Q \rightarrow$ Etat Limite de service.

➤ Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel **Robot bat**.

2. Ferraillage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

a. Ferraillage réglementaire :

Recommandation du RPA99 (version 2003):

- Armatures longitudinales :
 - Armatures minimales : $0.5\% \times B$ en zone II_a.
 - Armatures maximale $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \quad \text{en zone courante} \\ 6\% \times B \quad \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
 - Longueur de recouvrement est de : $40 \times \emptyset$ en zone II_a.

Avec :

B : Section de la poutre.

➤ Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section et

S : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

Tableau.VI. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants

Types	Etat limite ultime (E.L.U)		Etat limite de service (E.L.S)		Situation accidentelle		Efforts tranchants T [KN]
	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	
Poutres principales	54,32	73,37	39,76	48,33	40.51	74.01	114.02
Poutres secondaires	16.01	19.15	11.63	13.95	50,14	48,46	51.51

➤ Armatures longitudinales :

Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.50\text{cm}^2$

Conditions imposées par le BAEL.91 :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 31.5 = 1.14\text{cm}^2$
- Poutres principales : $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 27 = 0.98\text{cm}^2$

Exemple de calcul : Poutres principales (30×35) cm²**b.1- En travée :**❖ **Cas fondamentaux :**➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 54.32 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{54.32 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times (31.5)^2} = 0.129$$

$$\mu = 0.129 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.173$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.931$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{54.32 \times 10^3}{348 \times 0.931 \times 31.5} = 5.32 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = 39.76 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Flexion simple} \\ - \text{Section rectangulaire sans } A' \\ - \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} ? \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{54.32}{39.76} = 1.37$$

$$\frac{1.37 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.385 > \alpha = 0.173 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour σ_s)

⇒ les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

❖ Situation accidentelle :

$$M_t^{acc} = 40.51 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{40,51 \times 10^3}{18.48 \times 30 \times (31.5)^2} = 0.074$$

$$\mu = 0.074 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.096$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.962$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{40.51 \times 10^3}{400 \times 0.962 \times 31.5} = 3.34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min}) = 5,32 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$3\text{T}12 \text{ Filantes} + 3\text{T}12 \text{ renforcement} \quad \rightarrow \quad A = 6.79 \text{ cm}^2$$

b.2- En Appuis :

❖ Cas fondamentaux :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = 93.37 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{73.37 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times (31.5)^2} = 0.174$$

$$\mu = 0.174 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.241$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.934$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{73.37 \times 10^3}{348 \times 0.934 \times 31.5} = 7.40 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = 48.33 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Flexion simple} \\ \text{- Section rectangulaire sans } A' \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} ? \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{73.37}{48.33} = \mathbf{1.52}$$

$$\frac{1.52-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.46 > \alpha = 0.241 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

❖ Situation accidentelle :

$$M_a^{acc} = 74.01 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{74,01 \times 10^3}{18.48 \times 30 \times (31.5)^2} = 0.134$$

$$\mu = 0.134 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.180$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.928$$

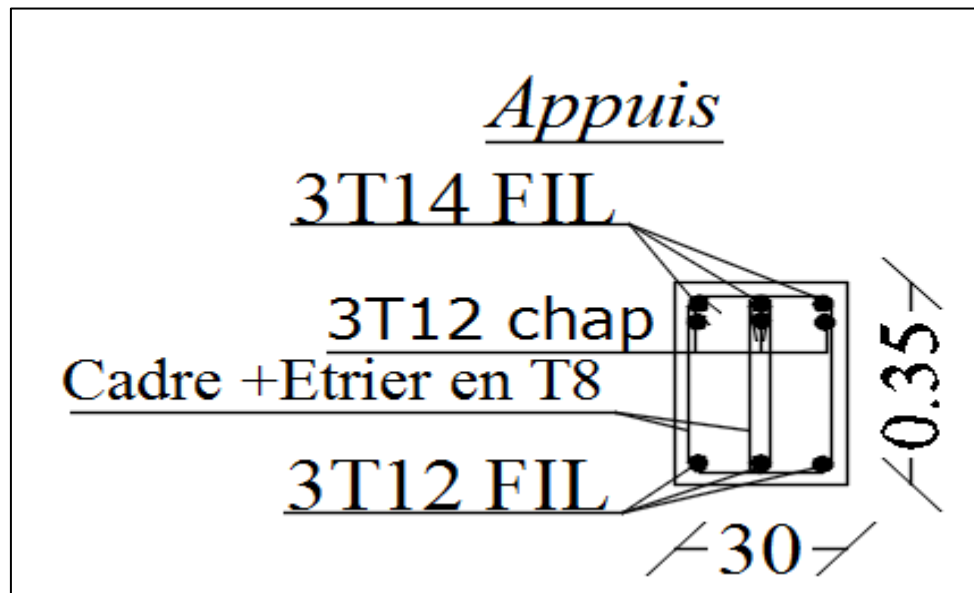
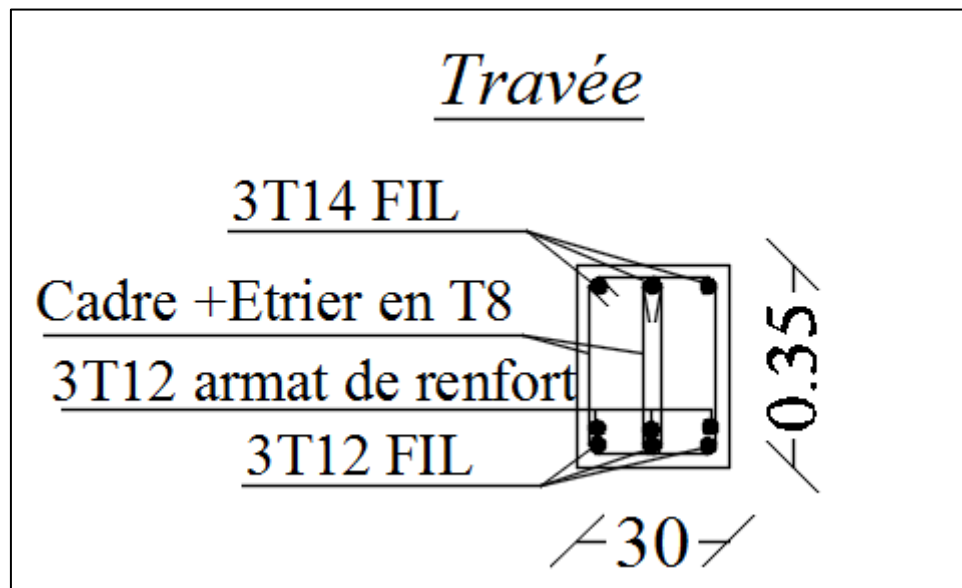
• Détermination des armatures :

$$A_t^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{74.01 \times 10^3}{400 \times 0.928 \times 31.5} = 6,33 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 7,40 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$3\text{T}14 \text{ Filantes} + 3\text{T}12 \text{ renforcement} \quad \rightarrow \quad \mathbf{A = 8.01 \text{ cm}^2}$$



b.3- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{max} = 114,01 \text{ KN}$$

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

$$T_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \cdot d = 0.9 \times 31.5 = 28.35 \text{ cm}$$

$$T_u = 114010 \text{ N} \leq 0.267 \times 28.35 \times 40 \times 30 \times 10^2 = \mathbf{908334 \text{ N}}$$

⇒ **L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.**

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

?

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_L = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(114010 - \frac{73370}{0.9 \cdot 31.5} \right) \cdot 10^{-2} = 3.20 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{114010}{30 \times 31,5 \times 100} = \mathbf{1.21 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \mathbf{3.33 \text{ MPa}} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 1.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

d) Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right) = 1 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400 $\Rightarrow 2T8 \rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

L'espacement des armatures transversales :

Selon le **BAEL91** :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{3.14 \times 0.8 \times 400}{30 \times (1.21 - (0.3 \times 2.1))} = 57.75 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 31.5; 40) \text{ cm} = 28,35 \text{ cm.}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_c}{0.4b_0} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 30} = 104.66 \text{ cm}$$

Selon le **RPA99** (version 2003) :

- Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \varphi\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \cdot 1,01\right) = 8.75 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 8 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone courante} \\ \delta_t = 8 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale} \end{array} \right.$$

e) Vérification des armatures transversales :

- Zone nodale :

$$A_{min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

- Zone courante :

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

b.4- Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{max}}$$

Remarque : étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-avant ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Tableau VI.2 : tableau récapitulatif de ferrailages des poutres

Types des poutres		A_{min} [cm ²]		A_{cal} [cm ²]	Barres choisis	A_{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E. L	R.P.A				
Poutres principales	Travées	1.14	5.25	5.32	6T12	6.79	50
	Appuis	1.14	5.25	7.40	3T14+3T12	8.01	60
Poutres secondaires	Travées	0.98	4.5	4.96	6T12	6.79	50
	Appuis	0.98	4.5	4.75	6T12	6.79	50

3. Ferrailage des poteaux :

- Leurs rôles :

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges ;
- Effet de changement de la température ;
- Effet des efforts sismiques et
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y) (voir fig.VII.1), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

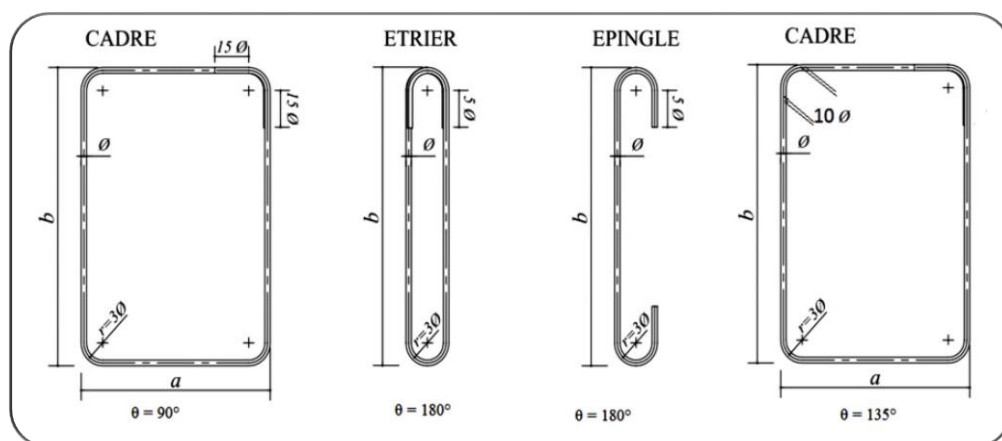


Figure VI.1 : Les différents types des cadres et épingles

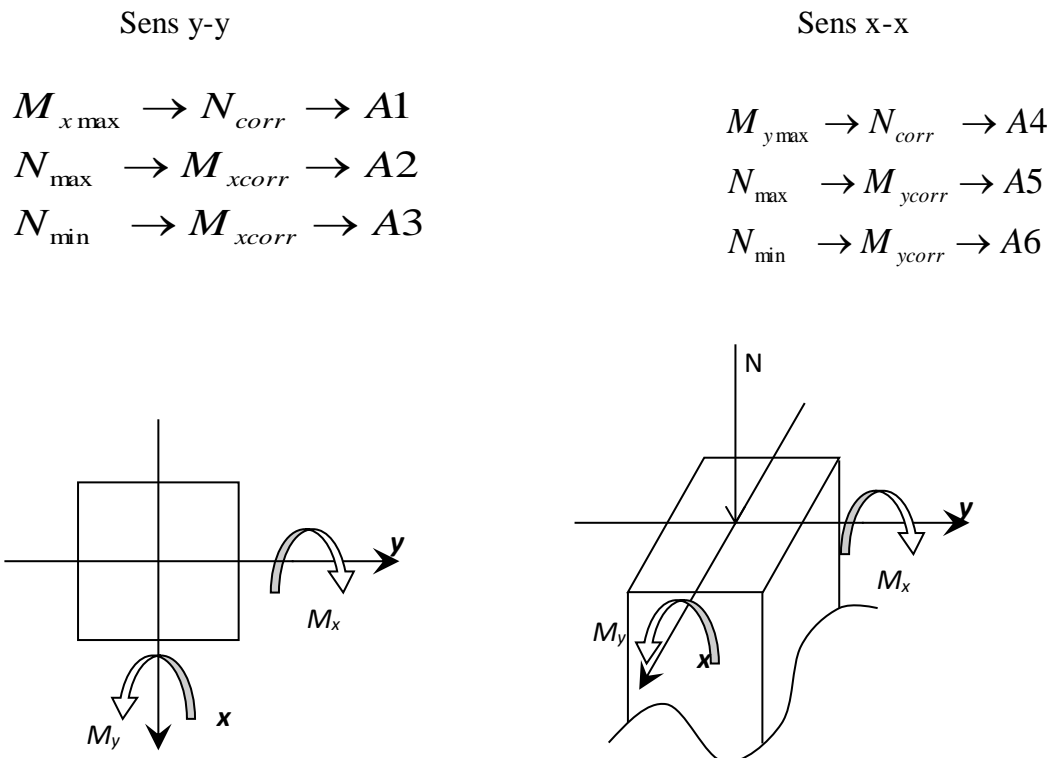


Fig.VI. 2 : Direction des moments et effort normal dans un poteau

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel Robot bat sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable ($1,35G+1,5Q$) pour la situation durable et ($G+Q\pm E$) et ($0,8G\pm E$) pour la situation accidentelle. **[RPA99/V2003]**

- Le ferrailage :

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

- Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

- ☑ Conditions de RPA99 (version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ◆ 4% en zone courante et
 - ◆ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm

- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ◆ 40ϕ en zone II a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II a
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$L'=2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

Avec :

h: Hauteur de la poutre;

b et **a** : Section d'un poteau;

h_e: Hauteur libre entre deux étages.

Conditions de BAEL91 : [B.A.E. L91/A.8.1,21]

La section A_L des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- | | | |
|---|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> - $A_L \geq 4\text{cm}^2$ par mètre de périmètre - $0.2\%B \leq A_L \leq 5\%B$ | } | Pour une section entièrement comprimée |
|---|---|--|

Avec :

B : Section totale du poteau.

- $A_{\min} = \frac{ft 28}{f_e} \times B$ pour une section entièrement tendue.

- Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante : $\rightarrow c \leq \min(b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$

B : Petite côté du rectangle.

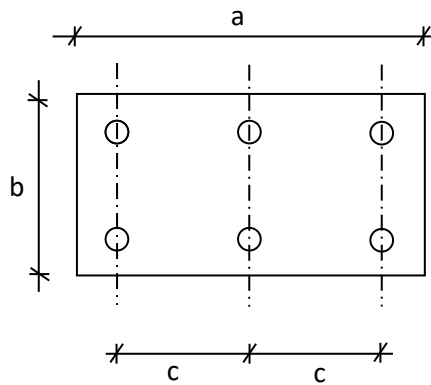


Fig.VI. 3 : Espacement entre les armatures longitudinales.

➤ Les armatures transversales :

Conditions de RPA99 (version 2003) :

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

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant ;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a : Coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g .

$$\left\{ \begin{array}{l} \blacklozenge \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad \lambda_g = \frac{lf}{a} \\ \blacklozenge \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

- Espacement entre les armatures transversales : δ_t

• Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min (10\varnothing_L ; 15\text{cm}) \quad (\text{zone IIa})$$

• Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\varnothing_L \quad (\text{zone IIa})$$

- Section minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ En % est donné comme suit :

Si:

- $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- $-\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- $-3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec :

a et **b**: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée et

L_f: Longueur du flambement.

Conditions de BAEL91 : [B.A.E.L.91/A.8.1.3]

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{L_{\max}}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min (15\varphi_{L_{\min}}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm})$$

Avec :

b : Plus petite dimension de la section transversale du poteau et

$\varphi_{L_{\min}}$: Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

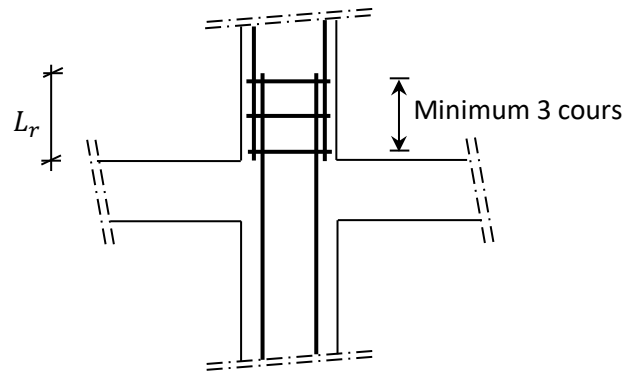


Fig.VI.4 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

➤ **Sollicitations de calcul :**

Tableau.VI.3: Tableau récapitulatif des sollicitations

Combinaisons		Poteau (40×40)	Poteau (35×35)	Poteau (30×30)	
1.35 G + 1.5 Q	Cas 1	N^{\max} [KN]	855.25	516.97	203.59
		M_x^{corr} [KN.m]	-4.81	8.29	7.60
		M_y^{corr} [KN.m]	0.34	0.90	1.19
G+Q±E 0.8G±E	Cas 2	M_x^{\max} [KN.m]	-124.08	-21.94	39.05
		N_{corr} [KN]	497.54	255.25	76.80
	Cas 3	M_y^{\max} [KN.m]	122.69	24.31	20.28
		N_{corr} [KN]	383.74	162.78	1.39
	Cas 4	N_{\max} [KN]	656.10	396.55	149.41
		M_x^{corr} [KN.m]	0.71	0.96	6.50
		M_y^{corr} [KN.m]	-11.16	-8.32	-9.86
	Cas 5	N_{\min} [KN]	-35.84	-29.07	-5.24
		M_x^{corr} [KN.m]	-5.45	-4.53	-7.47
		M_y^{corr} [KN.m]	13.11	13.72	16.93

• **Calcul des armatures** : (Exemple de calcul : poteau (40×40) cm²)

- Les armatures longitudinales :

$$b = 40\text{cm} \quad h = 40\text{cm} \quad d = 36\text{cm}$$

- ◆ 1^{er} cas :

- Sens x-x :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 855.25\text{KN}$$

$$M = 4.81 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4.81}{855.25} = 0.0056\text{m} = 0.56\text{cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central :

$$e = \frac{h}{12} = 3.33\text{cm}$$

On a une compression excentrée.

- ❖ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{855.25 \times 10^3 - 100 \times 40 \times 40 \times 14.67}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A'_1 = 0\text{cm}^2$$

- ❖ Etat limite ultime stabilité de forme (E.L.U.S.F.) :

$$e = \frac{M}{N} = 0.56\text{cm}$$

$$\lambda = 3.46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{214.2}{40} = 18.53 \leq 50$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C.

sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{306}{250}\right) = 2\text{cm}$$

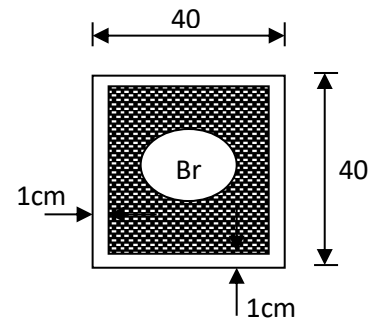


Fig. VI.5 : Section réduite du béton

$$e = 0.56\text{cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.06$$

$$e_1 = 0.56 \times 2 = 2.56\text{cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 906.56\text{KN} \\ M'_1 = 23.21\text{KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = 2.56\text{cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 20\text{cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section ;
alors :

Vérification si la section est partiellement comprimée :

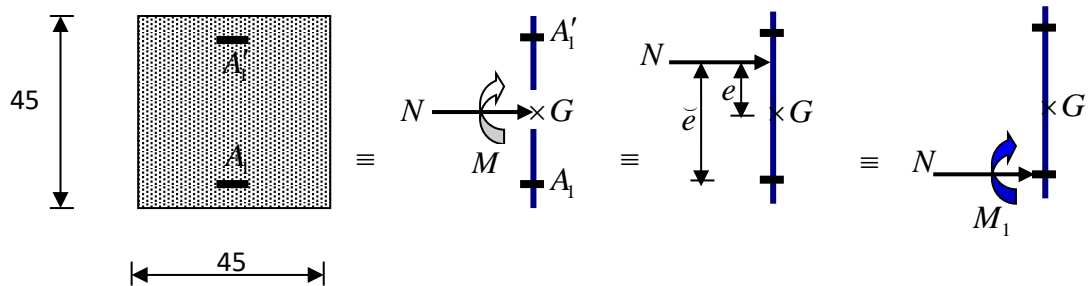


Fig. VI.6 : répartition des efforts interne pour le cas 1

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 40 - 0.81 \times 3) \times 14.67 \times 40 \times 40 \times 10^{-2} = 2593.66\text{KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 2.04 + \frac{40}{2} - 3 = 19.04\text{cm}$$

$$M_1 = 855.25 \times 0.1904 = 162.84\text{KN.m}$$

$$(2) = 906.56 \times (36 - 3) \times 10^{-2} - 162.84 = 132.32\text{KN.m}$$

(2) < (1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow Le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{162.84 \times 10^3}{14.67 \times 40 \times (36)^2} = 0.214$$

$$\mu = 0.214 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B; } \varepsilon_b = 3.5\%$$

$$\mu = 0.214 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.305$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.878$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{162.84 \times 10^3}{348 \times 0.878 \times (36)} = 14.80 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 14.80 - \frac{855250}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

Calcul du ferrailage sous combinaisons accidentelle : on a pris le 2^{ème} et 3^{ème} cas d'étude.

◆ 2^{ème} cas :

➤ Sens x-x :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 497.54 \text{ KN}$$

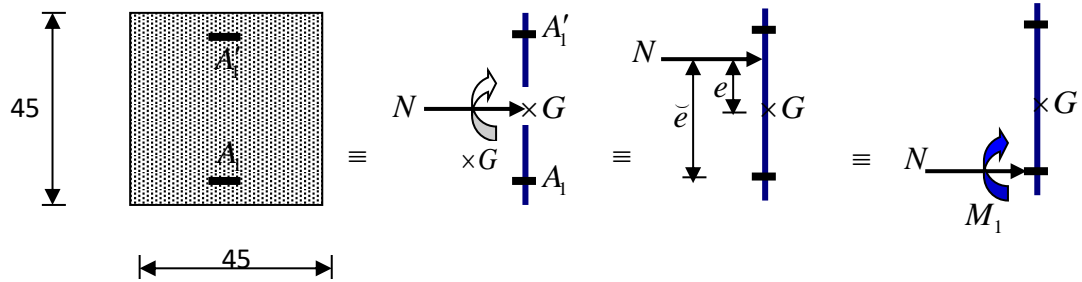
$$M = -124.08 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{124.08}{497.54} = 0.2494 \text{ m} = 24.94 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible \Rightarrow le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant effort de compression se trouve à l'extérieur de la section \Rightarrow section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif

$$M1 = N \cdot e'$$

Vérification si la section est partiellement comprimée :**Fig. VI.7 : répartition des efforts interne pour le cas 2**

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_1 = N \cdot e'$$

$$e' = e + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 24,94 + \left(\frac{40}{2} - 3\right) = 41,94 \text{ cm}$$

$$M_1 = 497,54 \times 0,4194 = 208,67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{208670}{18,48 \times 40 \times (36)^2} = 0,218$$

$$\mu = 0,218 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,939$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,624$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{208670}{400 \times 0,624 \times 36} = 23,22 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 23,22 - \frac{497540}{100 \times 400} = 10,78 \text{ cm}^2$$

◆ 3^{ème} cas :

➤ Sens-Y-Y :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 383.74 \text{ KN}$$

$$M = 122.69 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{122.69}{383.74} = 0,3197\text{m} = 31,97\text{cm} > \frac{h}{2} = 20\text{cm}$$

L'excentricité n'est pas faible \Rightarrow le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant effort de compression se trouve à l'extérieur de la section \Rightarrow section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif

$$M_1 = N \cdot e'$$

Vérification si la section est partiellement comprimée :

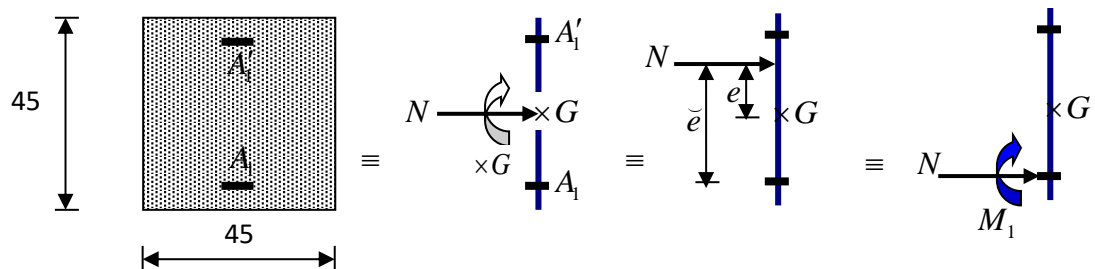


Fig. VI.8 : répartition des efforts interne pour le cas 3

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_1 = N \cdot e'$$

$$e' = e + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 31,97 + \left(\frac{40}{2} - 3\right) = 48,97\text{cm}$$

$$M_1 = 383,74 \times 0,4897 = 187.92 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{187920}{18.48 \times 40 \times (36)^2} = 0.196$$

$$\mu = 0.196 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.275$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.889$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{187920}{400 \times 0.889 \times 36} = 14.68 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 14.68 - \frac{383740}{100 \times 400} = 5.09 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \max(A_{\min-RPA}; A_{\text{calculée}}) = \mathbf{12,8 \text{ cm}^2}$$

Choix des armatures : **4HA16+4HA14**

- Armatures Transversale

- Espacement des armatures transversales :

- Suivant les règles BAEL 91 :

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40 \text{ cm}; b + 10) = 21 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } 15 \text{ cm}$$

➤ D'après les règles RPA 99 (version 2003) : (zone II)

- Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$\delta_t \leq (15\phi_L^{\min}) = 21 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } 15 \text{ cm}$$

➤ Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214,2}{40} = 5,35$$

$$\rightarrow A_{\min} = 0.3\% \text{ b } \delta = 0.003 * 40 * 10 = \mathbf{1.20 \text{ cm}^2}$$

4. Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot 40 = 80\text{cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{286}{6}; 40; 40; 60\right) = 60\text{cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{\max}}$$

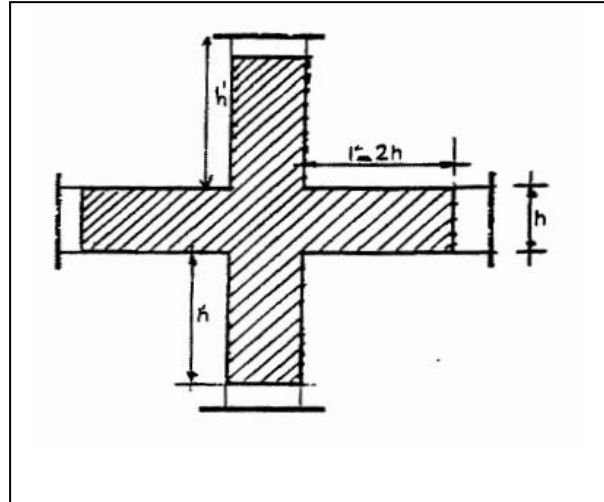
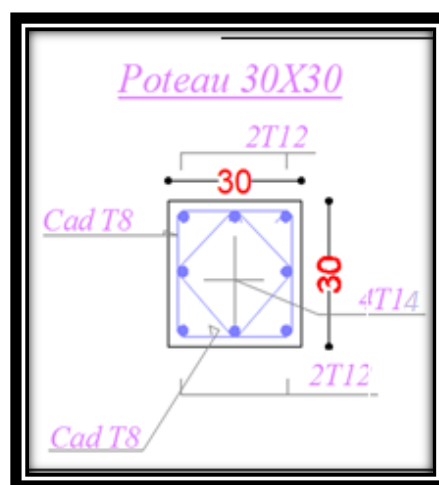
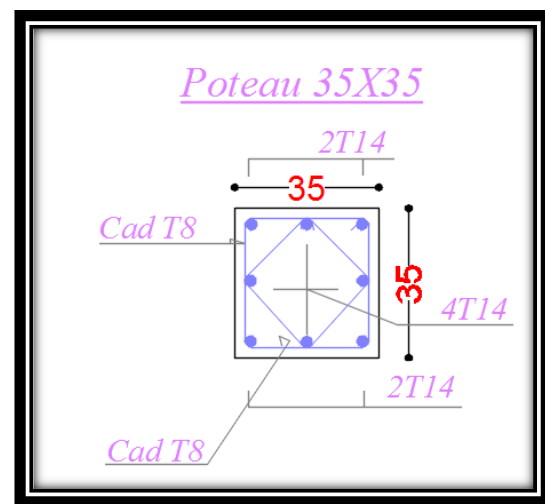
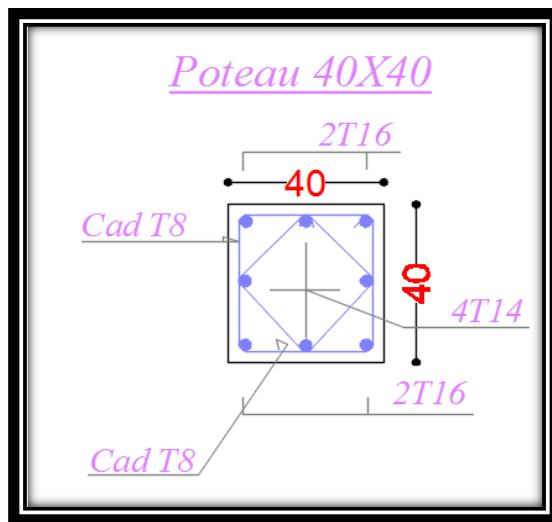


Fig. VI.9 : Zone nodale

Schéma de ferrailage



Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que

Précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau.VI.4 : Tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux

Type	Section [cm ²]	A _{cal} [cm ²]	A _{min RPA} [cm ²]	Choix	A _{adopté}	Longueur de Recouvrement [cm ²]
1	40×40	4.03	12.8	4T16+4T14	14.20	70
2	35×35	1,17	9.80	8T14	12.32	60
3	30×30	2.48	7.20	4T14+4T12	10,68	50

CHAPITRE VII

Calcul des voiles

1. Introduction :

Ce chapitre consiste à étudier les voiles de notre bâtiment (voile de contreventement) ce qui est définie comme une console encadrée a sa base.

Il est soumis aux sollicitations suivantes :

- Un moment fléchissant, un effort tranchant provoqués par les actions sismiques.
- Effort normal dû aux charges permanentes G d'exploitation Q et les charges sismiques.

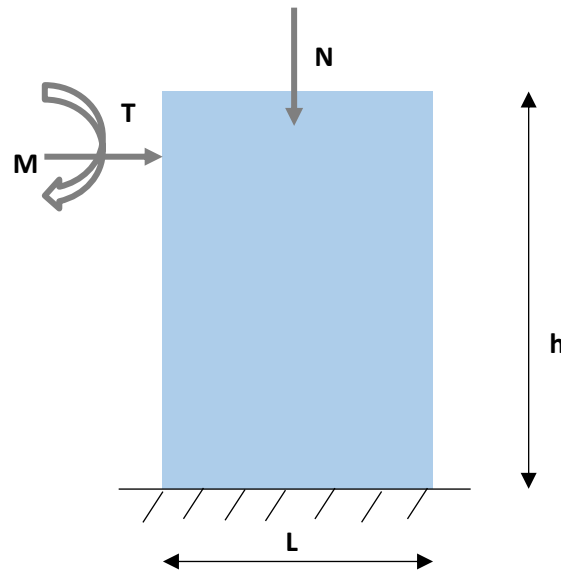


Fig.VII.1 : Sollicitations des voiles

Le voile de contreventement sera calculé en flexion composée et au cisaillement de l'effort tranchant dû à la charge horizontale et verticales.

Pour cela les type d'armatures utilisée sont :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

La structure de notre projet est contreventée par des voiles afin d'assurer la rigidité et la stabilité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

2. But de contreventement :

Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol, et raidir les constructions.

Les combinaisons d'action : selon BAEL91 et RPA99v2003

Les combinaisons exigées par la réglementation sont :

- Etat limite ultime : $1,35 G + 1,5 Q$
- Situation accidentelle : $G + Q \pm E, 0,8 \pm E$
- Etat limite de service : $G + Q$

3. Les recommandations exigées par RPA99v2003 :

Acier vertical :

- Les armatures verticales doivent reprendre **la totalité de l'effort de traction**. Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :
 - Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de **0.20 %**.
 - Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
 - L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de **1/10** dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à **15 cm**.
 - 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**).

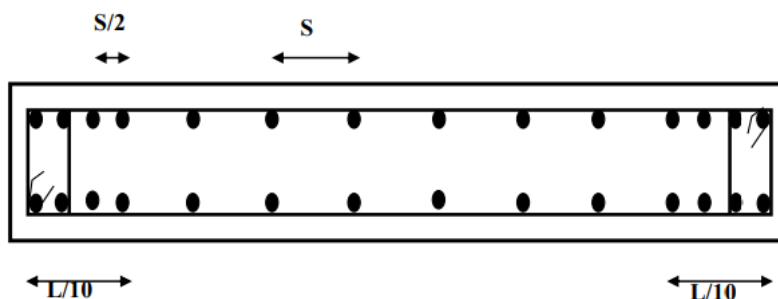


Fig. VII 2 : Disposition des armatures verticales dans le voile

Acier horizontale :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

Longueur de recouvrement : Art 7.7.4.3 RPA99version 2003 : Elle doit être égale à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement 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.

Aciers transversaux :

Le **RPA99v03** exige généralement minimum épingle par mètre carré leur rôle est de lier entre les 2 nappes d'armatures verticales en empêchant leur flambement, Elles sont perpendiculaires aux faces du voile.

Armature de potelet :

Une section d'armatures ($\geq 4HA10$) exigé à chaque extrémité du voile

Armature de couture :

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de couture dont la section est donnée par la formule suivant :

Méthode de ferrailage des voiles : on a 3 cas

- Section partiellement comprimée : $N_u = \frac{\sigma_2}{2} \times L_t \times e$ et $A_v = \frac{N_u}{\sigma_s}$
- Section entièrement comprimée : Acier exigée par **RPA99v2003**
- Section entièrement tendue : $N_u = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times L_t \times e$ et $A_v = \frac{N_u}{\sigma_s}$

Calcul exemplaire du voile de contreventement :

On présentera comme exemple de calcul le ferrailage du (voile V_{asc}) puis on récapitulera dans les autres voiles.

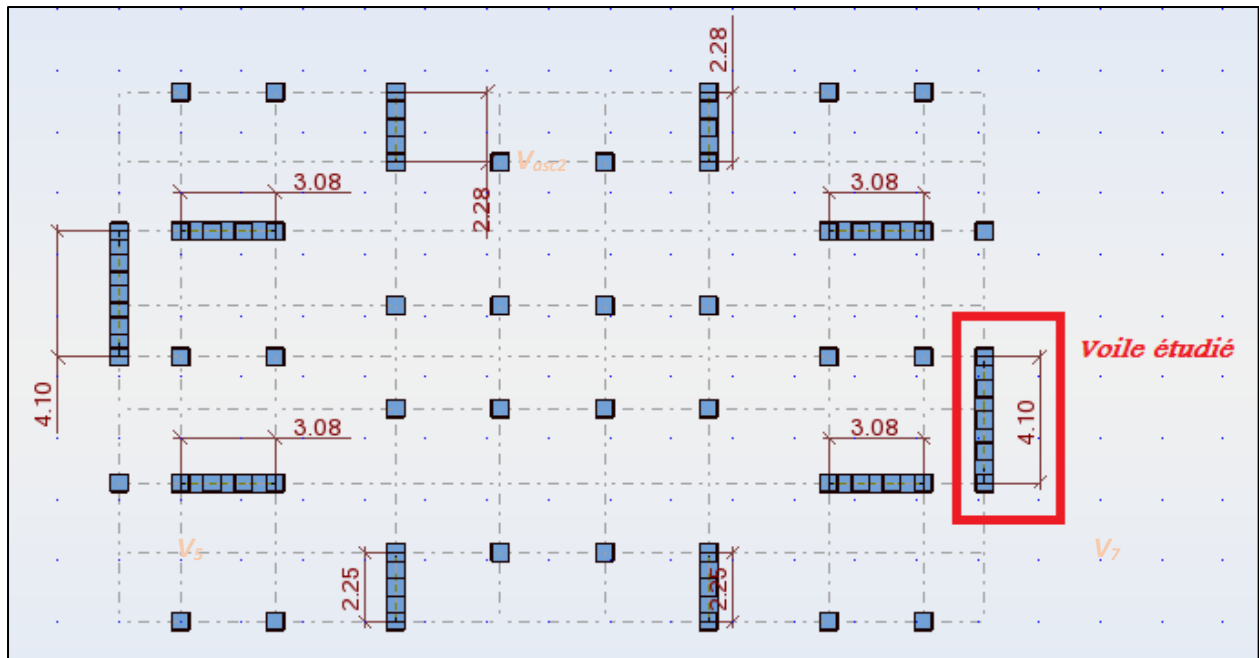


Fig.VII.3: Description et dimension des voiles étudié selon sens X et Y

Selon le résultats extrait du logiciel robot de notre structure on a :

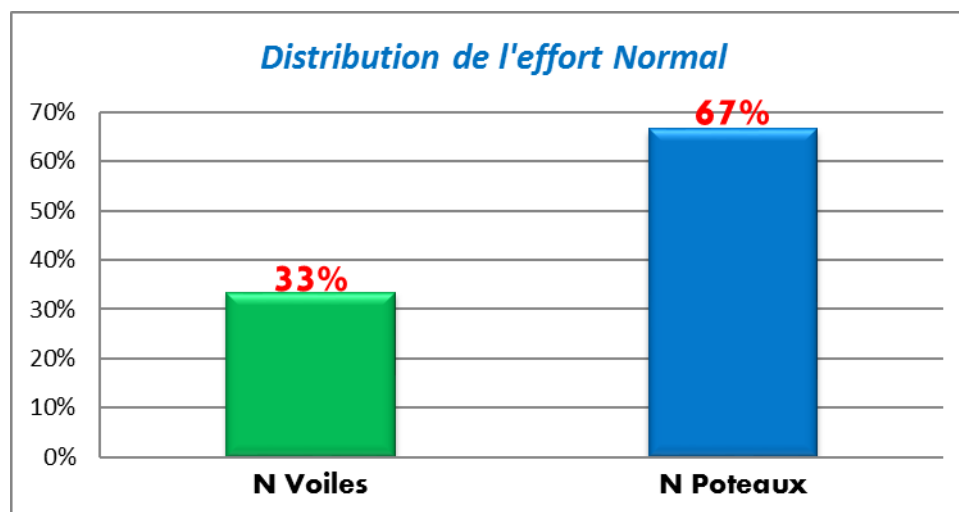


Fig.VII.4 : Diagramme Distribution de l'effort normal des voiles et les poteaux en %

Ce Diagramme montre que les voiles reprennent plus de **20%** des sollicitations dû aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

En KN Étage	Voiles de contreventement			Poteau		
	Effort tranchant		Effort normal	Effort tranchant		Effort normal
	T _x	T _y	N	T _x	T _y	N
RDC	1408.33	1449.55	-6421.39	355.28	317.35	-13739.92
1	1323.40	1385.21	-5113.74	326.67	263.46	-10830.49
2	1124.00	1189.17	-4181.86	325.15	255.38	-7887.79
3	790.09	873.94	-2935.19	379.46	294.84	-5343.39
4	473.77	553.04	-1706.39	309.01	235.93	-2820.96

Tableau VII.1 : Distribution de l'effort tranchant et normal des 2 direction des voiles et poteaux.

Résultat : *Le RPA99v2009* exige que les forces sismique (les sollicitation horizontales) doit être reprise par les voiles à 100% selon les 2 direction x-x et y-y, d'une autre manière le voile doit être capable a résisté à la somme des 2 efforts tranchants (poteaux et le voile lui-même)

$$T_{total} = T_{voile} + T_{poteaux} \quad \text{dans les 2 direction } X - Y$$

Pour cela la nécessité d'augmenter les forces sismiques V_x et V_y d'un un rapport égal à $\frac{T_{total}}{T_{voile}}$

Pour les 2 direction afin de attendre le taux de 100% des effort tranchant reprise par les voiles seulement et l'implémenter dans le logiciel robot.

Sens X-X → $T_{X,voile} + T_{X,poteaux} = 1408,33 + 355,28 = 1763.61 \text{ KN}$

$$\frac{1763.61}{1408.33} = 1.25$$

Sens-Y-Y → $T_{Y,voile} + T_{Y,poteaux} = 1449.55 + 317.35 = 1766.90 \text{ KN}$

$$\frac{1766.90}{1449.55} = 1.22$$

Donc les valeurs implémentées dans le logiciel sont **1,25** et **1,22** afin d'augmenté les forces sismiques.

- **Exemple de calcul du voile RDC:**

e	L (m)	$\Omega = e \times L$ (m ²)	$I = \frac{a \times I^3}{12}$	$V = \frac{L}{2}$ (m)	σ_{bna} (Mpa)
0.2	4.1	0.82	1.14	2.05	7.57

Tableau VII.2 : Dimension de calcul pour voile V

Les sollicitations des différentes combinaisons :

Le voile étudié est sollicité aux différentes combinaisons en (ELU, ACC) le tableau suivant résume tout le résultat calculé à l'aide du logiciel robot, selon les formules suivantes on aura :

- $L_t = \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) \times L$
- $\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times V$
- $\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times V$

Cas	Combinaison	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	T (KN)	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	L_t (m)
1	ELU	ELU	777.65	115.61	7.45	0.74	1.15	2.50
2	G+Q+VX	ACC	387.04	-66.98	22.74	0.59	0.35	1.53
3	G+Q-VX	ACC	756.03	235.48	-11.91	0.50	1.34	2.98
4	G+Q+VY	ACC	550.02	-2004.82	317.06	4.25	-2.91	1.67
5	G+Q-VY	ACC	593.04	2173.31	-306.23	-3.16	4.60	1.67
6	0.8G+VX	ACC	240.29	-93.85	20.96	0.46	0.13	0.88
7	0.8G-VX	ACC	609.28	208.61	-13.69	0.37	1.12	3.08
8	0.8G+VY	ACC	403.28	-2031.69	315.28	4.12	-3.13	1.77
9	0.8G-VY	ACC	446.3	2146.44	-308.01	-3.29	4.37	1.77

Tableau VII.3: Sollicitations de calcul du voile V_1

Remarque : Les cas les plus défavorable est 0.8G-VY (section partiellement comprimé) car il nous donne une longueur tendue maximale et aussi une contrainte de traction maximale.

Donc pour le calcul du notre voile est d'une section partiellement comprimée voir le diagramme suivant :

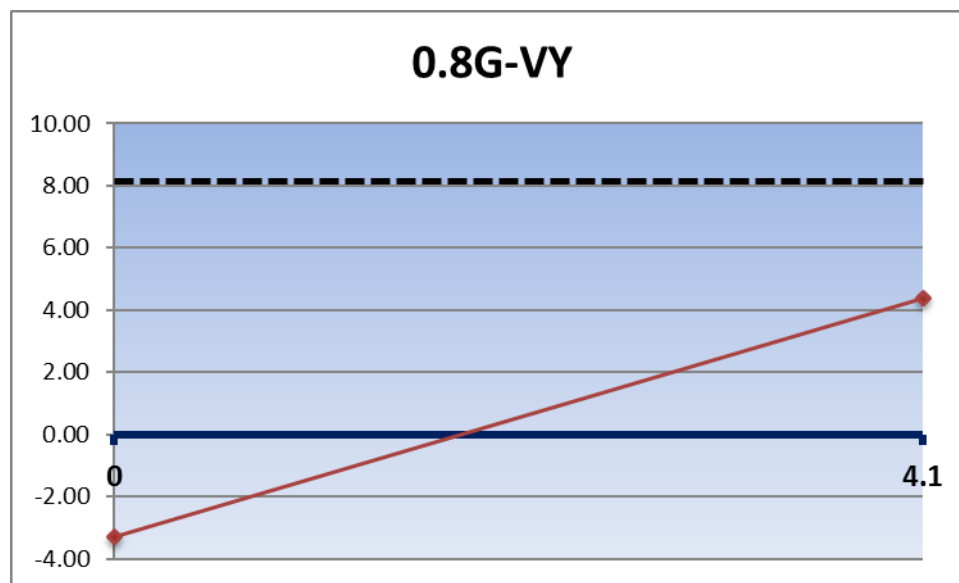


Fig.VII.5: Diagramme des contraintes du voile V_1

Calcul des armatures verticales :

Longueur tendue : $L_t = 1.77m$

$$\text{Alors } N_u = \frac{\sigma_1}{2} \times L_t \times e = \frac{3.29}{2} \times 1.77 \times 0.2 \times 1000 = 582.33 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{582.33 \times 10}{400} = 14.56 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armature verticale : Selon RPA (art : 7.7.4.1)

- Zone total $A_{min.rpa} = 0.15 \times e \times L = 0.0015 \times 20 \times 410 = 12.3 \text{ cm}^2$
- Zones tendues : $A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e = 0.002 \times 20 \times 177 = 7.08 \text{ cm}^2$
- Zones courantes : $A_{min} = 0.2\% \times (L - L_t) \times e = 0.002 \times 20 \times 233 = 9.32 \text{ cm}^2$

Section minimale d'armature verticale : Selon le BAEL91 :

$$A_{min} > \left(0.23 \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right) = \frac{0.23 \times 20 \times 410 \times 2.1}{400} = 9.9 \text{ cm}^2$$

Donc on adoptera $\max(A_{cal}, A_{BAEL}, A_{RPA}) = 14.56 \text{ cm}^2$

Diamètre maximal des barres : $\phi = \frac{e}{10} = \frac{20}{10} = 20 \text{ mm (HA20)}$

Espacement entre les barres : selon (Article 7.7.4.3 du RPA99V2003)

$$S_t \leq 1.5 \times e \quad \text{et} \quad S_t \leq 30 \text{ cm}$$

En zone courante donc $S_t = 20 \text{ cm}$

Chaque extrémité l'espacement des barres doit être réduit de moitié donc $S_t = 10 \text{ cm}$

Sur une longueur du voile de $\frac{L}{10} = \frac{410}{10} = 41 \text{ cm}$

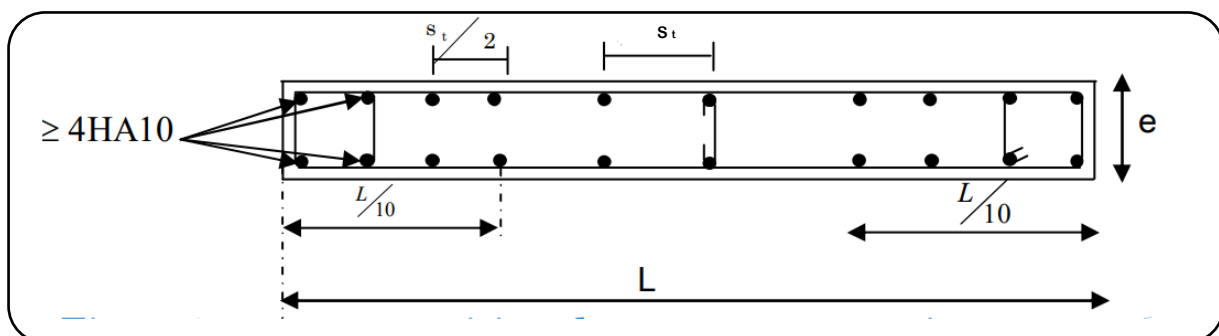


Fig.VII.6: Disposition des armatures verticales dans le voile

Résultats :

La section d'acier doit satisfaire les 14.56cm^2 sur la longueur tendue du voile (1.77m).

Armatures horizontales :**Calcul exemplaire :**

- Selon BAEL91 : $A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{14.56}{4} = 3.64 \text{ cm}^2$
- Selon RPA 99 : $0.15 \times L \times e = 12.3 \text{ cm}^2$

On adoptera 5HA12/ml suivant la hauteur sur chacune des 2 nappes avec $S_t=15 \text{ cm}$

Armature transversale : 4 épingles au mètre carré de 4HA8 pour que les deux nappes d'armatures verticales seront reliées.

Vérfications :

Vérification de contrainte de cisaillement : selon RPA on doit vérifier que

$$\tau \leq \bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \quad \text{Pour qu'il n'aura pas de cisaillement.}$$

Sachant que l'effort tranchant du voile est : $Vu. max = 317.06\text{KN}$

$$\tau = \frac{1.4 \times Vu}{b \times d} = \frac{1.4 \times 317.06 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.69} = 0.60 \leq \bar{\tau} = 5 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Selon **BAEL91** : $T_u \leq \bar{T}_u = \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa})$

$$T_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{317.06 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.69} = 0.43 \leq \bar{T}_u = 3,26\text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification à L'ELS : le calcul fait préalablement à ELU doit être vérifié à ELS.

Vérification de la contrainte du béton à L'ELS : $\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$

Le cas du notre voile étudié $N_s = 571.53\text{Kn}$

B : section du voile. / A : armatures.

$$\sigma_b = \frac{571.53 \times 10^3}{(200 \times 4100) + (15 \times 14.56 \times 10^2)} = 0,67\text{MPa} \leq 0.6f_{c28} = 15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

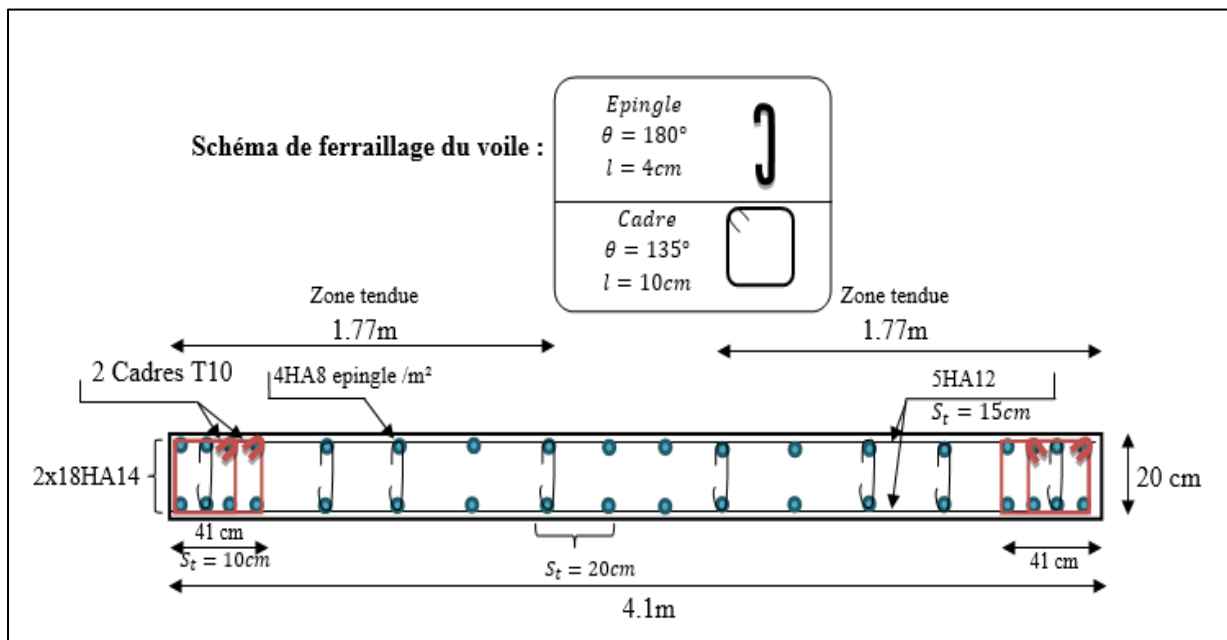


Fig. VII.7: Schéma de ferrailage du voile

Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les voiles de contreventement. Les voiles ont été calculés vérifiés et ferrillés, le calcul a été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel Robot structural analyses 2019. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

CHAPITRE VIII

Etude des fondations

I. Introduction :

1-Généralité :

- Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a) Fondation superficielles :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes et
- Semelles général.

b) Fondation profondes :

- Semelles sur puits et
- Semelles sur pieux.

II. Calcul des semelles :

1) Pré dimensionnement :

* Semelle de centre :

$$N = 622.64KN$$

$$\text{Avec: } \bar{\sigma}_{sol} = 2,5bars$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b} \right) \cdot B$$

$$\text{Avec : } a = 40cm ; b = 40cm$$

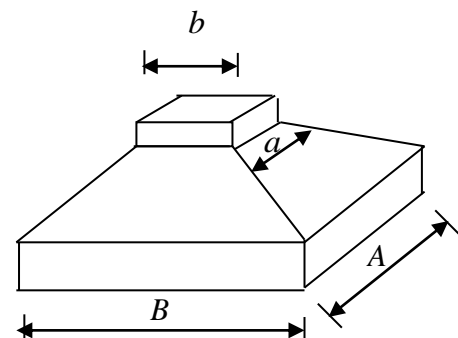


Fig. VIII.1 : Semelle isolée

$$A = \left(\frac{40}{40}\right) \cdot B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{40}{40} \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{40}{40} \cdot \frac{622.64}{250}} = 1.58m$$

On prend : $B = 180\text{cm} \Rightarrow A = 180\text{cm}$

* Semelle de rive :

$$N = 552.39\text{KN}$$

$$B \geq 1.49m$$

On prend : $B = 160\text{cm} \Rightarrow A = 160\text{cm}$

* Semelle de d'angle :

$$N = 316.45\text{KN}$$

$$B \geq 1.12m$$

On prend : $B = 140 \Rightarrow A = 140\text{cm}$

On calcule la surface totale des semelles, on trouve une valeur supérieure à 50% de la surface du bâtiment, à cet égard, on opte pour un système de fondation constitué de semelles filantes.

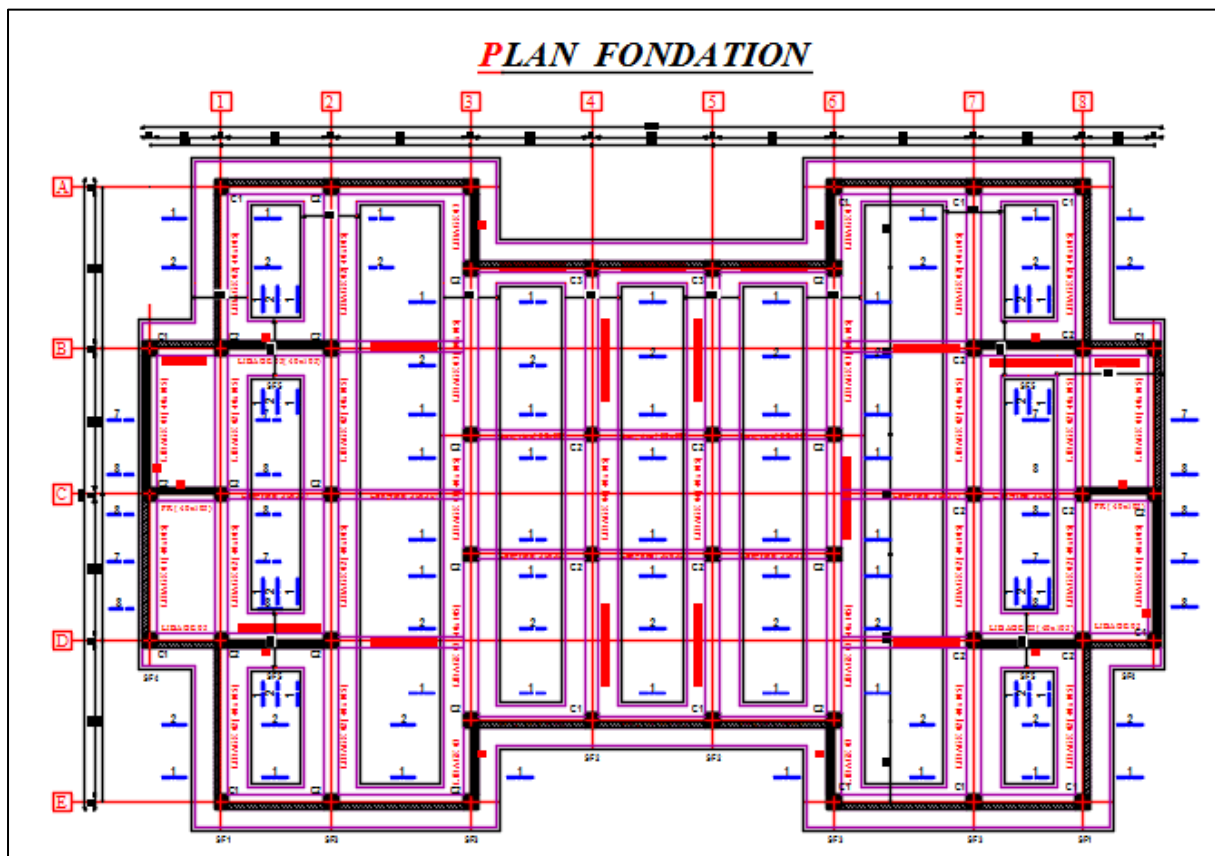


Fig. VIII.2 : Plan de fondation

a) Calcul des semelles filantes des axes N°(01 ; 02 ; 03 ; 06 ; 07 ; 08)

Dimension de la semelle : $L = 17,66\text{m}$

Pré dimensionnement de la semelle :

Réaction	$N_{service}(KN)$	$M_{service}(KN.m)$	Excentricité e (m)
Somme réaction ELS	2520.82	39.54	0,016

$$\sigma_{sol} = 2,5 \text{ Bar}$$

Pour que le diagramme des contraintes soit trapézoïdal :

$$B \geq \frac{N_{service}}{L \times \sigma_{sol}} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) \Rightarrow B \geq \frac{2520.82}{17,66 \times 2.5 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 0,016}{17,66}\right) = 0,57\text{m}$$

Pour tenir compte du poids des terres on prend : $B = 1,00\text{m}$

Condition de rigidité :

Pour que la semelle soit considérée rigide, sa hauteur utile d doit vérifier la condition de transmission des efforts suivant des bielles de béton, inclinées d'un angle θ tel que $\theta \geq 45^\circ$:

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{100-40}{4} = 15\text{cm}$$

La hauteur totale de la semelle

$$h = d + 5\text{cm} \Rightarrow h = 20\text{cm} ; \text{on prend } h = 30\text{cm}$$

pour ne pas avoir un ferrailage excessif

Vérification des contraintes avec poids propre :

$$\text{Poids propre} = 1,00 \times 17,66 \times 0,30 \times 25 = 132.45 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N_{service} + P_{propre}}{L \times \sigma_{sol}} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) \Rightarrow B \geq \frac{2653.27}{17,66 \times 2.5 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 0,016}{17,66}\right) = 0,60\text{m}$$

Donc on garde la largeur de 1,00m et on continue avec les autres vérifications.

Vérification des contraintes à l'ELU :

Réaction	$N_{ELU}(KN)$	$M_{ELU}(KN.m)$	Excentricité e (m)
Somme réaction ELU	3456.57	54.14	0,016

$$\frac{M}{N} = 0,016\text{m} < \frac{B}{6} = 0,17 \Rightarrow \text{Diagramme trapézoïdal}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{N}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = 1,96 \text{ Bar} < 1,5 \cdot \sigma_{sol} = 3.75 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes : G + Q + V

Réaction	$N_{ACC}(KN)$	$M_{ACC}(KN \cdot m)$	Excentricité e (m)
Somme réaction G+Q+Vx	4682.99	113.10	0,024

$$\frac{M}{N} = 0,024m < \frac{B}{6} = 0,17 \Rightarrow \text{Diagramme trapézoïdal}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{N}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = 2,66 \text{ Bar} < 1,5 \cdot \sigma_{sol} = 3.75 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au renversement : 0,8G + V

$$N_{acc_min} = 430.66KN$$

$$M_{acc_max} = 45.98KN \cdot m$$

$$e = \frac{M}{N} = 0,11m < \frac{B}{4} = 25cm \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Ferraillage de la semelle :

$$Nu = Nu' \left(1 + \frac{3e}{B}\right) = 3622.48 \text{ KN}$$

$A_x = \frac{N_u \cdot (B - b)}{8 \cdot L \cdot d \cdot \left(\frac{F_e}{\gamma_s}\right)}$	1,63cm ² /m	Choix des armatures HA12 e = 15cm
$A_y = \frac{A_x}{4}$	0,41cm ² /m	Choix des armatures HA12 e = 15cm

b) Calcul des semelles filantes des axes N°(04 ;05)

Dimension de la semelle : L = 12,73m

Pré dimensionnement de la semelle :

Réaction	$N_{service}(KN)$	$M_{service}(KN \cdot m)$	Excentricité e (m)
Somme réaction ELS	1543.15	4.14	0,0026

$$\sigma_{sol} = 2,5 \text{ Bar}$$

Pour que le diagramme des contraintes soit trapézoïdal :

$$B \geq \frac{N_{service}}{L \times \sigma_{sol}} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) \Rightarrow B \geq \frac{1543.15}{12,73 \times 2.5 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 0,0026}{12,73}\right) = 0,48m$$

Pour tenir compte du poids des terres on prend : $B = 1,00\text{m}$

Condition de rigidité :

Pour que la semelle soit considérée rigide, sa hauteur utile d doit vérifier la condition de transmission des efforts suivant des bielles de béton, inclinées d'un angle θ tel que $\theta \geq 45^\circ$:

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{100-40}{4} = 15\text{cm}$$

La hauteur totale de la semelle

$$h = d + 5\text{cm} \Rightarrow h = 20\text{cm} ; \text{on prend } h = 30\text{cm}$$

pour ne pas avoir un ferrailage excessif

Vérification des contraintes avec poids propre :

$$\text{Poids propre} = 1,00 \times 12,73 \times 0,30 \times 25 = 95,47 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N_{\text{service}} + P_{\text{propre}}}{L \times \sigma_{\text{sol}}} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) \Rightarrow B \geq \frac{1638,625}{12,73 \times 2,5 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 0,0026}{12,73}\right) = 0,51\text{m}$$

Donc on garde la largeur de 1,00m et on continue avec les autres vérifications.

Vérification des contraintes à l'ELU :

Réaction	$N_{ELU}(\text{KN})$	$M_{ELU}(\text{KN.m})$	Excentricité e (m)
Somme réaction ELU	2114,09	5,74	0,0027

$$\frac{M}{N} = 0,0027\text{m} < \frac{B}{6} = 0,17 \Rightarrow \text{Diagramme trapézoïdal}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = 1,66 \text{ Bar} < 1,5 \cdot \sigma_{\text{sol}} = 3,75\text{Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes : G + Q + V

Réaction	$N_{ACC}(\text{KN})$	$M_{ACC}(\text{KN.m})$	Excentricité e (m)
Somme réaction G+Q+Vx	1599,37	53,55	0,033

$$\frac{M}{N} = 0,033\text{m} < \frac{B}{6} = 0,17 \Rightarrow \text{Diagramme trapézoïdal}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = 1,27 \text{ Bar} < 1,5 \cdot \sigma_{\text{sol}} = 3,75\text{Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au renversement : 0,8G + V

$$N_{\text{acc_min}} = 1013,83\text{KN}$$

$$M_{\text{acc_max}} = -46,90\text{KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0,046m < \frac{B}{4} = 25cm \implies \text{condition vérifiée}$$

Ferraillage de la semelle :

$$Nu = Nu' \left(1 + \frac{3e}{B}\right) = 2120.36 \text{ KN}$$

$A_x = \frac{N_u \cdot (B - b)}{8 \cdot L \cdot d \cdot \left(\frac{F_e}{\gamma_s}\right)}$	1,33cm ² /m	Choix des armatures HA12 e = 15cm
$A_y = \frac{A_x}{4}$	0,33cm ² /m	Choix des armatures HA12 e = 15cm

c) Calcul du Libage des semelles axes : 1 ;2 ;3 ;6 ;7 ;8

Dimensionnement des libages :

$$h > \frac{L}{10}$$

LIBAGE 1 : L = 453cm

⇒ on prend h = 80cm et b = 40 cm

Vérification de la rigidité de la poutre :

$$\text{Condition : } L < \pi L_e / 2 ; L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot A}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 10^{-2} \cdot 321642 \cdot 0,017}{0,5 \cdot 0,32}} = 6,08m$$

$$L = 4,53 < \frac{\pi L_e}{2} = 9,55m$$

Sollicitations de calcul :

En Appuis			En Travée		
M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)
283,98	125,05	232,56	-261,50	-163,15	-217,29

Résultat de calcul

Section	Armature Supérieure cm ²	Armature Inférieure cm ²	Choix des armatures
Appuis	0	11,38	6T16.Fil
Travée	11,94	0	6T16. Fil

Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

<i>Vérification de la contrainte tangente limite ultime</i>		
τ_u (Mpa)	τ_u adm(Mpa)	<i>Vérification</i>
0.736	2.500	OK

<i>Vérification de la contrainte de compression (bielle)</i>		
V_u (N)	0,267.b.a.fc28 (N)	<i>Vérification</i>
212000.000	934500.000	OK

<i>Vérification des armatures inférieures d'appuis</i>		
A_s (cm ²)	$V_u/(f_e/\gamma_s)$ [cm ²]	<i>Vérification</i>
6.120	6.095	OK

<i>Vérification de la contrainte moyenne de compression</i>			
R_u (N)	σ_{mb} (MPa)	1,3 Fc28 /γ_b	<i>Vérification</i>
424000.000	3.029	21.667	OK

d) Calcul du Libage des semelles axes : 4 ;5**Dimensionnement des libages :**

$$h > \frac{L}{10}$$

LIBAGE 1 : L = 468cm \Rightarrow on prend $h = 80cm$ **Vérification de la rigidité de la poutre :**

$$\text{Condition : } L < \pi L_e / 2 ; L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot A}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 10^{-2} \cdot 321642 \cdot 0,017}{0,5 \cdot 0,32}} = 6,08m$$

$$L = 4,68 < \frac{\pi L_e}{2} = 9,55m$$

Sollicitations de calcul :

En Appuis	En Travée
------------------	------------------

$M_{ELU}(KN.m)$	$M_{ELS}(KN.m)$	$M_{ACC}(KN.m)$	$M_{ELU}(KN.m)$	$M_{ELS}(KN.m)$	$M_{ACC}(KN.m)$
221,44	132,76	291,09	-201,19	-139,10	-272,60

Résultat de calcul

Section	Armature Supérieure cm ²	Armature Inférieure cm ²	Choix des armatures
Appuis	0	10,07	8T14.Fil
Travée	10,11	0	8T14. Fil

Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

<i>Vérification de la contrainte tangente limite ultime</i>		
τ_u (Mpa)	τ_u adm(Mpa)	<i>Vérification</i>
0.726	2.500	OK

<i>Vérification de la contrainte de compression (bielle)</i>		
V_u (N)	0,267.b.a.fc28 (N)	<i>Vérification</i>
209000.000	934500.000	OK

<i>Vérification des armatures inférieures d'appuis</i>		
A_s (cm ²)	$V_u/(f_e/\gamma_s)$ [cm ²]	<i>Vérification</i>
12.320	6.009	OK

<i>Vérification de la contrainte moyenne de compression</i>			
R_u (N)	σ_{mb} (MPa)	1,3 Fc28 / γ_b	<i>Vérification</i>
418000.000	2.986	21.667	OK

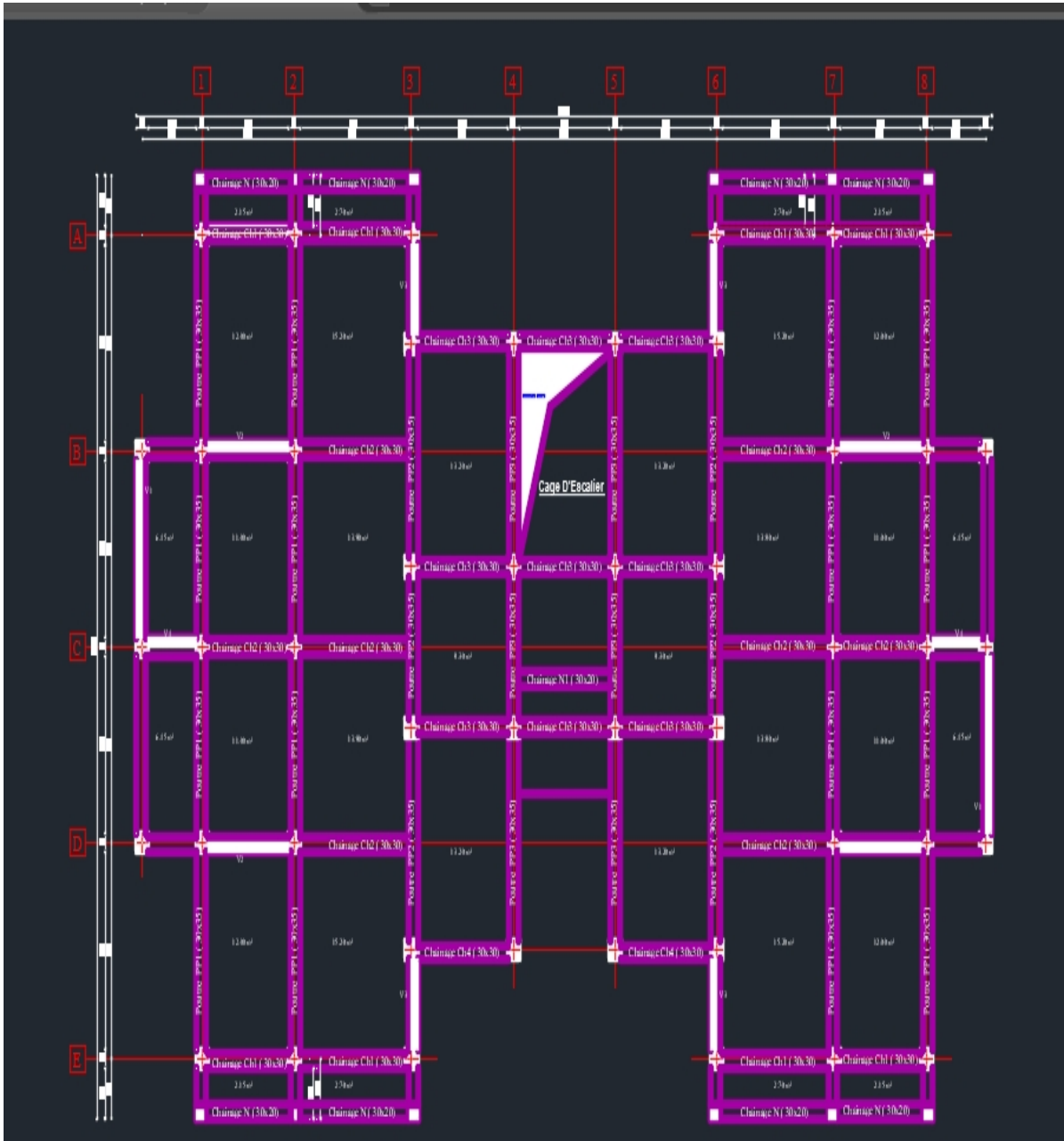
Conclusion générale

Ce projet de mémoire M2 de Génie Civil Option structure ; Nous a permis à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements aussi de mettre en évidence quelques principes de bases qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en Béton armé.

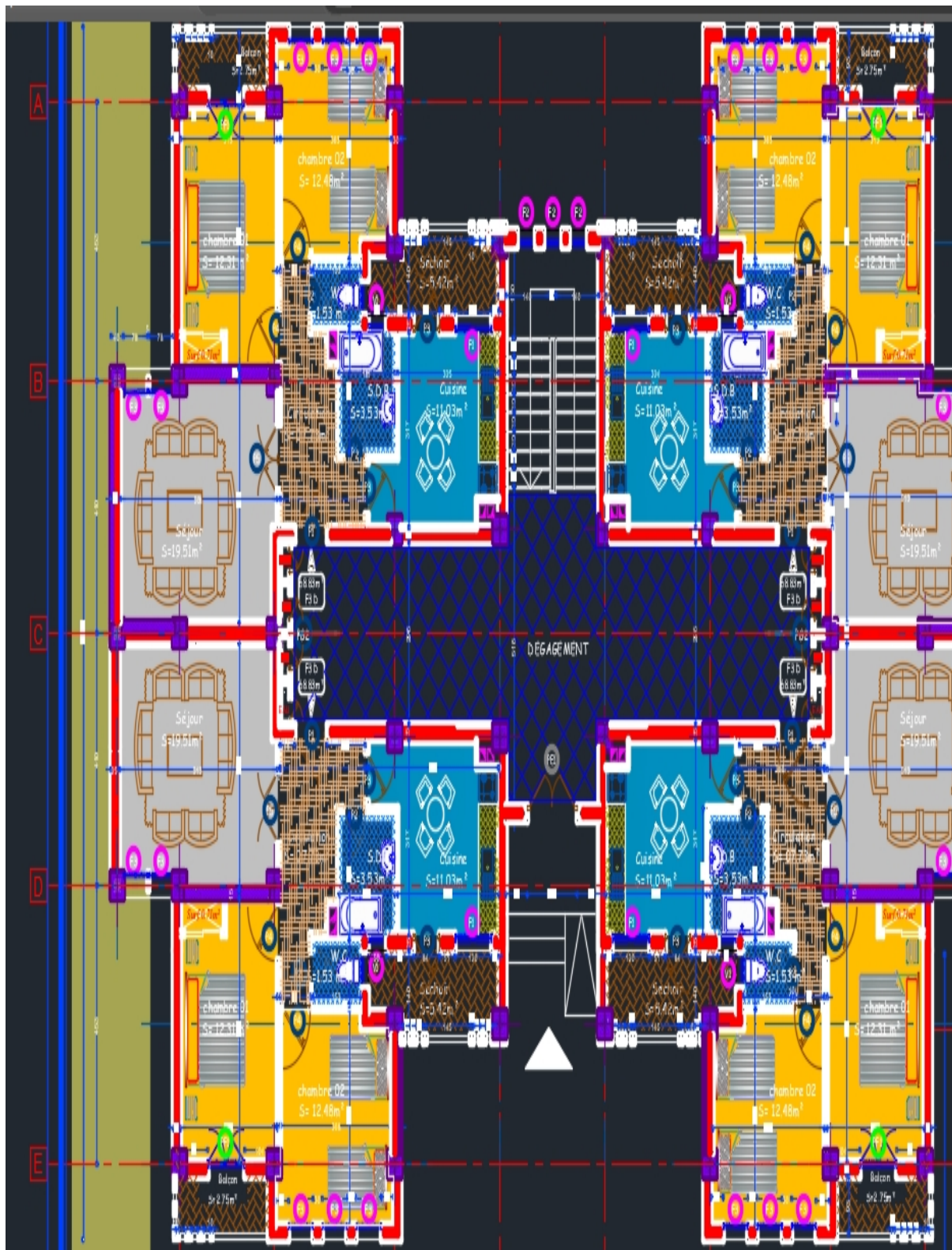
Ce projet constitue pour nous une expérience riche de souvenirs, qui nous a amené à utiliser le logiciel 'ROBOT' pour l'analyse du comportement de la section en modèle réduit.

D'après le travail fait, il convient de signaler que pour la conception parasismique il est très important que le travail soit fait en étroite collaboration entre l'ingénieur civil et l'architecte dès le début de chaque projet ; ceci pour éviter toutes les conceptions qui peuvent être sujette à une instabilité accidentelle et pour permettre d'avoir une sécurité parasismique idéale face aux divers excitations extérieures tels que les séismes, et que le montant de réalisation des travaux reste réalisable dans la limite des cout normatifs.

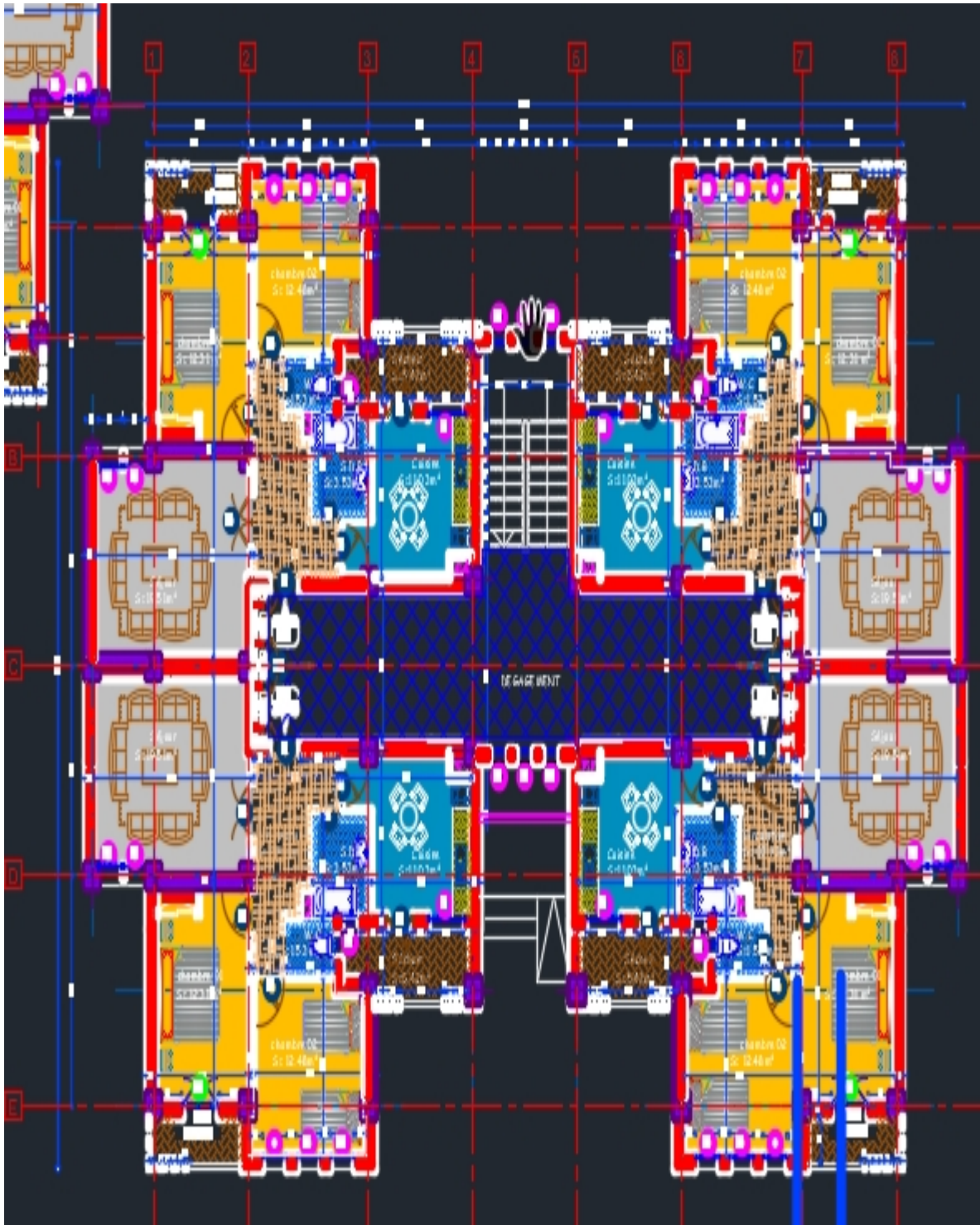
Vue en plan



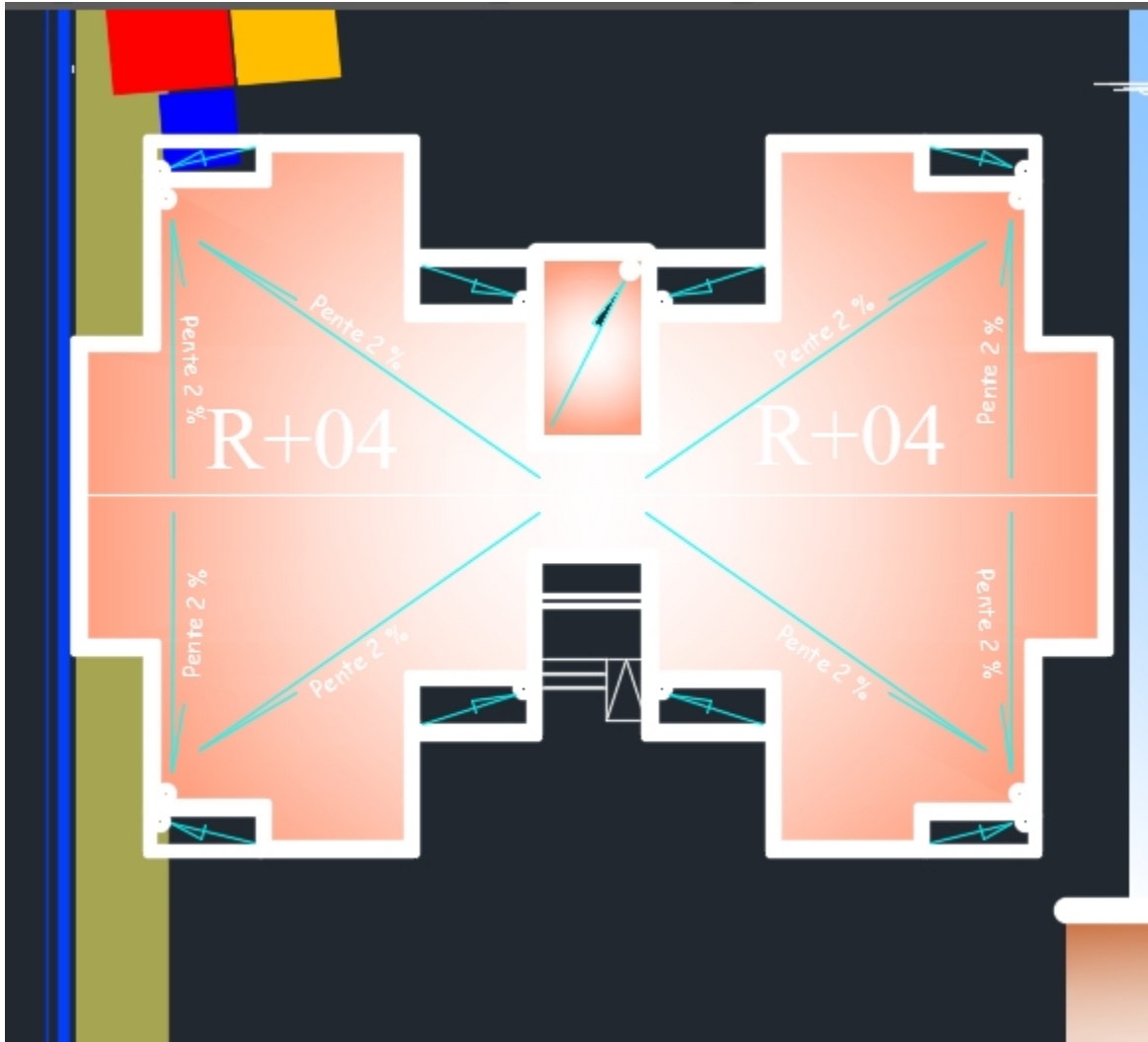
Vue en plan RDC



Vue en plan étage courant



Vue en plan de toiture



DOCUMENT
CREATED
WITH



PDF
COMBINER

PDF Combiner is a free application that you can use to combine multiple PDF documents into one.

Three simple steps are needed to merge several PDF documents. First, we must add files to the program. This can be done using the Add files button or by dragging files to the list via the Drag and Drop mechanism. Then you need to adjust the order of files if list order is not suitable. The last step is joining files. To do this, click button Combine PDFs.

Main features:

secure PDF merging - everything is done on your computer and documents are not sent anywhere

simplicity - you need to follow three steps to merge documents

possibility to rearrange document - change the order of merged documents and page selection

reliability - application is not modifying a content of merged documents.

Visit the homepage to download the application:

www.jankowskimichal.pl/pdf-combiner

To remove this page from your document, please donate a project.