وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبدالحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre :

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE
MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : (Structure)

Thème

Etude d'un bâtimentà usage multiple (Sous-sol +R.D.C + 8 étages)

Présenté par :

1. Mr BELHADJ YOUNES
2. Mr HAMOU ANISS

Soutenu le /07/ 2021 devant le jury composé de :

Président : Pro BELAS NADIA

Examinateur :Dr REZIGUA AHMED

Encadrant : Dr BELGUESMIA KHALIL

Année Universitaire : 2020 / 2021

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d’un bâtiment à usage d’habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (08) étages, implanté à ELHCHEM 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 2019 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, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ROBOT 2019, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية وتجارية تتألف من طابق تحت الارض + طابق أرضي + 8 طوابق بالحشم ولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل .

باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99 version 2003, BAEL91 modifié99) تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم :

الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد وحمولة كل عنصر.

الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية.

الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب .

الجزء الرابع و الأخير : يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة ، الروافد ، الجدران المسلحة و الاساسات)

الكلمات المفتاحية : RPA99V2003 ، ROBOT 2019 , الخرسانة المسلحة , الدراسة الديناميكية,BAEL91 معدل 99

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (08) floors, located in EL HCHAM in the wilaya of MOSTAGANEM. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), 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.

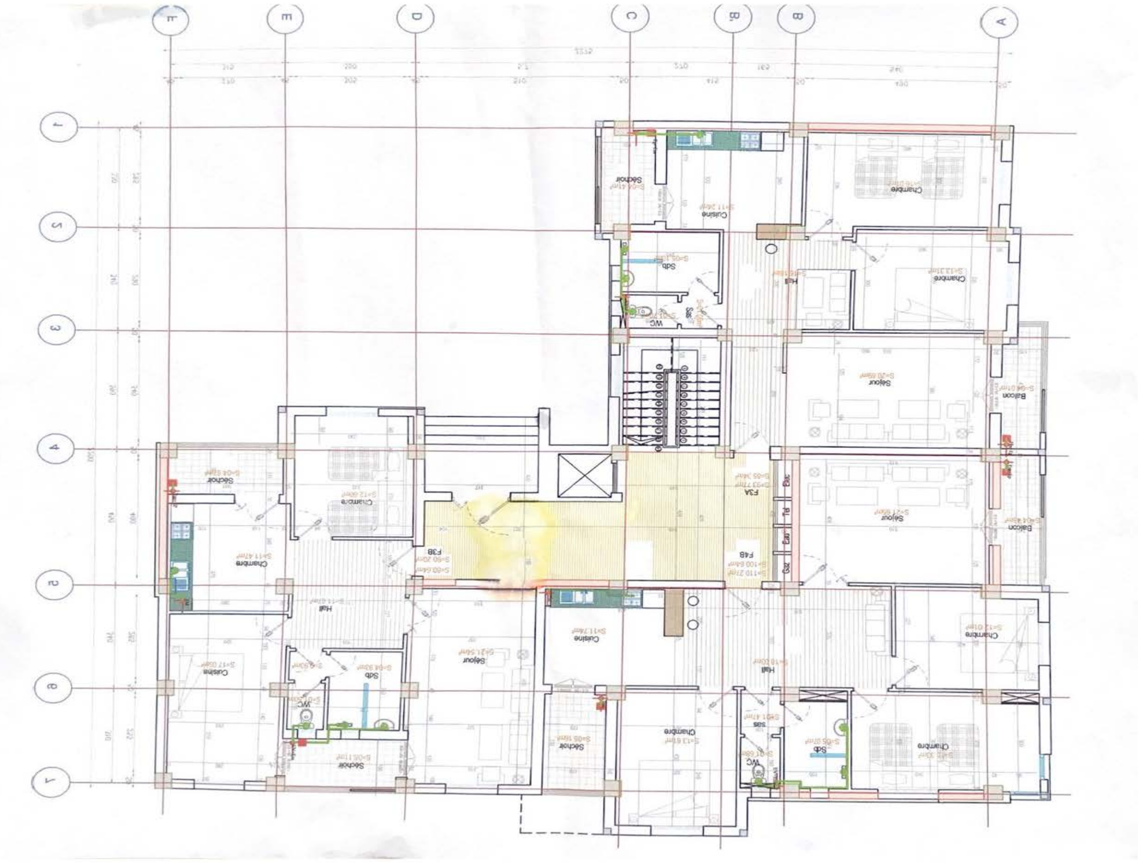
The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

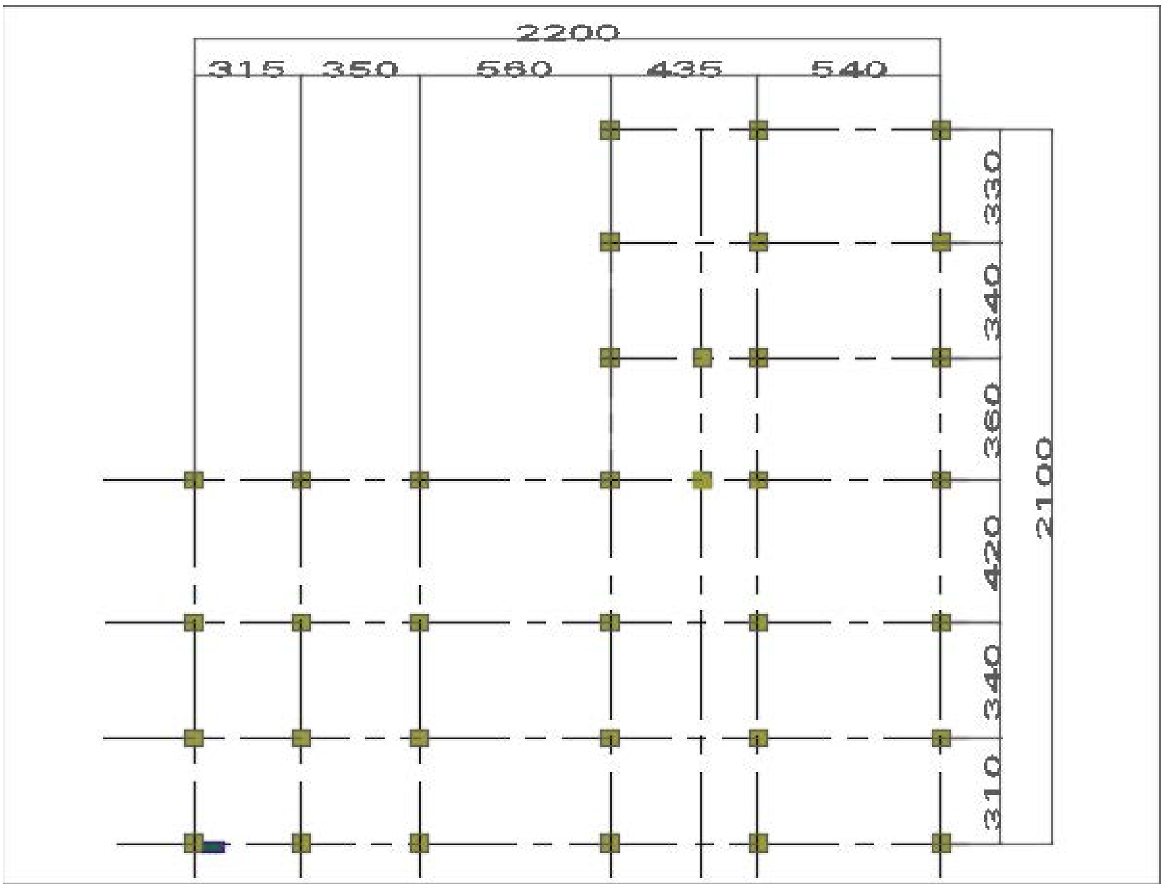
The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS Nonlinear 16 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

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

Key words : Building, Reinforced concrete, ROBOT 2019, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

PLAN D'ARCHITECTURE





Chapitre 1 : Introduction et hypothèses de calcul

I.1- Introduction 2

I.2- Présentation du projet 2

I.3- Caractéristiques générales 2

I.3.1- Caractéristiques géométriques 2

I.3.2- Caractéristiques géotechniques du sol 2

I.4- Domaine d'application des règles B.A.E.L91 3

I.5- Les sollicitations 3

I.6- Caractéristique des matériaux 3

I.6.1- Béton Armé 3

I.6.2- Le béton 3

I.6.3- L'Acier 5

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charge

II.1- Introduction 7

II.2- Pré-dimensionnement des poutres.. 7

II.2.1- Poutres principales 7

II.2.2- Poutres secondaires 8

II.3- Pré-dimensionnement des planchers 8

II.3.1- Plancher à corps creux 8

II.3.2- Plancher à dalle pleine 9

II.4- Descente de charges 11

II.4.1- Plancher terrasse inaccessible 11

II.4.2- Plancher étage courant 11

II.5- Pré-dimensionnement des poteaux 13

II.6- Pré-dimensionnement des voiles 23

II.6.1- Voiles de contreventement 23

II.6.2- voile d'ascenseur 24

II.6.3- voiles périphériques 24

Chapitre III : Etude de planchers

III.1- Introduction 25

III.2- Plancher à corps creux 25

III.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles 25

III.2.2- Ferraillage de la dalle de compression 27

III.2.3- Evaluation de la charge 27

III.2.4- Méthode de calcul 28

III.2.5- Application de la méthode de Caquot pour le plancher terrasse 30

III.2.6- Détermination des armatures 40

III.2.6.1- Calcul des armatures transversales 44

III.2.7- Vérification de la flèche 45

III.3- Plancher à dalle pleine 50

III.3.1- Méthode de calcul 50

III.3.2- Evaluation des charges et sollicitations 51

III.3.3- Application 53

III.3.4- Calcul du ferraillage de la dalle pleine 56

III.3.5- Vérification des contraintes de cisaillement 60

III.3.6- vérification de la flèche..61

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

IV.1- Etude desescaliers..66

IV.1.1- Définition..66

IV.1.2- Escalier Type 01..67

IV.1.2.1- Pré-dimensionnement..68

IV.1.2.2- Descente de charges..69

IV.1.2.3- Calcul du ferraillage...71

IV.1.3- Poutre Brisé..82

IV.1.3.1- Pré-dimensionnement..82

IV.1.3.2- Evaluation des charges...83

IV.1.3.3- Calcul du ferraillage...85

IV.1.4- Escalier Type 02...92

IV.1.4.1- Pré-dimensionnement...92

IV.1.4.2- Descente de charges...93

IV.1.4.3- Calcul du ferraillage...95

IV.1.5- Poutre palier 100

IV.1.5.1- Pré-dimensionnement...100

IV.1.5.2- Evaluation des charges...100

IV.1.5.3- Calcul du ferraillage...102

IV.2- Etude des balcons...109

IV.2.1- Descente de charges...109

IV.2.2- Calcul du ferraillage...112

IV.2.3- Vérification des contraintes de cisaillement...112

IV.2.4- Vérification de la flèche...113

IV.2.5- Descente de charges...113

IV.2.6- Calcul du ferraillage...114

IV.2.7- Vérification des contraintes de cisaillement...115

IV.2.8- Vérification de la flèche...116

IV. 3- Etude de l'acrotère...118

IV.3.1- Définition...118

IV.3.2- Calcul du ferraillage...118

IV.3.3- Détermination des sollicitations...118

IV.3.4- Détermination de la section des armatures...119

IV.3.5- Vérification des contraintes de cisaillement...123

Chapitre V : Etude d'ascenseur

V.1- Introduction...125

V.2- Etude de l'ascenseur...125

V.3- Descente de charge...126

V.4- Etude du plancher..129

V.5- Calcul des ferraillages...136

V.6- Vérification des contraintes de cisaillement...140

V.7- Vérification de la flèche...141

Chapitre VI : Etude sismique

VI.1- Introduction...142

VI.2- Niveau d'application de l'action sismique...142

VI.3- Modélisation...142

VI.4- Présentation du logiciel « ETABS » 143

VI.4.1- Etapes de la modélisation...143

VI.5- Critères de classification par le RPA 99/V2003...145

VI.5.1- Classification des zones sismiques...145

VI.5.2- Classification de l'ouvrage...145

VI.5.3- Classification des sites...145

VI.6- Choix de la méthode de calcul par le RPA 99/V2003...146

VI.6.1- Méthodes utilisables..146

VI.6.2- Méthode statique équivalente...146

VI.6.3- La Méthode modale spectrale...146

VI.7- Méthode dynamique modale spectrale...147

VI.7.1- Spectre de réponse de calcul...147

VI.8- Caractéristiques géométriques et massique de la structure.......................................151

VI.9- Vérification des conditions du RPA99/Version2003...151

VI.9.1. Résultante des forces sismiques de calcul..151

VI.9.2- Calcul de la force sismique totale V..151

VI.9.3- Périodes et facteurs de participation modale...152

Chapitre VII : Etude des portiques

VII.1- Introduction...155

VII.2- Définition...155

VII.3- Ferraillage des portiques....155
VII.3.1- Etude des poutres 155
VII.3.1- Combinaisons d'actions....155
VII.3.2- Ferraillage des poutres....156
VII.3.3- Etude des poteaux 166
VII.3.3.1- Combinaison de charges 167
VII.3.3.2- Principe de calcul....167
VII.3.3.3- Ferraillage des poteaux....167

Chapitre VIII : Etude des voiles

VIII.1- Introduction....204
VIII.2- Ferraillage des voiles de contreventement....204
VIII.2.1- Les armatures verticales 204
VIII.2.2- Les Armatures horizontales....206
VIII.3- Etude des voiles périphériques....215
VIII.3.1- Détermination des sollicitations....215

Chapitre IX : Etude des fondations

IX.1- Introduction....223
IX1.1- Choix du type de fondation....223
IX.1.2- Types de fondations....223
IX.1.3- Les combinaisons d'action.... 223
IX.2- Calcul des semelles....224
IX.2.1- Dimensionnement....224
IX.2.2- Pré dimensionnement....224
IX.3- Etude du radier....225
IX.3.1- Pré-dimensionnement du radier....225
IX.3.2- Pré dimensionnement des poutres....228
IX.3.3- Détermination des sollicitations....229
IX.4- Ferraillage du radier....234

IX.4.1- Ferraillage de la dalle...234
IX.4.2- Ferraillage du débordement...242
IX.5- Ferraillage des poutres de redressement (Libages) 244
IX.6- Etude des longrines...257
Conclusion générale..259

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 Té).
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
δ_t	Espacement des armatures transversales
α	Coefficient sans dimension rapport $\frac{y}{d}$
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 $(\frac{L_x}{L_y})$
σ_b	Contrainte de compression du béton
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle.
υ	Coefficient de poisson

Introduction générale

L'étude d'un bâtiment a pour but d'assurer la stabilité et la résistance de cet édifice afin de garantir sa sécurité d'usage, tout en tenant compte des aspects esthétiques et économiques.
Pour cela, la construction verticale est privilégiée dans un souci d'économie de l'espace.
Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner le séisme. Chaque séisme important présente un regain d'intérêt pour la construction parasismique, ce qui engendre une amélioration du règlement.
L'utilisation du béton armé dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins couteux par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Quels que soient les types de bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.
Donc, pour le calcul des éléments constituants un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

I. Introduction et hypothèses de calcul

1.1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base 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 du projet à étudier.

1.2 Présentation du projet :

Le bâtiment sujet de cette étude est une tour composée d'un sous-sol, RDC et huit étages, dont le Sous-sol est réservé à un parking, le RDC abrite des locaux à usage commercial, et le reste des étages sont à usage d'habitation appartenant deux types de logs F3 et F4.
L'ouvrage est implanté à Mostaganem qui est considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA99 (version 2003) » comme une région de moyenne sismicité (zone IIa) et de groupe d'usage 2.

1.3 Caractéristiques générales :

1.3.1 Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

Dimension en hauteur :

- la hauteur de niveau sous- sol est :……………….... 2,50 m
- la hauteur de niveau de RDC est :…………………..4,08m
- la hauteur du 1er au 8ème étage est :………………...3,06 m
- la hauteur totale du bâtiment est :………………… 31,66 m (avec L'acrotère)

Dimension en plan :

- la longueur totale du bâtiment en plan est :…….……22,00 m
- la largeur totale du bâtiment en plan est :……………21,00 m

1.3.2 Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol assis de la construction est un sol meuble (Site3). L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 et

• La contrainte admissible du sol : *sol* σ = 2,5 bars
• L'absence d'une nappe phréatique.

1.3.3 Domaine d'application des règles B.A.E.L91 :

Les règles de calcul B.A.E.L91 sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé dont le béton mis en œuvre est constitué de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égal à 300kg/m2.

1.4 Les sollicitations :

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

D'une façon générale les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un model élastique et linéaire. On emploie les procèdes de la mécanique des structure à partir des combinaisons d'actions. Pour la détermination des inconnues hyperstatiques, on prend en compte la section totale de béton seul, les pièces sont supposées non fissurées et sans armatures.

1.5 Caractéristique des matériaux :

1.5.1 Béton Armé :

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- ✓ L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau a l'autre.
- ✓ Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploi certain adjuvants).
- ✓ Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux (11.10^{-6} pour l'acier et 10^{-6} pour le béton).

1.5.2 Le béton :

- **Composition du béton** :

Le béton est un mélange complexe avec des proportions de granulats et des liants. (Ciment) malaxé avec de l'eau pour obtenir une pâte maniable.

Béton = ciment + gravier + sable + l'eau de gâchage.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites dans le BAEL, et tout le règlement applicable en Algérie

- ➢ Ciment utilisé ……………………… CPJ (dosage 350 kg / m^3) ;

- Sable ……………………………...........400 litres / m^3 (DS ≤ 0,5 mm) ;
- Gravier ………………………………800 litres / m^3 ((de 3/8; 8/15; 15/25mm) et
- L'eau de gâchage ……………………160 à 180 litres / m^3

- **<u>Résistance du béton</u> :**

  - **<u>À la compression</u> :**

Un béton est définit 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 :

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

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

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

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

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

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement définit 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 : $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

Pour : $f_{cj} \geq 60\text{MPa}$; $f_{cj} = f_{cj}^{\frac{2}{3}}$

- **<u>Contraintes limites de compression</u> :**

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

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; [\mathbf{C.B.A\ 93, A.4.5.2}]$$

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 :

$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28}$; $[\mathbf{C.B.A\ 93, A.4.5.2}]$

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

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

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

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

$=> \overline{\tau_u} = \min[3{,}34\mathrm{MPa}; 4\ \mathrm{MPa}] = 3{,}34\ \mathrm{MPa}$

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

$=> \overline{\tau_u} = \min[2{,}5\ \mathrm{MPa}; 4\ \mathrm{MPa}] = 2{,}5\ \mathrm{MPa}$

- **<u>Module d'élasticité</u> : [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 appliques avant 24h.

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

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

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

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

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

1.5.3 L'Acier :

- **<u>La limite d'élasticité f_e</u> :**

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

<u>Tableau I.1</u> : Valeurs de la limite d'élasticité f_e

Aciers	**Nuances**	**fe (Mpa)**	**Diamétre**
Ronds lisses	FeE235	235	ϕ6 et ϕ8
Barres H.A	FeE400	400	8, 10, 12, 14,16 et 20
Treillis soudés en fils lisses	TLE520	520	TS ϕ4 (15 × 15) cm²

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE400 type 1limite d'élasticité($\mathbf{f_e = 400\ MPa}$) ; et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE235 ($f_e = 235$ MPa).

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à :

$E_s = 2.10^5$ MPa [**C.B.A 93/A2.2.1**]

- **Contraintes limites :**

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

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348 \text{ MPa (situations durables et transitoire)}$$
$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa (situations accidentelles)}$$

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

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée

Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s}(\text{MPa}) = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right]$

Fissuration trés préjudiciable : $\overline{\sigma_s}(\text{MPa}) = \min\left[0{,}5 f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right]$

$\mathbf{f_e}$: désigne la limite élastique des aciers utilisés ;

$\mathbf{f_{t28}}$: La résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa et

η : Coefficient de fissuration : $\eta = \begin{cases} 1 \rightarrow RL \\ 1{,}6 \rightarrow HA \end{cases}$

1. Prédimensionnement des éléments résistantsDe la structure

- **Introduction :**

Le prédimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant Les règlements B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003
Cette étape représente le point de départ et la base de la justification de la résistance, la stabilité
Et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

Elles sont dûes aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation des planchers transmissent aux poutrelles puis aux poutres puis aux poteaux et finalement au bon sol par le biais des fondations.

- **Sollicitations horizontales :**

Elles sont généralement d'origine sismique pour les constructions en béton armé et sont reprises par les éléments de contreventement tel que voiles et portiques.

Pré-dimensionnement des poutres :

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

❖ Critère de flèche:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : Longueur de la poutre ;

h : Hauteur totale de la poutre et

b : Largeur de la poutre.

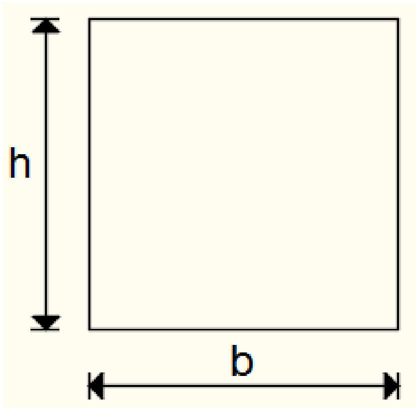


Fig. II.1: Section transversale d'une poutre.

❖ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b \geq 20cm$;
- $h \geq 30cm$ et
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4.$

II.2.1- Poutres principales :

$\mathbf{L_{max} = 560cm}$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{560}{15} \leq h \leq \frac{560}{10} \Rightarrow 37.34cm \leq h \leq 56cm$$

On prendra **:b=30cm ;h=45cm**

Donc : la section de la poutre principale est de dimension (**30**$\times$**45) cm²**.

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- b=30cm $\geq$ 20cm
- h=45cm $\geq$ 30cm
- $0{,}25 \leq \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1{,}5 \leq 4$

$\Rightarrow$Conditions vérifiées

II.2.2-Poutres secondaires :

$\mathbf{L_{max} = 420cm}$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28cm \leq h \leq 42cm$$

On prendra **:b=30cm ;h=35cm**

Donc : la section de la poutre secondaire est de dimension (**30**$\times$**35) cm².**

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- b=30cm $\geq$ 20cm
- h=35cm $\geq$ 30cm
- $0{,}25 \leq \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1{,}17 \leq 4$

$\Rightarrow$Conditions vérifiées

Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des sections des poutres :

Poutres principales (b×h) [cm²]	Poutres secondaires (b×h) [cm²]
(30×45)	**(30×35)**

II.3- Prédimensionnements des planchers :

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux et
- Planchers à dalle pleine.

II.3.1- Plancher à corps creux :

Le Plancher à corps creux est composé d'une dalle de compression et d'un corps creux, ces types de plancher sont utilisé à cause de leur aspect économique et présentent une bonne isolation thermique et acoustique. (Voir fig.II.2.)

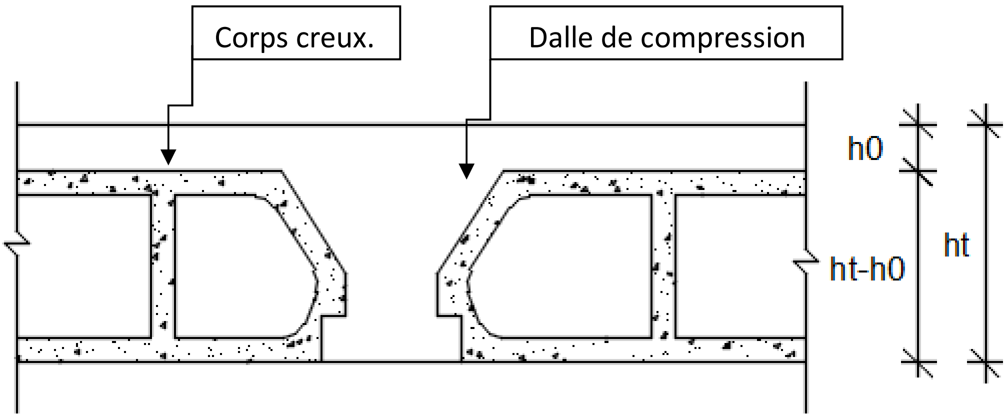


Fig. II.2:coupe transversale d'un plancher à corps creux.

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:

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

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

On a : L_{max}= (420-30) cm= 390 cm

L = 390cm $\Rightarrow$15,6cm $\leq$ ht $\leq$ 19,5cm $\Rightarrow$

On prendra :h_t = (16+4) cm = 20cm.

II.3.2- Plancher à dalle pleine :

On utilise une dalle pleine au niveau du plancher haut du sous-sol afin d'obtenir une bonne résistance aux efforts horizontaux cumulés dûs au séisme.

➢ **Condition de résistance à la flexion(BAEL91) :**

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

- **Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens :**

- $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$ et
- La charge doit être uniformément répartie.

$$\Rightarrow h_d = (\frac{1}{35} \div \frac{1}{30})L_x$$

- **Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens:**
  - $0.4 \leq \rho \leq 1$;
  - La charge est uniformément répartie,ou bien
  - Dalle soumise à une charge concentrée.

Quel que soit la valeur de ρ .

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

Avec : $L_x \leq L_y$

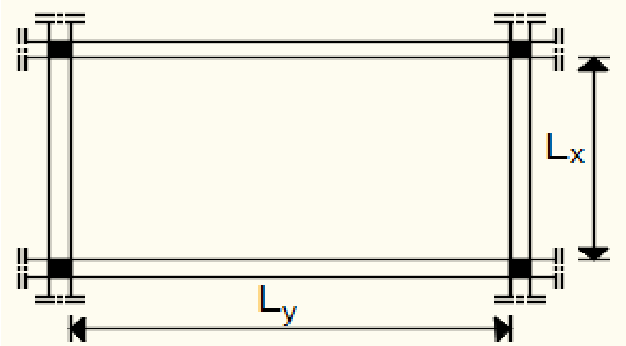


Fig.II.3:Dimensions d'un panneau de dalle.

L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle.

L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet ; nous avons :

$$\begin{cases} L_x = 4{,}20\text{m} \\ L_y = 5{,}60\text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_x = 4{,}20-0.30=3.90\text{m} \\ L_y = 5{,}60-0.30=5.30\text{m} \end{cases} \qquad \rho = \frac{390}{530} = 0{,}74 \Rightarrow 0.4 \leq 0{,}74 \leq 1$$

Donc ; la dalle porte suivant les deux sens $\frac{Lx}{50} \leq hd \leq \frac{Lx}{40} \Rightarrow 9.2cm \leq hd \leq 11.5cm \Longrightarrow$ h_d =11cm

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

➢ <u>Condition d'isolation acoustique</u> :

- Contre les bruits ariens : 2500 x $h_d \geq$ 350Kg/m^2 $\Longrightarrow$ h_d = 14cm.
- Contre les bruits d'impacts : 2500 x h_d $\geq$ 400Kg/m^2 $\Longrightarrow$ h_d = 16cm.

➢ <u>Condition de sécurité en matière d'incendie</u>:

- Pour une heure de coupe de feu $\Longrightarrow$ h_d= 7cm.
- Pour deux heures de coupe de feu $\Longrightarrow$ h_d = 11cm.
- Pour quatre heures de coupe de feu $\Longrightarrow$ h_d = 17,5cm.

<u>Conclusion</u> : Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend une épaisseur pour la dalle pleine :**hd= 16cm.**

II.4- Descente de charges :

II.4.1-Plancher terrasse inaccessible :

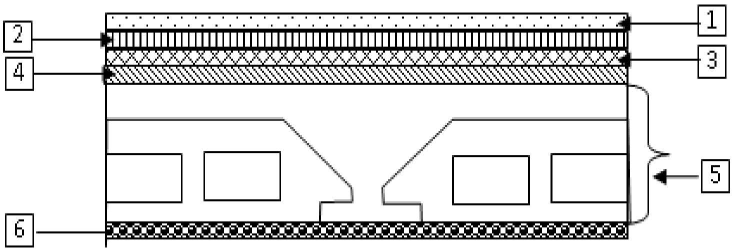


Fig. II.4 *:*Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

➢ Charges permanentes

Matériaux	P (KN /m³)	Ep (m)	G (KN /m²)
1- Protection gravillon	20	0,04	0,80
2-Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3-Forme de pente	22	0,135	2,97
4-Isolation thermique	4	0,04	0,16
5-plancher à corps creux (16+4)	0,20	/	2,80
6- Enduit au ciment	18	0,015	0,27
			Totale : 7,12 KN/m²

➢ Charges permanentes : **G = 7,12KN/m²**

➢ Surcharge d'exploitation : Terrasse inaccessible Q = **1,00KN/m²**

II.4.2- Plancher étage courant :

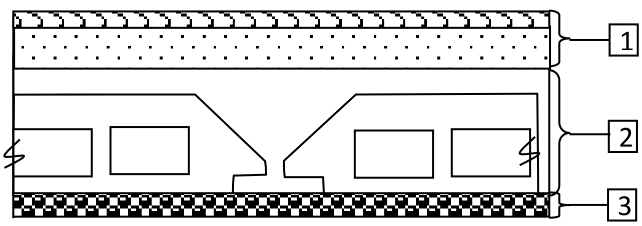


Fig. II.5 : Coupe transversale du plancher étage courant

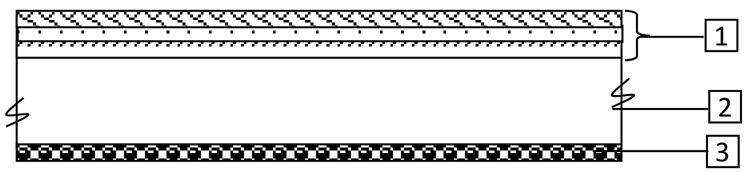
➢ <u>Charges permanentes</u>:

Matériaux	P (KN/m^3)	Ep(m)	G (KN/m^2)
1-Carrelage +sable+ Mortier de pose	/	0,05	1,04
2-Planche à corps creux (16+4)	/	0,20	2,80
3-Enduit au ciment	18	0,015	0,27
4-cloisons légères	10	0,1	1,00
			Totale : 5.11 KN/m^2

➢ <u>Charges permanentes</u> :**G = 5,11KN/m^2**

➢ <u>Surcharge d'exploitation</u> : Locaux à usage d'habitation **Q = 1,50KN/m^2**

II.4.3- <u>Dalle pleine du RDC (plancher haut du sous-sol):</u>



<u>Fig. II.6</u> : Coupe transversale du plancher RDC.

➢ <u>Charges permanentes</u> :

Matériaux	P (KN/m^3)	Ep(m)	G (KN/m^2)
1-Carrelage +sable+ Mortier de pose	/	0,05	1,04

2- Dalle pleine en béton armé	25	0,16	4,00
3-Enduit au ciment	18	0,015	0,27
4-cloisons légères	10	0,1	1,00
			Totale : 6,31 KN/m^2

- Charges permanentes :**G = 6,31KN/m^2**
- Surcharge d'exploitation : Locaux à usage d'habitation **Q = 2,50KN/m^2**

Tableau II.2 : Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges:

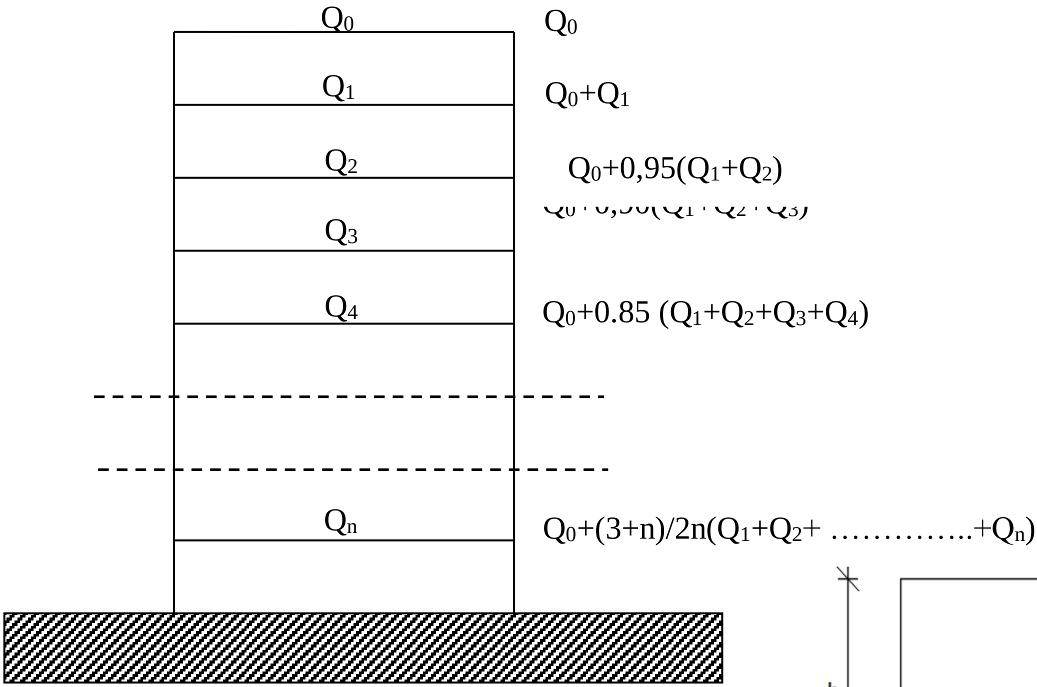
Charges / Niveau	Destinations	G [KN/m^2]	Q [KN/m^2]	q_u=1,35G+1,5Q [KN/m^2]	q_{ser}=G+Q [KN/m^2]	Bande (b) [m]	$\overline{q}_u=q_u\times b$ [KN/m$_L$]	$\overline{q}_s=q_{ser}\times b$ [KN/m$_L$]
Plancher terrasse	Inaccessible	7,12	1	11,112	8,12	0,6	6,6672	4,872
1ère → 8ème étage	Habitation	5,11	1.5	9,1485	6,61	0,6	5,4891	3,966
R.D.C	Service	6,31	2.5	12,2685	8,81	1	12,2685	8,81

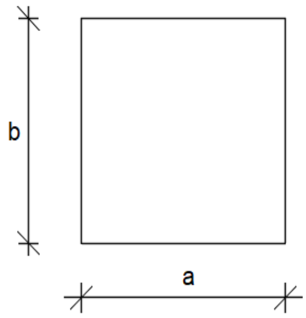
II.5-prédimensionnements des poteaux :

Pour le prédimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression.

Soit Q_o la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Q_1, Q_2,…, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1,2…, n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.



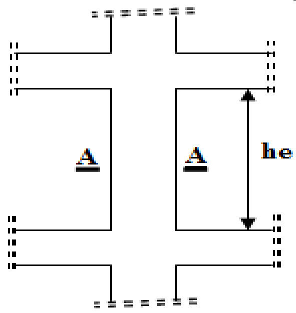


<u>Fig. II.7</u>: Schéma de la loi de dégression

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5

- <u>Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003)</u>

Coupe A-A :



$$\begin{cases} \text{Min (a;b)} \geq 25\text{cm}\ldots\ldots\ldots\ldots\text{zone IIa} \\ \text{Min (a;b)} \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4. \end{cases}$$

<u>Fig. II.8</u>: Schéma représentatif d'un étage courant.

Avec :

he : hauteur libre de l'étage.

D'après les règles BAEL91: la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$N_{rés.th} \leq (Br \times \sigma_b + A \times \sigma_s)$.

Br : 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 : $\sigma_{bc} = 14{,}2 MPa$

Pour : $\lambda \leq 50$: $\alpha = \dfrac{0{,}85}{1+0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \dfrac{0{,}85}{\beta}$

Avec :

$\beta = 1 + 0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$

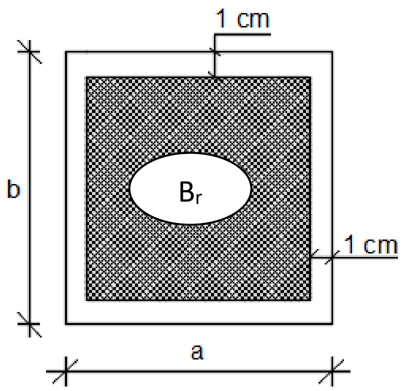


Fig. II.9 : Section réduite du béton.

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0{,}9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s}\right]$$

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

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

fe : Nuance de l'acier (limite d'élasticité ; fe = 400 MPa ;

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

α : Coefficient dépendant de l'élancement λ

- La formule générale donne :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0{,}9} + 0{,}85\left(\frac{A}{Br}\right) \cdot \frac{fe}{\gamma_s}\right]} \text{...........}(*)$$

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

- σ_s : Contrainte de l'acier ; $\sigma_s = \dfrac{fe}{\gamma_s} = 348 MPa$
- σ_b : Résistance de calcul du béton : $\sigma_b = 0.85 \times \dfrac{fc_{28}}{\gamma_b} = 14{,}20 MPa$

Suivant les règles BAEL91 : pour un poteau rectangulaire (a≤ b), il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$

$$\beta = 1 + 0,2\left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1,2$$

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

$$B_r \geq \frac{1,2 \;\; N_u}{\left[\frac{14,2}{0,9} + 0,85x\left(\frac{0,8}{100}\right)x\frac{400}{1,15}\right]x10} = 0,6613690\,N_u \longrightarrow B_r \geq 0,6613690 Nu$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que : Br = (a – 2) × (b – 2) en [cm²] ; D'après le critère de résistance, on a :

$P_u = 1,35N_g + 1,5N_q$

Avec :

N_g: Effort normal dus aux charges permanentes.

N_q: Effort normal dus aux charges d'exploitations.

N_u= 1,15 x Pu …………D'après les règles BAEL91

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

- Condition de flambement :

Soit : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$; avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et B= a×b. **[BAEL91 / B.8.4.1]**

Avec :

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration de la section du béton.

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

B : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :

$L_f= 0,7\times L_0$; avec**L_0** : Longueur libre du potea

- **Charges permanentes et surcharges d'exploitation** :

Tableau II.3 : Tableau récapitulatif des charges permanents et des surcharges d'exploitation

NIVEAU	G [KN/m^2]	Q [KN/m^2]

Haut 8ème étage	7,12	1
Haut 7ème étage	12,23	2,5
Haut 6ème étage	17,34	3,85
Haut 5ème étage	22,45	5,05
Haut 4ème étage	27,56	6,10
Haut 3ème étage	32,67	7
Haut 2ème étage	37,78	7,75
Haut 1èr étage	42,89	8,5
Haut RDC	48	9,25
Haut sous-sol	54,31	10,76

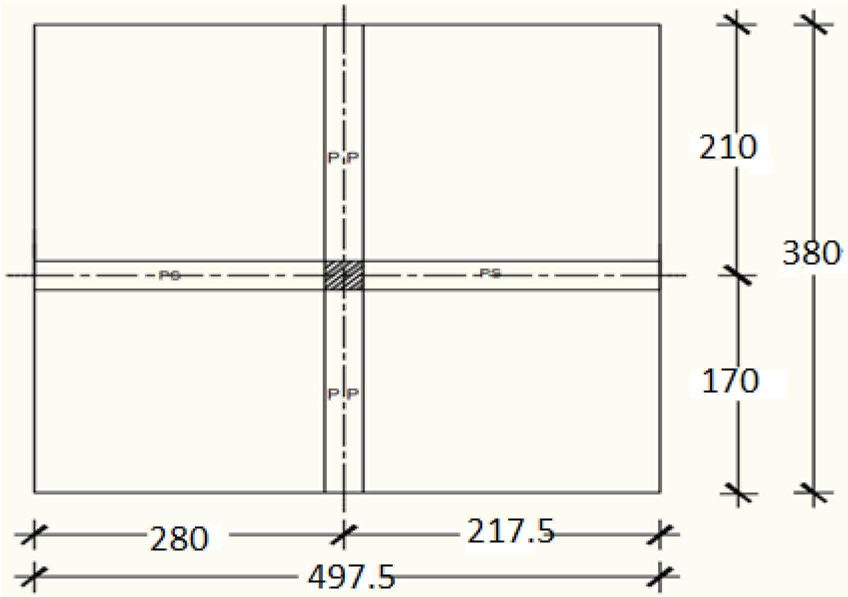


Fig. II.10: Surface afférente au poteau le plus sollicité.

- Exemple de calcul : (niveau 8éme étage)

La surface afférente est :

S_{aff}= (5,60/2 + 4,35/2) x (4,20/2+3,40/2) = **18,905 m²**.

- Poids propre des poutres principales et secondaires :

P_{pp}= 25 x 0.30 x 0.45 = **3.375KN/m$_L$**

P_{ps}= 25 x 0.30 x 0.35 = **2.625KN/m$_L$**

- La longueur afférente de la poutre principale :

L_{aff}= (5.60/2+4.35/2) =**4.975 m**

- La longueur afférente de la poutre secondaire :

L_{aff}= (4.20/2+3.40/2) = **3.80 m**

- Poids total des poutres principales et secondaires :

P_t= p_p x $L_{af\,(pp)}$ + p_sx $L_{af\,(ps)}$= (4,975 x 3,375) + (3,80 x 2,625) $\Longrightarrow$ **P_t = 26,765 KN**

N_P = 1,35 x P_t x n Avec : **n**= Nombre de plancher

N_P= 1,35 x26,765 x1 $\Longrightarrow$ **N_P = 36,14 KN**

- <u>Poids propre des planchers</u> :

$G_{cumulé} = 7{,}12\ KN/m^2$

$P_{cumulé} = 1KN/m^2$

$N_{plancher} = (1{,}35 \times G_{cumulé} + 1{,}5 \times P_{cumulé}) \times S_{aff}$

$N_{plancher} = [(1{,}35 \times 7{,}12) + (1{,}5 \times 1)] \times 18{,}905 \Longrightarrow$ $\mathbf{N_{plancher} = 208.29\ KN}$
$N_u = 1{,}15 \times Pu = 1{,}15 \times (N_{plancher} + N_P) = 1{,}15 \times (208{,}29 + 36{,}14) = 1.15 \times 244.42 \Longrightarrow$
$\mathbf{N_u = 283.065\ KN.}$

- <u>La section réduite debéton</u> : $Br \geq 0{,}6613690 \times Nu$

$Br \geq 0{,}6613690 \times 283.065 = 187{,}21cm^2$

Donc :

$Br = (a-2) \times (b-2) \geq 187{,}21cm^2$

Pérennant une section carrée pour le poteau :

$B_r = (a-2)^2 \geq \sqrt{187{,}21} + 2 \Rightarrow$ a=b=15,68cm

Donc on choisit **(30X30)** cm^2 pour la section de poteau du dernier niveau (terrasse) et on doitfaire la vérification suivante :

<u>Remarque :</u>

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

❖ <u>Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003)</u>:

- Min (a, b) $\geq$25cm…… (zone IIa)
- Min (a, b) $\geq (\frac{he}{20})$Avec : h_e= hauteur libre de l'étage
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4.$

- Min (30, 30) $\geq$25cm…… (zone IIa)
- Min (a, b) $\geq \frac{408}{20} = 20{,}4cm$
- Min (a, b) $\geq \frac{306}{20} = 15{,}3cm$
- $0{,}25 < (\frac{a}{b} = \frac{30}{30} = 1) < 4$

$\Rightarrow$Conditions vérifiées

❖ <u>Condition de flambement :</u>

Soit : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$; avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et B= a×b. **[BAEL91 / B.8.4.1]**

Tableau II .4: Tableau récapitulatif des sections des poteaux.

H	NIVEAU	G [KN/m^2]	Q [KN/m^2]	Nu (pp+ps) [KN]	Nu Poteau [KN]	Nu plancher [KN]	Nu [KN]	Br [cm]	A [cm]	choix [cm]	vérification RPA [cm^2]	vérificationflambement
3,06	**8ème étage**	7,12	1	36.14	-	210,28	283,41	187,44	15,69	**30**	20,02	24,70
3,06	**7ème étage**	12,23	2,5	72.26	7,93	383,41	533,20	352,64	20,78	**35**	27,40	21,18
3,06	**6ème étage**	17,34	3,85	108.4	18,72	552,28	781,39	516,78	24,73	**35**	33,13	21,18
3,06	**5ème étage**	22,45	5,05	144.54	29,51	716,89	1 024,68	677,69	28,03	**45**	37,91	16,47
3,06	**4ème étage**	27,56	6,10	180.67	47,35	877,24	1 271,18	840,72	31,00	**45**	42,18	16,47
3,06	**3ème étage**	32,67	7	216.8	65,18	1033,34	1 512,78	1 000,50	33,63	**50**	45,98	14,82
3,06	**2ème étage**	37,78	7,75	252.93	87,21	1185,17	1 754,29	1 160,24	36,06	**50**	49,47	14,82
3,06	**1èr étage**	42,89	8,5	289.07	109,23	1336,98	1 995,78	1 319,95	38,33	**55**	52,73	13,48
4.08	**RDC**	48	9,25	325.21	146,29	1488,85	2 254,62	1 491,14	40,62	**60**	55,98	16,47
2.50	**sous-sol**	54,31	10,67	408.01	171,20	1690,26	2 556,48	1 690,77	43,12	**60**	59,61	10,09

$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7x306 = 214,2cm$

$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7x408 = 285,6cm$

$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7x250 = 175cm$

Tableau II .5: Tableau récapitulatif de vérification des conditions du(RPA99/V 2003)

Niveaux	Poteaux	Condition(1) min (a,b)≥25cm	$\frac{he}{20}$ [cm]	Condition(2) min (a,b)≥$\frac{he}{20}$	$\frac{a}{b}$	Condition(3) $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$
8éme étage	30X30	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
7ème étage → 6ème étage	35X35	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
5ème étage → 4ème étage	45X45	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
3ème étage → 2ème étage	50X50	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
1ère étage	55X55	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
RDC → sous-sol	60X60	vérifiée	20,4	vérifiée	1	vérifiée

Tableau II .6: Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.

a	b	Niveaux	Poteaux [cm^2]	L0 [cm]	Lf [cm]	I [cm^4]	B [cm^2]	I [cm]	λ	λ≤35
30	30	**8éme étage**	30X30	306	214,2	67500,00	900	8,66	24,70	C V
35	35	**7ème étage → 6ème étage**	35X35	306	214,2	125052,08	1225	10,10	21.18	C V
45	45	**5ème étage → 4ème étage**	45X45	306	214,2	341718,75	2025	12.99	16.47	C V
50	50	**3ème étage → 2ème étage**	50X50	306	214,2	520833,33	2500	14.43	14.82	C V
55	55	**1ère étage**	55X55	306	214,2	762552.08	3025	15.87	13.48	C V
60	60	**RDC**	60x60	408	285.6	1080000	3600	17.32	16.47	C V
60	60	**sous-sol**	60x60	250	175	1080000	3600	17.32	10.09	C V

II.6-Pré-dimensionnement des voiles :

Le dimensionnement des voiles enbéton armé doit être justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003), les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux.

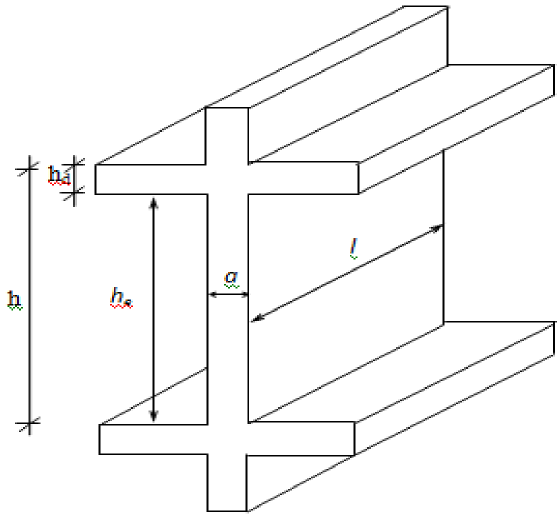


Fig. II.11:Coupe sur voile en élévation.

II.6.1- Voiles de contreventement :

Dans l'article 7.7.1du RPA99 (version 2003) ; l'épaisseur minimale est de 15 cm. de plus ; cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées sur (la Fig. II.12).

$$\begin{cases} e \leq \dfrac{L}{4} \\ e \geq \dfrac{he}{20} \\ e_{min}=15cm \end{cases}$$

Avec:

L : Largeur du voile correspondant à la portée minimale.

e : Epaisseur du voile.

Avec ;he : Hauteur libre d'étage ➔he = h - h_d

h : Hauteur d'étage

h_d : Hauteur de la dalle

- $e \leq \dfrac{100}{4} = 25\,cm$
- $e \geq \dfrac{408-20}{20} = 19{,}40\,cm$

- $e \geq \dfrac{306-20}{20} = 14{,}30\,cm$

On prendra : **e= 20cm**

II.6.2-voile d'ascenseur:

Selon le RPA 99 (version 2003) **[article 7.7.1]**

$$\begin{cases} e_{min} = 15 \text{ cm} \\ e \geq \dfrac{he}{25} \end{cases}$$

- $e \geq \dfrac{408}{25} = 15.22$
- $e \geq \dfrac{286}{25} = 11{,}44$

On prendra : **e= 20cm**

II.6.3- voiles périphériques :

Selon le RPA 99 (version 2003), l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage he. **[Article 7.7.1]**

$$\begin{cases} e_{min} = 15 \text{ cm} \\ e \geq \dfrac{he}{25} \end{cases}$$

- $\dfrac{(250-16)}{25} = 9{,}36$

On prendra : **e= 15cm**

III. Etude des planchers

III.1- Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction :

- Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges D'exploitations, servent à transmettre des charges verticales aux éléments porteurs verticaux Tel que les poutres principales et les voiles. Ils sont infiniment rigides horizontalement.
- Celle d'isolation thermique et acoustique.

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

- Planchers à corps creux et
- Planchers à dalle pleine.

III.2- Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles de section en forme de ''Te''.
- Dalle de compression collaborant avec la poutrelle et armé d'un treillis soudés.

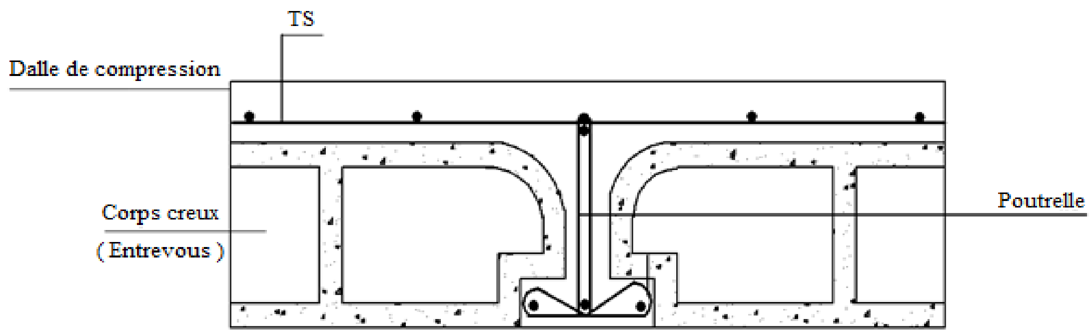


Fig.III.1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.

III.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles :

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

- Hauteur totale de 20cm, dont 16cm pour la hauteur du corps creux et 4cm pour celle de la dalle de Compression.

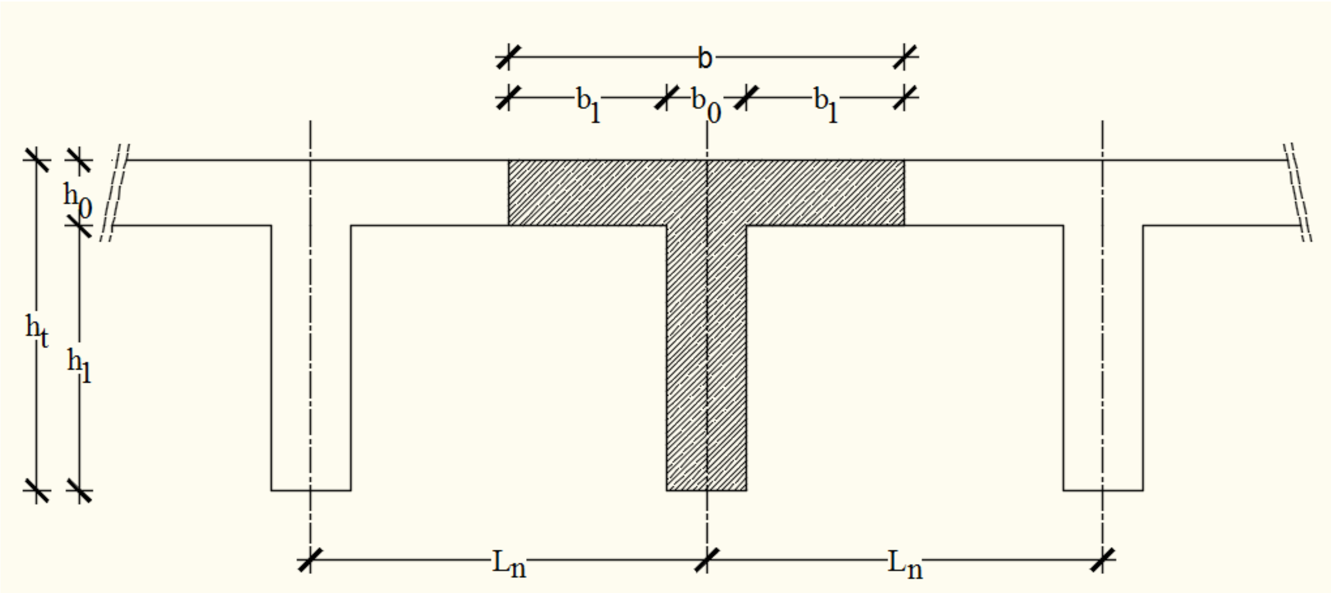


Fig.III.2: Schéma des poutrelles.

h_t= 20 cm ; h_1= 16 cm ; h_0 = 4 cm

D'après le **[BAEL91/A.4.1.3]** ; on a : L_n = 60 cm

$$b_1 \le \begin{cases} b_1 \le \dfrac{Ln - b_0}{2} \; ; \\ (6 \div 8) h_0 \\ b_1 \le \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures (L_n = 60cm) **[DTR .B.C.2.2/Annexe C3]** ;

L : Portée entre nus d'appuis (L= 4,60m)

h_0: Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Epaisseur de la nervure (b_0= 12cm)

Donc :

$$\begin{cases} b_1 \le 24\text{cm} \\ b1 \le 46\text{cm} \\ 24\text{cm} \le b_1 \le 32\text{cm} \end{cases}$$

On prend b_1= 24cm.

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 60\text{cm}$$

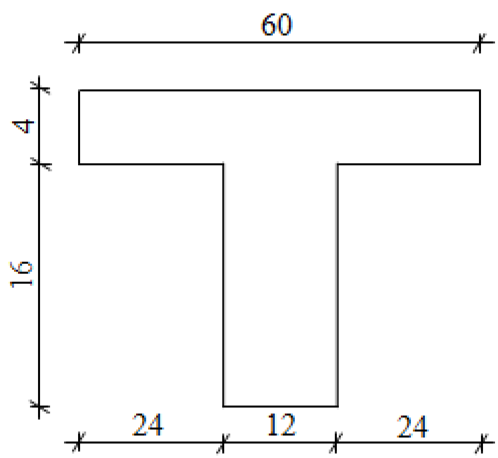


Fig.III.3 : Section de calcul.

III.2.2- <u>Ferraillage de la dalle de compression</u> :

Le ferraillage de la dalle de compression se fera par respect des conditions suivantes données par l'article **[B 6.8.4.2.3 du BAEL91]**.

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : $A_{\perp}$
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{Si : } L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

a- <u>Armatures perpendiculaires aux nervures</u> :

Dans notre plancher, on a : $L_n = 60\,cm \Rightarrow 50\,cm < L_n < 80\,cm$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{fe} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0{,}46\,cm^2/m_L$$

Ø ≤ 6 mm ⟹ fe = 520 Mpa

On prendra Ø = 4mm

<u>Choix des armatures</u> :

6Ø4/m_L ⟶ A = 0,75cm2/m_L

(Ø4 ⟶ e = 15cm).

b- <u>Armatures parallèles aux nervures</u> :

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

<u>Choix des armatures</u> :

6Ø4/m_L ⟶ A = 0,75cm²/m_L

(Ø4 ⟶ e = 15cm).

<u>Donc</u> : Le treillis soudé adopté est : TS ∅4 (150x150) mm².

III.2.3- <u>Evaluation de la charge</u> :

Etat limite ultime **:** $\mathbf{q_u}$= (1,35G +1,5Q) ×b

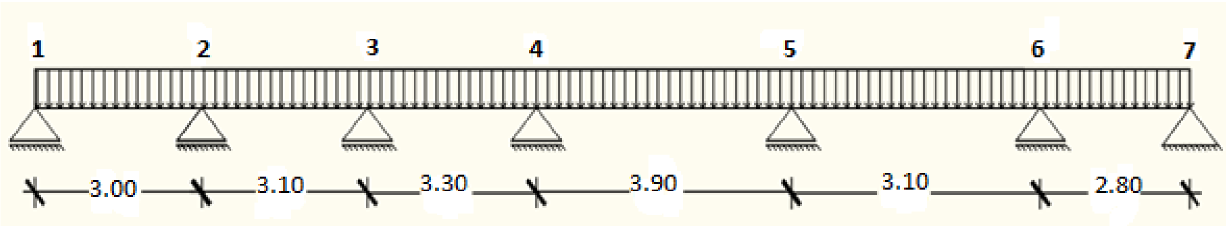
Etat limite de service **: qs =** (G+Q) ×b

Tableau III.1: Evaluation des charges

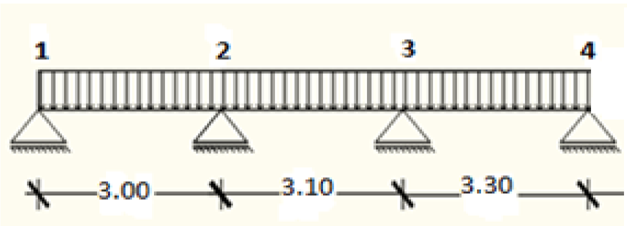
Type de plancher	Destinations	G [KN/m²]	Q [KN/m²]	(b) [m]	Q_u [KN/m²]	Q_s [KN/m²]
Terrasse	Inaccessible	7,12	1,00	0,6	6,6672	4,872
Etage courant	Habitation	5 ,11	1,50	0,6	5,4891	3,966

- **Types de poutrelles :**

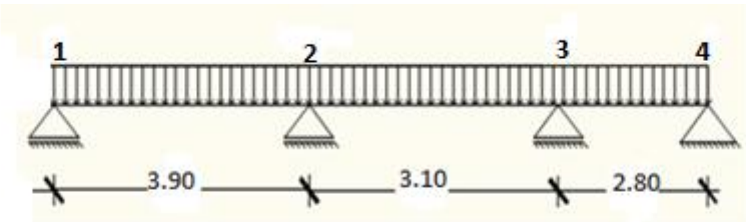
Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



III.2.4- Méthode de calcul :

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires etprincipales) surmontées par une dalles générales à laquelle elles sont liées , ils 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]**

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1. La charge d'exploitation doit vérifier : Q ≤ max [2G ; 500] [daN/m²] ;
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ($0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} \leq 1.25$) et
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

- ✓ Si les quatre conditions sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire.
- ✓ Si une ou plus des quatre conditions n'est pas vérifiée, on appliquera la méthode de Caquot minoré.

- **<u>Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire</u> :**

<u>Plancher terrasse</u> :

1. Q = 100 daN/m² pour plancher terrasse.

Donc Q =100 daN/m² < max (2G ; 500) condition vérifiée

2. Les moments d'inerties sont constantes conditions vérifiées
3. $0.8 \leq \frac{li+1}{li} = \frac{4,20}{3,10} = 1,35 > 1,25$ condition non vérifiée
4. la fissuration est peu nuisible condition vérifiée

<u>Conclusion :</u>

La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour les types1, 2,3 car la condition (3) n'est pas vérifiée donc ce type de poutrelle sera étudiés par la méthode de Caquot minoré.

- **<u>Méthode de Caquot minoré</u> :**

Dans le cas où l'une des quatre conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais 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.

- **<u>Appuis de rives</u> :**

$$M\,i = -0{,}2\,\frac{q^r x\, l^2}{8}$$

- **Moments sur appuis intermédiaires :**

$$M_i = -\frac{q_w l'^3_w + q_e l'^3_e}{8.5\,(l'_w + l'_e)}$$

q_e

q_w

l_w l_e

Avec :

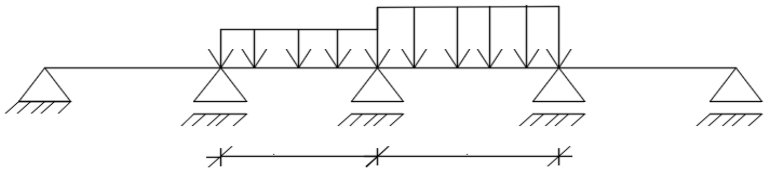
Fig.III.4 : Schéma statique d'une poutre continue.

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 et

l : la portée réelle de la travée.



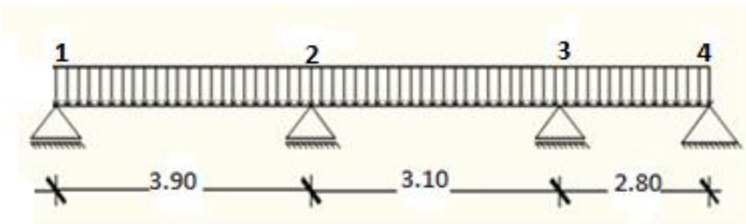
- **Efforts tranchants:**

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

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

III.2.5- Application de la méthode de Caquot pour le plancher terrasse :

- **Type de poutrelle à étudiée :**



Type 03 :

Fig.III.5 : Schéma statique de la poutrelle.

a) Moment fléchissant en appuis :

La charge ultime réduite : $q^r_u = [1,35 \times (\frac{2}{3} \times 7,12) + 1,5 \times 1] \times 0,6 = 4,75$KN/ml.

La charge de service réduite : $q^r_s = [((\frac{2}{3} \times 7,12) + 1] \times 0,6 = 3,45$ KN/ml.

➢ Etat limite ultime (E.L.U) :

$M^u_{01} = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{4,75 \times (3.10)^2}{8} = 4,655$KN.m

$M^{u}_{04} = \frac{q_u \times l_2{}^2}{8} = \frac{4,75 \times (4.2)^2}{8} = 10.47$ KN.m

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

$M^{s}_{01} = \frac{q_s \times l_1{}^2}{8} = \frac{3,45 \times 3.1^2}{8} = 4,14$ KN.m

$M^{s}_{04} = \frac{q_s \times l_2{}^2}{8} = \frac{3,45 \times 4.2^2}{8} = 7.61$ KN.m

- **Appuis de rives (1et 4) :**
  - Etat limite ultime (E.L.U) :

$M^{u}_{a1} = -0,2\times M^{u}_{01} = -0,2\times 5,655$

$\mathbf{M^{u}_{a1} = -1,131}$ **KN.m**

$M^{u}_{a4} = -0,2\times M^{u}_{03} = -0,2\times 10,47$

$\mathbf{M^{u}_{a4} = -2,094}$ **KN.m**

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

$M^{s}_{a1} = -0,2\times M^{s}_{01} = -0,2\times 4.14$

$\mathbf{M^{s}_{a1} = -0,828}$ **KN.m**

$M^{s}_{a4} = -0,2\times M^{s}_{03} = -0,2\times 7.61$

$\mathbf{M^{s}_{a4} = -1,522}$ **KN.m**

- **Appuis intermédiaires :**

Appuis intermédiaire (2), (3) :

- Etat limite ultime (ELU) :

$M^{u}_{a2} = -\frac{q_u^r \times l_w^3 + q_u^r \times l_e^3}{8.5\times(l_w + l_e)} = -\frac{4.75\times 3.10^3 + 4.75\times(3.40\times 0.8)^3}{8.5\times(3.1+3.4\times 0.8)}$

$\mathbf{M^{u}_{a2} = -4,79}$ **KN .m**

$M^{u}_{a3} = -\frac{q_u^r \times l_w^3 + q_u^r \times l_e^3}{8.5\times(l_w + l_e)} = -\frac{4.75\times(4.5\times 0.8)^3 + 4.75\times(4.6)^3}{8.5\times(4.5\times 0.8+4.6)}$

$\mathbf{M^{u}_{a3} = -9,80}$ **KN .m**

- Etat limite deservice (ELS) :

$M^{s}_{a2} = -\frac{q_s^r \times l_w^3 + q_s^r \times l_e^3}{8.5\times(l_w + l_e)} = -\frac{3.45\times(2.7)^3 + 3.45\times(4.5\times 0.8)^3}{8.5\times(2.7+4.6\times 0.8)}$

$\mathbf{M^{s}_{a2} = -4,27}$ **KN.m**

$M^{s}_{a3} = -\frac{q_u^r \times l_w^3 + q_u^r \times l_e^3}{8.5\times(l_w + l_e)} = -\frac{3.45\times(4.5\times 0.8)^3 + 3.45\times(4.6)^3}{8.5\times(4.5\times 0.8+4.6)}$

$\mathbf{M^{s}_{a3} = -7,12}$ **KN .m**

Les autres travées sont calculées de la même manière et les résultats sont regroupés dans le(Tableau III.2.4).

b) 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)

De gauche :

$$T_w = 4{,}75 \times \frac{2{,}7}{2} + \frac{-5{,}87 + 0{,}86}{2{,}7}$$

T_w = 4,54 KN

De droite :

$$T_e = 4{,}75 \times \frac{2{,}7}{2} - \frac{-5{,}87 + 0{,}86}{2.7}$$

T_e= -8,26 KN

De la même manière pour les autres travées les résultats

des efforts tranchants sont donnés dans le(Tableau III.2.4).

b) Calcul de l'abscisse de M_t maximum (x_0) :

$$x_0 = \frac{M_1 - M_2}{l_1 \times q} + \frac{l_1}{2}$$

Travée de rive (1-2) :

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$x_0 = \frac{M_1 - M_2}{l_1 \times q} + \frac{l_1}{2} = \frac{-5{,}87 + 0{,}86}{2{,}7 \times 4{,}75} + \frac{2{,}70}{2} \Rightarrow \mathbf{x_0 = 0{,}96\ m}$$

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

$$x_0 = \frac{M_1 - M_2}{l_1 \times q} + \frac{l_1}{2} = \frac{-4{,}27 + 0{,}62}{2{,}7 \times 3{,}45} + \frac{2{,}70}{2} \Rightarrow \mathbf{x_0 = 0{,}96\ m}$$

De la même manière pour les autres travées les résultats de calcul des abscisses(x_0)de M_t maximumsont donnée dans le (Tableau III.2.4).

c) 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 (E.L.U) :

$$M(x_0) = \left(\frac{q_u l_i}{2} x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2}\right) + M_e x \left(\frac{x_0}{l_i}\right) + M_w\, x \left(1 - \frac{x_0}{l_i}\right)$$

$$M^u_t = \left(\frac{4{,}75 \times 2{,}7}{2} \times 0.96 - \frac{4{,}75 \times 0{,}96^2}{2}\right) - 5{,}86 \times \frac{0{,}96}{2.7} - 0{,}86 \times \left(1 - \frac{0.96}{2.7}\right)$$

M^u_{t1}= 1.33 KN.m

➢ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M(x_0) = \left(\frac{q_u l_i}{2} x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2}\right) + M_e x \left(\frac{x_0}{l_i}\right) + M_w\, x \left(1 - \frac{x_0}{l_i}\right)$$

$$M^{ser}_t = \left(\frac{3{,}45 \times 2{,}7}{2} \times 0.96 - \frac{3{,}45 \times 0{,}96^2}{2}\right) - 4{,}27 \times \frac{0{,}96}{2{,}7} - 0{,}62 \times \left(1 - \frac{0{,}96}{2{,}7}\right)$$

M^{ser}_{t1}= 0,96 KN.m

Les moments fléchissent maximum pour les autres travées sont calculées de la même manière et les résultats sont regroupés dans le(Tableau III.2.4)

❖ **Type 3 :**

Tableau III.4 :Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et abscisse (x_0) (plancher terrasse) :

Cas de chargement	Appuis	Moment en appuis M [KN.m]		Travée	L'abscisse X_0[m]		Moment en travée Mt [KN.m]		Effort tranchant [KN]			
		ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
									Gauche	Droite	Gauche	Droite
CCC	1	-0,86	-0,62	1	0,96	0,96	1,31	0,95	4,54	-8,26	3,30	-6,00
	2	-5,87	-4,27	2	2,07	2,07	4,25	3,08	9,80	-11,54	7,12	-8,39

	3	-9,80	-7,12									
				3	2,63	2,63	6,65	4,83	12,49	-9,32	9,08	-6,77
	4	-2,51	-1,82									
DCD	**1**	-0,70	-0,51						**Gauche**	**Droite**	**Gauche**	**Droite**
				1	0,88	0,89	0,79	0,61	3,39	-6,98	2,53	-5,15
	2	-5,54	-4,05	**2**	2,11	2,11	5,01	3,59	10,00	-11,34	7,26	-8,25
	3	-8,54	-6,28	**3**	2,67	2,66	5,14	3,82	10,25	-7,42	7,58	-5,51
	4	-2,03	-1,50									
CDC	**1**	-0,86	-0,62						**Gauche**	**Droite**	**Gauche**	**Droite**
				1	1,02	1,01	1,60	1,14	4,83	-7,97	3,49	-5,81
	2	-5,09	-3,74	**2**	2,01	2,02	2,69	2,05	7,73	-9,56	5,74	-7,06
	3	-9,19	-6,72	**3**	2,61	2,61	6,91	5,01	12,36	-9,45	8,99	-6,86
	4	-2,51	-1,82									

CCD	**1**	-0,86	-0,62						**Gauche**	**Droite**	**Gauche**	**Droite**
				1	0,96	0,96	1,31	0,95	4,54	-8,26	3,30	-6,00
	2	-5,87	-4,27	**2**	2,13	2,12	4,83	3,47	10,08	-11,26	7,31	-8,20
	3	-8,54	-6,28	**3**	2,67	2,66	5,14	3,82	10,25	-7,42	7,58	-5,51
	4	-2,03	-1,50									
DCC	**1**	-0,70	-0,51						**Gauche**	**Droite**	**Gauche**	**Droite**
				1	0,88	0,89	0,79	0,61	3,39	-6,98	2,53	-5,15
	2	-5,54	-4,05	**2**	2,05	2,05	4,42	3,20	9,73	-11,62	7,07	-8,44
	3	-9,80	-7,12	**3**	2,63	2,63	6,65	4,83	12,49	-9,32	9,08	-6,77
	4	-2,51	-1,82									

CCC : Charge ; charge ; charge.

DCD : décharge ; charge ; décharge.

CDC : Charge ; décharge ; charge.

CCD : Charge ; charge ; décharge.

DCC : Décharge ; charge ; charge.

Fig.III.6 : schéma statique et diagramme des moments de la poutrelle type 4

a. Moment fléchissant en appuis :

Moment de la travée considéré supposé simplement appuyée :

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$M^u_{01} = \frac{q_u \times l_1{}^2}{8} = \frac{6,6672 \times \overline{3.05}^2}{8} = 7,75$ KN.m

$M^u_{02} = \frac{q_u \times l_2{}^2}{8} = \frac{6,6672 \times \overline{3}^2}{8} = 7,50$ KN.m

$M^u_{03} = \frac{q_u \times l_3^2}{8} = \frac{6,6672 \times \overline{3}^2}{8} = 7,50$ KN.m

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

$M^s_{01} = \frac{q_s \times l_1{}^2}{8} = \frac{4,872 \times \overline{3,05}^2}{8} = 5,66$ KN.m

$M^s_{02} = \frac{q_s \times l_2{}^2}{8} = \frac{4,872 \times \overline{3}^2}{8} = 5,48$ KN.m

$M^s_{03} = \frac{q_s \times l_3{}^2}{8} = \frac{4,872 \times \overline{3}^2}{8} = 5,48$ KN.m

- **Appuis de rives (1et 4) :**
  - Etat limite ultime (E.L.U) :

$M^u_{a1} = -0.2 \times M^u_{01} = -0,2 \times 7,75$

$\mathbf{M^u_{a1} = -1,55}$ **KN.m**

$M^u_{a4} = -0,2 \times M^u_{03} = -0,2 \times 7,50$

$\mathbf{M^u_{a4} = -1,5}$ **KN.m**

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

$M^s_{a1} = -0,2 \times M^s_{01} = -0,2 \times 5,66$

$\mathbf{M^s_{a1} = -1,13}$ **KN.m**

$M^s_{a4} = -0,2 \times M^s_{03} = -0,2 \times 5,48$

$\mathbf{M^s_{a4} = -1,09}$ **KN.m**

- **Appuis intermédiaires (2et 3) :**
  - Etat limite ultime (E.L.U) :

$M^u_{a2} = -0,5 \times \max (M^u_{01} ; M^u_{02})$

$M^u_{a2} = -0,5 \times \max (7,75 ; 7,50)$

M^{u}_{a2} = -0,5 × 7,75

M^{u}_{a2} = -3,87 KN.m

M^{u}_{a3} = -0,5× max (M^{u}_{02} ; M^{u}_{03})

M^{u}_{a3} = -0,5× max (7,50 ; 7,50)

M^{u}_{a3} = -0,5 × 7,50

M^{u}_{a3} = -3,75 KN.m

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

M^{S}_{a2} = -0,5× max (M^{S}_{01} ; M^{S}_{02})

M^{S}_{a2} = -0,5× max (5,66; 5,48)

M^{S}_{a2} = -0,5 × 5.66

M^{S}_{a2} = -2,83 KN.m

M^{S}_{a3} = -0,5× max (M^{S}_{02} ; M^{S}_{03})

M^{S}_{a3} = -0,5× max (5,48 ; 5,48)

M^{S}_{a3} = -0,5 × 5,48

M^{S}_{a3} = -2,74 KN.m

a. Moment fléchissant en travée :

$0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$; $\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{60}{427{,}2+60} = 0{,}123$

$0 \leq \alpha = 0{,}123 \leq \frac{2}{3}$ (condition vérifiée)

- **Travées de rives (1-2) et (3-4) :**
  - Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M^{u}_{t} + \frac{M_w+M_e}{2} \geq \max[\,(1+0{,}3\alpha); 1{,}05]M^{u}_{0} \\ M^{u}_{t} \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M^{u}_{0} \end{cases}$$

Travée (1-2) :

$$\begin{cases} M^{u}_{t1} + \frac{M^{u}_{a1}+M^{u}_{a2}}{2} \geq \max[(1+0{,}3\times 0{,}123); 1{,}05]\, M^{u}_{01} \\ M^{u}_{t1} \geq \left(\frac{1.2+0.3\times 0.123}{2}\right) M^{u}_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M^{u}_{t1} + \frac{1{,}55+3.87}{2} \geq \max[\,1{,}036\,;\ 1.05]\, M^{u}_{01} = 1{,}05\, M^{u}_{01} \\ M^{u}_{t1} \geq 0{,}62 M^{u}_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M^u_{t1} + 2{,}71\ \text{KN.m} \geq 1.05\ M^u_{01} \\ M^u_{t1} \geq 0{,}62\text{KN.m} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M^u_{t1} + 0.35M^u_{01} \geq 1{,}05\ M^u_{01} \\ M^u_{t1} \geq 0{,}62\text{KN.m} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M^u_{t1} \geq 0{,}70\ M^u_{01} \\ M^u_{t1} \geq 0{,}62\text{KN.m} \end{cases}$$

Donc on prend $M^u_{t1} = 0{,}70M^u_{01} \Longrightarrow M^u_{t1} = 0{,}70 \times 7{,}75$

$\mathbf{M^u_{t1} = 5{,}42\ KN.m}$

Travée (3-4) :

$$\begin{cases} M^u_{t3} + \frac{M^u_{a3}+M^u_{a4}}{2} \geq \max[(1+0.3\times 0.135); 1{,}05]\ M^u_{03} \\ M^u_{t3} \geq \left(\frac{1.2+0.3\times 0.123}{2}\right) M^u_{03} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M^u_{t3} + \frac{3.75+1{,}50}{2} \geq \max[\ 1.04; 1.05]\ M^u_{03} = 1{,}05\ M^u_{03} \\ M^u_{t3} \geq 0{,}62M^u_{03} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M^u_{t3} + 2{,}63\text{KN.m} \geq 1.05\ M^u_{03} \\ M^u_{t3} \geq 0{,}62M^u_{03} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M^u_{t3} + 0{,}35M^u_{01} \geq 1{,}05\ M^u_{03} \\ M^u_{t3} \geq 0{,}62M^u_{03} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M^u_{t1} \geq 0{,}70\ M^u_{03} \\ M^u_{t3} \geq 0{,}62M^u_{03} \end{cases}$$

Donc on prend $M^u_{t3} = 0.70M^u_{01} \Longrightarrow M^u_{t3} = 0{,}70 \times 7{,}50$

$\mathbf{M^u_{t3} = 5{,}25\ KN.m}$

- Etat limite ultime (E.L.S) :

$$\begin{cases} M^s_{t1} + \frac{M^s_{a1}+M^s_{a2}}{2} \geq \max[(1+0{,}3\times 0{,}135); 1.05]\ M^s_{01} \\ M^s_{t1} \geq \left(\frac{1.2+0.3\times 0.123}{2}\right) M^s_{01} \end{cases}$$

Travée (1-2) :

$$\begin{cases} M^s_{t1} + \frac{1{,}13+2.83}{2} \geq \max[\ 1{,}04; 1{,}05]\ M^s_{01} = 1{,}05\ M^s_{01} \\ M^s_{t1} \geq 0{,}62M^s_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M^s_{t1} + 1.98\ \text{KN.m} \geq 1{,}05\ M^s_{01} \\ M^s_{t1} \geq 0{,}62M^s_{01} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M^s_{t1} + 0{,}35M^s_{01} \geq 1.05\ M^s_{01} \\ M^s_{t1} \geq 0{,}62M^s_{01} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M^s_{t1} \geq 0{,}70\ M^s_{01} \\ M^s_{t1} \geq 0{,}62\ M^s_{01} \end{cases}$$

Donc on prend $M^s_{t1} = 0{,}70M^s_{01} \Longrightarrow M^s_{t1} = 0{,}70 \times 5{,}66$

$\mathbf{M^s_{t1} = 3{,}96\ KN.m}$

Travée (3-4) :

$$M^s_{t3} + \frac{M^s_{a4}+M^s_{a3}}{2} \geq \max[(1+0{,}3\times 0{,}135); 1{,}05]\ M^s_{03}$$

$M^s_{t3} \geq \left(\frac{1.2+0.3\times0,123}{2}\right) M^s_{03}$

$\begin{cases} M^s_{t3} + \frac{2.74+1.09}{2} \geq \max[\,1.04;1.05]\,M^s_{03} = 1,05\,M^s_{03} \\ M^s_{t3} \geq 0,62 M^s_{03} \end{cases}$

$\begin{cases} M^s_{t3} + 1,91 KN.m \geq 1,05\,M^s_{03} \\ M^s_{t3} \geq 0,62 M^s_{03} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M^s_{t3} + 0,35 M^s_{03} \geq 1,05\,M^s_{03} \\ M^s_{t3} \geq 0,62 M^s_{03} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M^s_{t3} \geq 0,70\,M^s_{03} \\ M^s_{t3} \geq 0,62\,M^s_{03} \end{cases}$

Donc on prend $M^s_{t3} = 0.70 M^s_{03} \Longrightarrow M^s_{t3} = 0,70 \times 5,48$

M^s_{t3} = 3,83 KN.m

- **Travée intermédiaire (2-3) :**
  - Etat limite ultime (E.L.U) :

$\begin{cases} M^u_t + \frac{M_w+M_e}{2} \geq \max[\,(1+0,3\alpha);1,05]M^u_0 \\ M^u_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M^u_0 \end{cases}$

$\begin{cases} M^u_{t2} + \frac{M^u_{a2}+M^u_{a3}}{2} \geq \max[(1+0,3\times0,135);1,05]\,M^u_{02} \\ M^u_{t2} \geq \left(\frac{1+0.3\times0,123}{2}\right) M^u_{02} \end{cases}$

$\begin{cases} M^u_{t2} + \frac{3.87+3.75}{2} \geq \max[\,1,04;1,05]\,M^u_{02} = 1,05\,M^u_{02} \\ M^u_{t2} \geq 0,52 M^u_{02} \end{cases}$

- **Type 6 :**

Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant :

Appuis	Moment en appuis [daN,m]		Travée	Effort tranchant [daN]				Moment en travées [daN.m]	
	ELU	ELS		Gauche	Droite	Gauche	Droite	ELU	ELS
1	-3,37	-2,46	1-2	15,00	-17,25	10,96	-12,60	10,74	7,84
2	**-10,58**	**-7,73**	2-3	**17,63**	-15,33	12,88	-11,20	**11,46**	**8,37**
3	-3,52	-2,57							

III.2.7- Détermination des armatures :

A. <u>En travée</u> :

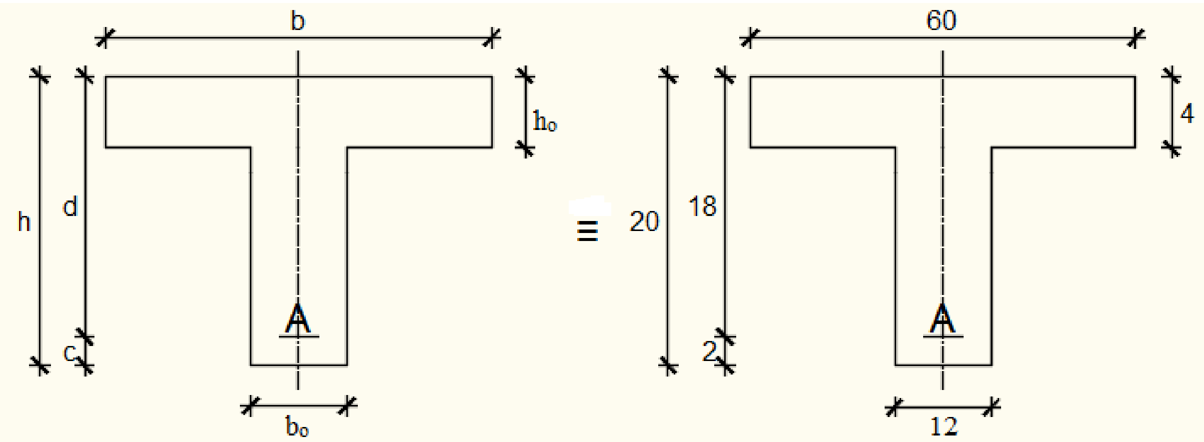
➢ <u>Etat limite ultime (E.L.U)</u> :

M_t^u = 11,46260 KN.m

M_t^u = 11462,60 N.m

- <u>Vérification de l'étendue de la zone comprimée</u> :

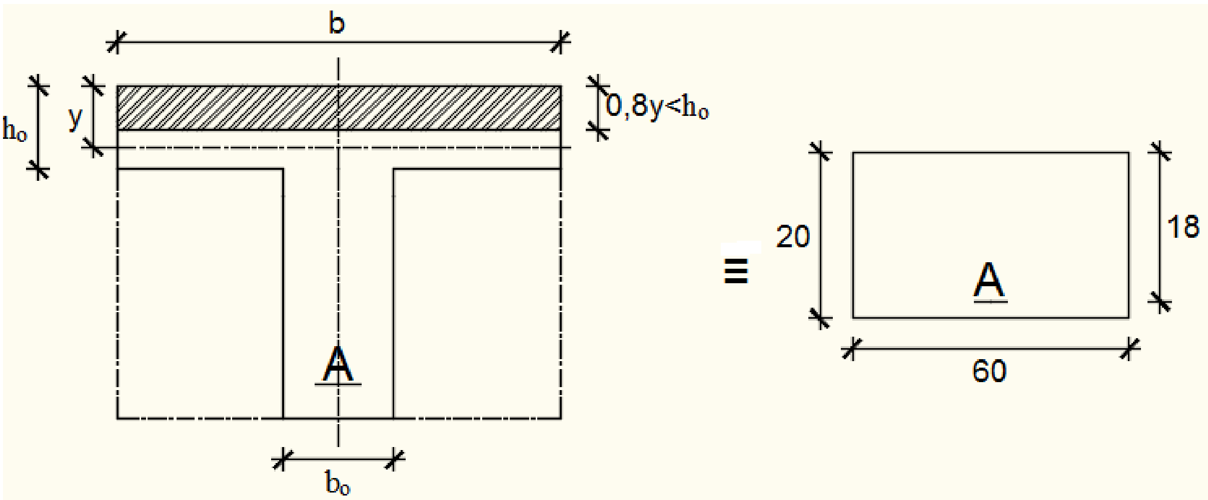
$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$



<u>Fig.III.8</u> : Section de calcul

$$M_T = 14{,}2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_T = 54528 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 11462{,}60 \text{ N.m} < M_T = 54528 \text{ N.m}$ =>La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions ($b \times h$) = (60×20) cm².



<u>Fig.III.9</u> : Section de calcul en travée.

- <u>Vérification de l'existence des armatures comprimées</u> :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11462{,}60}{14{,}2 \times 60 \times 18^2} = 0{,}042$$

$\mu = 0{,}042 < \mu_L = 0{,}392$ (Acier FeE400)⇨ A′n′existe pas et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0{,}054$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha => \beta = 0{,}978$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11462{,}60}{348 \times 0{,}978 \times 18} = 1{,}87\text{cm}^2$$

- Condition de non fragilité :**[CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 12 \times 18 \times \frac{2{,}1}{400}$$

A_{min} =0,26cm²

$$A_t = \max(A_t^u; A_{min}) => A_t^u = 1{,}87\text{cm}^2$$

- Choix des armatures :3T10 $\longrightarrow A_t = 2{,}36 \text{ cm}^2$
    - ➢ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\mathbf{M_t^{ser} = 8376{,}20\ N.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times b_0^2}{2} - 15A(d - d_0) = \frac{60 \times \overline{4}^2}{2} - 15 \times 2{,}36(18 - 4) = -15{,}6 < 0$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la table de compression ⇒ la section de calcul est une section en Té.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2.36}{12} = 18{,}95 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30.A.d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times \overline{4}^2 + 30 \times 2{,}36 \times 18}{12} = 170{,}2 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18{,}95 + \sqrt{(18{,}95)^2 + 170{,}2} = 4{,}05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times \overline{4{,}05}^2 - (60 - 12) \times (4{,}05 - 4)^3}{3} + 15 \times 2{,}36 \times (18 - 4{,}05)^2 = 7216{,}97\text{cm}^4$$

$$k = \frac{M_t^s}{I} = \frac{8376{,}20}{7216{,}97} = 1{,}16$$

$\sigma_b = K.y_1 = 1,16\times 4,05 = 4,7$ MPa

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \nexists$ $\Big\}$ => $\alpha^? \le \frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \le \overline{\sigma_b} = 0,6\times f_{c28}$

Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{11462,60}{8376.20} = 1,37$

$\alpha = 0,054 < \frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2}+\frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \le \overline{\sigma_b} = 0,6\times f_{c28} = 15MPa$

- Conclusion :

  $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15$MPa

  Fissuration peu nuisible $\Big\}$ $\Rightarrow$ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

  (Aucune vérification pour (σ_s))

B. En appui:

➢ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\mathbf{M_a^u = -10580,80N.m}$$

$M_a^u < 0$=> La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions ($b_0\times h$) = (12×20) cm².

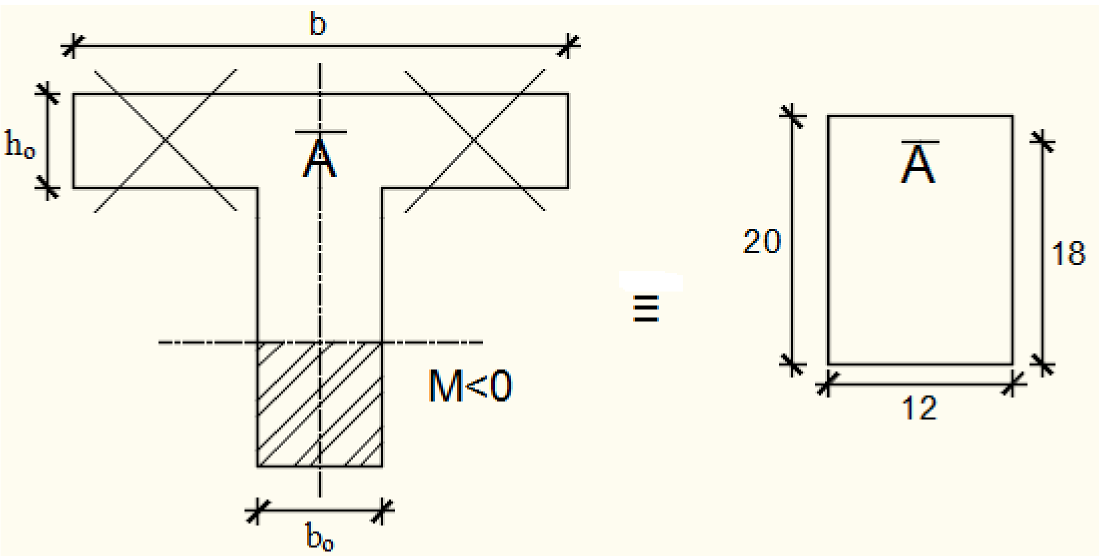


Fig.III.10 :Section de calcul en appuis.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$\mu = \dfrac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \dfrac{10580{,}80}{14{,}2 \times 12 \times 18^2} = 0{,}191$

$\mu = 0{,}191 < \mu_l = 0{,}392$ (Acier FeE400)⇨ $A'n'$existe pas et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$=> \sigma_s = \dfrac{f_e}{\delta_s} = \dfrac{400}{1{,}15} = 348$ MPa

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0{,}267$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha => \beta = 0{,}893$

- Détermination des armatures :

$A_a^u = \dfrac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \dfrac{10580{,}80}{348 \times 0{,}893 \times 18} = 1{,}89$cm²

- Condition de non fragilité :**[CBA91/A4.2.1]**

$A_{min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \dfrac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 12 \times 18 \times \dfrac{2{,}1}{400}$

A_{min} =0,26cm²

$A_a = \max(A_t^u; A_{min}) => A_a = 1{,}89$cm²

- Choix des armatures :1T16 $\longrightarrow A_a = 2{,}01\ cm^2$
  - Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{ser} = -7731{,}90\ N.m$$

Flexion simple
Section rectangulaire avec $A' \nexists$
Acier FeE400

$\left.\right\} => \alpha^? \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28}$

Avec : $\gamma = \dfrac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \dfrac{10580{,}80}{7731{,}90} = 1{,}37$

$\alpha = 0{,}267 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1{,}37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}435 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15MPa$

- Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15$MPa
Fissuration peu nuisible

$\left.\right\} \Rightarrow$ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s)

III.2.7.1- Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

T_u^{max} =17634,70N

a. <u>Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis</u> :[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \overset{?}{\leq} 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 => a = 16,2\ cm$

$T_u^{max} = 17634,70\ N\ \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762\ N$

<u>Donc</u> **:** il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b. <u>Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures</u> : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

$A_{inf} \overset{?}{\geq} \frac{\gamma_s}{f_e}\left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d}\right]$ [**CBA93/A.5.1.3.2.1**].

$A_{inf} = 2,36cm^2 \geq \frac{1,15}{400}\left[17634,70\ + \frac{10580,80}{0.9 \times 18}\right] \times 10^{-2} = 0,52\ cm^2$ ➔(Condition vérifiée)

<u>Donc</u> : Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c. <u>Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne</u> :[Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{17634,70}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,82\ MPa$$

Fissuration peut nuisible : $\overline{\tau_u} = \min\left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ MPa\right] = 3,34\ MPa$

$\tau_u = 0,82\ MPa\ < \overline{\tau_u} = 3.34\ MPa$ => Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d. <u>Section et écartement des armatures transversales A_t</u> :[Article BAEL91/4.2.3]

- Diamètre des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b_0}{10}\ ;\ \emptyset_{l\ min}\right)$$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{20}{35}\ ;\ \frac{12}{10}\ ;\ 1\right) = 0,57\ cm$$

On prend : $\emptyset_t = 6$mm de nuance d'acier FeE235=>$2\emptyset_6 \longrightarrow A_t = 0{,}56\ cm^2$

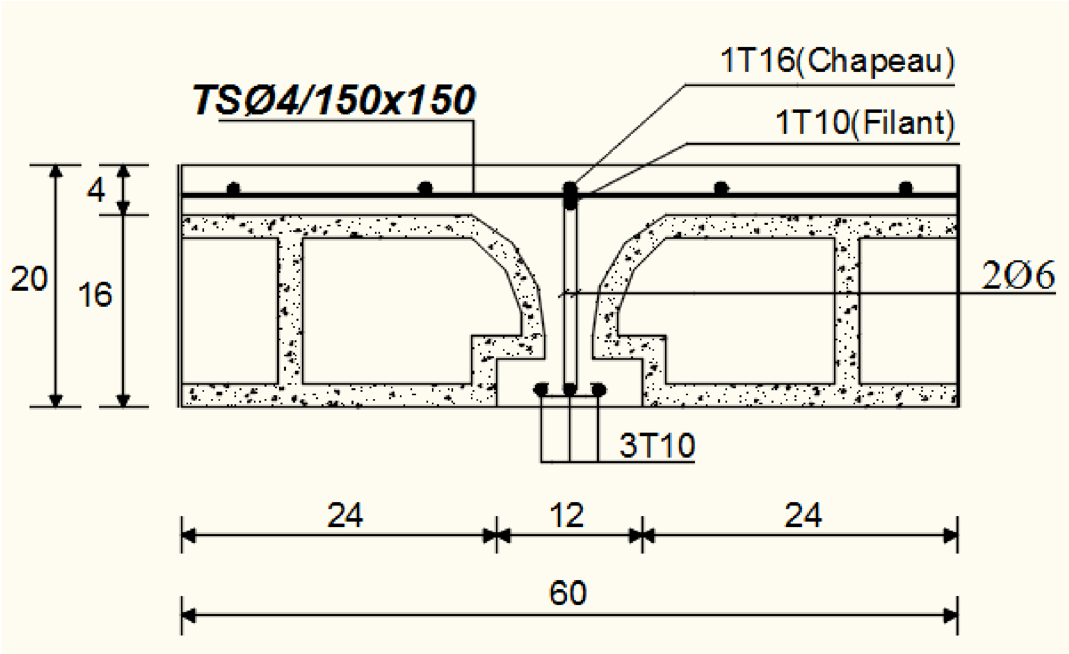


Fig.III.11: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{t28} \times k}{0{,}8 \times f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)} \quad [\mathbf{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90° => sin\alpha = 1; cos\alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0{,}80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28})} = \frac{0{,}56 \times 0{,}80 \times 235}{12 \times (0{,}82 - 0{,}3 \times 2{,}1)} = 46{,}17 \text{ cm}$$

$\delta_{t2} \leq \min(0{,}9d\,; 40 \text{ cm}) = \min(16{,}2\,; 40) = 16{,}2$ cm**[CBA93/A.5.1.2.2].**

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0{,}4 \times b_0} = \frac{0{,}57 \times 235}{0{,}4 \times 12} = 27{,}91 \text{ cm } [\mathbf{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16{,}2$ cm

Donc : On adopte $\delta_t = 15$ cm.

III.2.8- Vérification de la flèche :

- **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

La vérification de la flèche se fait à E.L.S **[C.B.A 93 B 6.5.2. annexe D]**

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} => \frac{20}{460} = 0{,}043 < 0{,}063$ Avecl $= 4{,}60$ m (la plus grande portée)➔(Condition non vérifiée).

$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10}\left(\frac{M_t^s}{M_0^s}\right) = 0{,}043 < \frac{1}{10} \times \left(\frac{8376.20}{12886.44}\right) = 0{,}065$ Avec M_t^s: le moment max en travée ➔

(Condition vérifiée).

$$M_0^s = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{4872 \times 4{,}60^2}{8} = 12886.44 \text{ N.m}$$

$\frac{A_s^t}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{60 \times 18} = 0.0021 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = 0{,}011$ ➔(Condition vérifiée).

Conclusion :

Une des trois conditions n'est pas vérifiée => Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que :$\Delta ft = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta ft_{max}$

f_{gv}, f_{gi}: Les flèches dus àla charge g ;

f_{ji} : La flèche dus à la charge j ;

f_{pi}: La flèche dus a la charge totale p ;

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$g = G \times 0{,}6 = 0{,}6 \times 712 = 427.2$ daN/ml ;

j = g: charge permanente avant mise en place des cloisons, j =g= 427,2 daN/ml (Plancher errasse) et

p : charge totale ; $p = (G + Q) \times 0{,}6 = (712 + 100) \times 0{,}6 = 487{,}2$ daN/m

a) <u>Calcul des moments fléchissant</u> :

$$q_{sj} = q_{sg} = \left[\frac{2}{3} \times 712\right] \times 0{,}6 = 284{,}8 \text{ daN/ml}$$

$$q_{sp} = \left[\left(\frac{2}{3} \times 712\right) + 100\right] \times 0{,}6 = 344{,}8 \text{ daN/ml}$$

Sachant que le moment maximum se trouve dans la poutrelle type 04(travée 2-3) alors la flèche maximale s'y trouve aussi

- Appuis intermédiaires (2) :

$$M_{2j} = -\frac{0{,}6 \text{ x } q_{sj} \text{ x } l^2}{8} = -\frac{0{,}6 \text{ x } 284{,}8 \text{ x } 4{,}6^2}{8} = -451.98 \text{ daN.m}$$

$$M_{2p} = -\frac{0{,}6 \text{ x } q_{sp} \text{ x } l^2}{8} = -\frac{0{,}6 \text{ x } 344{,}8 \text{ x } 4{,}6^2}{8} = -547.19 \text{ daN.m}$$

- Appuis de rive (3) :

$$M_{2j} = -\frac{0{,}2 \text{ x } q_{sj} \text{ x } l^2}{8} = -\frac{0{,}2 \text{ x } 284{,}8 \text{ x } 4{,}6^2}{8} = -150.66 \text{ daN.m}$$

$$M_{2p} = -\frac{0,2 \text{ x } q_{sp} \text{ x } l^2}{8} = -\frac{0,2 \text{ x } 344,8 \text{ x } 4,6^2}{8} = -182.39 \text{ daN.m}$$

b) Moment fléchissant en travée :

$$M_{tj} = \frac{0,65 \text{ x } q_{sj} \text{ x } l^2}{8} = \frac{0,65 \text{ x } 284,8 \text{ x } 4,6^2}{8} = 489,65 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp} = \frac{0,65 \text{ x } q_{sp} \text{ x } l^2}{8} = \frac{0,65 \text{ x } 344,8 \text{ x } 4,6^2}{8} = 592,80 \text{ daN.m}$$

c) Calcul du module de déformation longitudinale :

Module de déformation longitudinale instantanée : $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$

Module de déformation longitudinale différée : $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$

d) Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

- **Coordonnées du centre de gravité :**

$$v_1 = \frac{h_0 \times b \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0\right) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

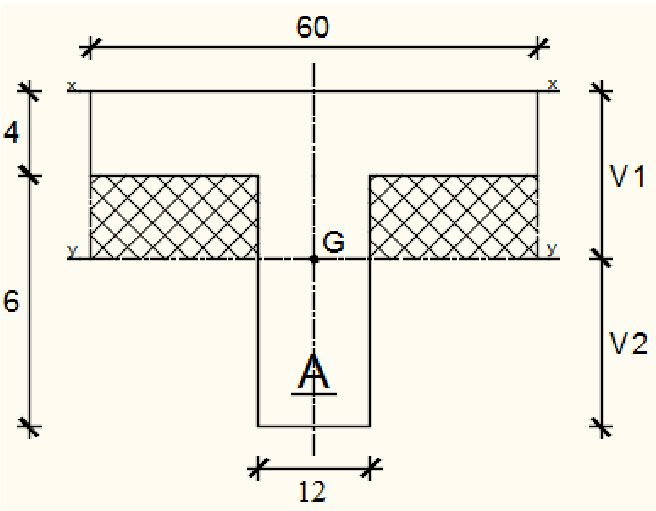


Fig.III.12 : Section de calcul

$$v_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16 \times 12 + 15 \times 2,36 \times 18}{60 \times 4 + 12 \times 16 + 15 \times 2,36}$$

$v_1 = 7,32$ cm

$v_2 = h - v_1 = 20 - 7,32 = 12,68$cm

$I_0 = b\frac{V_1{}^3}{3} - (b-b_0)\times\frac{(v_1-h_0)^3}{3} + b_0\times\frac{v_2^3}{3} + n\times A(d-v_1)^2$

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

e) Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A\times\beta_1\times d}$$

σ_s: Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100\times\frac{A}{b_0\times d} = 100\times\frac{2{,}36}{12\times 18} = 1{,}093 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0{,}856$$

ρ: Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A\times\beta_1\times d} = \frac{4896{,}5}{2.36\times 0{,}856\times 18} = 134{,}65\text{MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A\times\beta_1\times d} = \frac{5928{,}0}{2.36\times 0{,}856\times 18} = 163{,}02\text{MPa}$$

f) Calcul de: $\mu_{g\,;\,\mu j}$ et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\times\rho\times\sigma_s + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 2{,}1\text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1{,}75\times 2{,}1}{4\times 0{,}010925\times 134{,}65 + 2{,}1}$$

$$\mu_j = \mu_g = 0{,}54$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1{,}75\times 2{,}1}{4\times 0{,}010925\times 163{,}02 + 2{,}1} \Rightarrow \mu_p = 0{,}59$$

$$I_f = \frac{1{,}1 I_0}{1+\lambda\times\mu}$$

Avec

I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0{,}05\times f_{t28}}{\left(2+3\times\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0{,}05\times 2{,}1}{\left(2+3\times\frac{12}{60}\right)\times 0{,}010925} = 3{,}69$$

$$\lambda_v = \frac{0{,}02\times f_{t28}}{\left(2+3\times\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0{,}02\times 2{,}1}{\left(2+3\times\frac{12}{60}\right)\times 0{,}010925} = 1{,}47$$

$$I_{fg}^{i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 3,69 \times 0,54} = 7149,90 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^{v} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 1,47 \times 0,54} = 11298,34 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^{i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 3,69 \times 0,59} = 6734,69\text{cm}^4$$

g) <u>Calcul des flèches partielles</u> :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{4896,5 \times 3,9^2 \times 10^4}{10 \times 10818,87 \times 11298,34} = 0,61 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{4896,5 \times 3,9^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 8463,872} = 0,27 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{5928.0 \times 3,9^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 8838.031} = 0,32 \text{ cm}$$

h) <u>La flèche totale</u> :

$\Delta_{ft}= \left(f_g^v - f_j^i\right) + \left(f_p^i - f_g^i\right)$

$\Delta_{ft}= (0,61 - 0,27) + (0,32 - 0,27)$

$\Delta_{ft}= 0,39\text{cm}$

i) <u>La flèche admissible</u> :

$l = 4,20 \text{ m} < 5,60 \text{ m}$

$$\Delta_{ftmax}= \frac{460}{500} = 0,75 \text{ cm}$$

Donc :$\Delta_{ft}= 0,39\text{cm} < \Delta_{ftmax}= 0,75\text{cm}$

La flèche est vérifiée.

Apres les calculs et la vérification, les armatures adoptées sont regroupées dans le tableau suivant :

<u>Tableau III.8</u>:Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis

Armature	**Longitudinale**	**Transversale**
En Travée	3 HA10	2∅6
En Appui	1 HA16	2∅6

III.3-<u>Plancher à dalle pleine</u> :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions L_x et L_y($L_x \leq L_y$) et d'épaisseur h_d dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le pourtour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le pourtour).

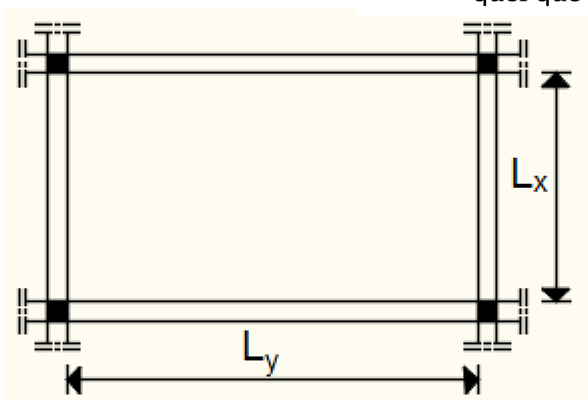
III.3.1-<u>Méthode de calcul</u> :

La méthode de calcul dépend du rapport $\boldsymbol{\rho} = \frac{L_x}{L_y}$ et du type de chargement.

- Si $\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0{,}4 \\ \text{La charge est uniformément repartie} \end{array} \right.$ $\Longrightarrow$ La dalle porte suivant une seule direction.

- Si $\left\{ \begin{array}{l} 0{,}4 \leq \rho \leq 1 \\ \text{La charge est uniformément repartie} \end{array} \right.$ $\Longrightarrow$ La dalle porte suivant deux directions

- Si charge concentrée $\Longrightarrow$ La dalle porte suivant deux directions quel que soit la valeur de ρ

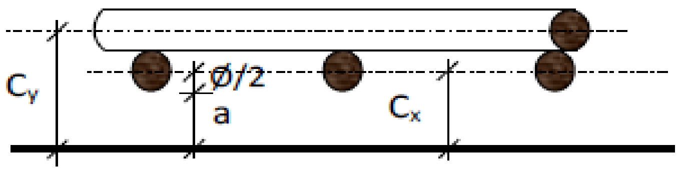


<u>Fig.III.13</u>:Dimensions d'un panneau de dalle.

Les panneaux de dalle de notre structure portent suivant deux directions (voir **chapitre. II**) et leur 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].**



<u>Figure III.14</u>: Enrobage.

$\emptyset_{\max} \leq \frac{h_d}{10}$ Avec hd = 16 cm.

$\emptyset_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1{,}6$ cm => $on\ prendra\ \emptyset = 10\ mm.$

➢ **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible => $a = 10\ mm$

$$\begin{cases} C_X = a + \frac{\emptyset}{2} \\ C_y = a + \emptyset + \frac{\emptyset}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_X = 10 + \frac{10}{2} = 15\ \text{mm} \\ C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25\ \text{mm} \end{cases}$$

➢ **hauteurs utiles :**

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

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

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

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

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

III.3.2- Evaluation des charges et sollicitations :

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

G = 6,31KN/m^{2}etQ = 2,50 daN/m^2

a. Combinaison fondamentales :

➢ Etat limite ultime (E .L.U) :

$$\overline{q_u} = 1{,}35G + 1{,}5Q$$

$$\overline{q_u} = 1{,}35 \times 6{,}31 + 1{,}5 \times 2{,}50 = 12{,}27\ \text{KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \overline{q_u} \times 1{,}00 = 12{,}27\ \text{KN/m}_L$$

➢ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\overline{q_{ser}} = G + Q$$

$$\overline{q_{ser}} = 6{,}31 + 2{,}50 = 8{,}81 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{ser} = \overline{q_{ser}} \times 1{,}00 = 8{,}81 \text{ KN/m}_L$$

b. <u>Calcul des sollicitations</u> :

❖ <u>Panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour</u> :

➢ <u>Etat limite ultime (E .L.U)</u> :

$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2$ =>Suivant la direction l_x ;

$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu}$ =>Suivant la direction l_y.

➢ <u>Etat limite de service (E.L.S)</u> :

$M_{x\,ser} = \mu_{x\,ser} \times q_{ser} \times l_x^2$ =>Suivant la direction l_x ;

$M_{y\,ser} = \mu_{y\,ser} \times M_{x\,ser}$ =>Suivant la direction l_y .

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

➢ <u>Coefficient de poisson ν</u> :

$\nu = 0 \Rightarrow$ Etats limites ultimes (béton fissuré) ;

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

c. <u>Mode d'encastrement</u> :

❖ <u>Panneau de dalle continu au-delà de ces appuis</u> :

- <u>En travée</u> :

  Mtx=0,75 Mx

  Mty=0,75My

- <u>En appuis intermédiaires</u> :

  Max= - 0,5 Mx

  May= - 0,5My

❖ <u>Panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel</u> :

- <u>En travée</u> :

  Mtx=0,85 Mx

  Mty=0,85 My

- <u>En appuis intermédiaires</u> :

  Max= - 0,5 Mx

  May= - 0,5 My

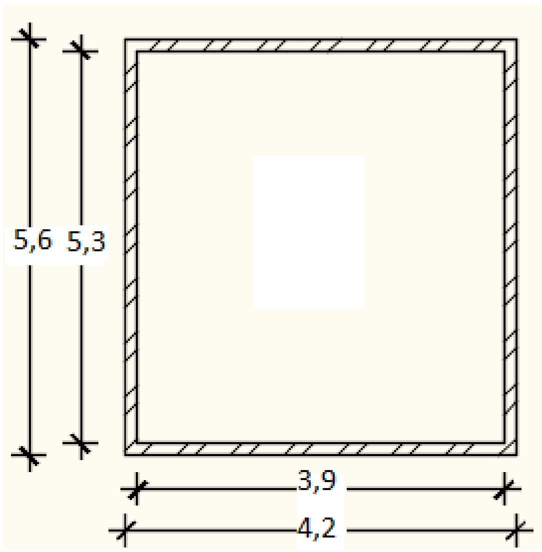
- <u>En appuis de rives</u> :

  Marx= - 0,3 Mx

  Mary= - 0,3 My

III.3.3- <u>Application</u> :

- **<u>Type de panneau à étudiée</u> :**



<u>Fig. III.18</u>: Panneau de centre (8).

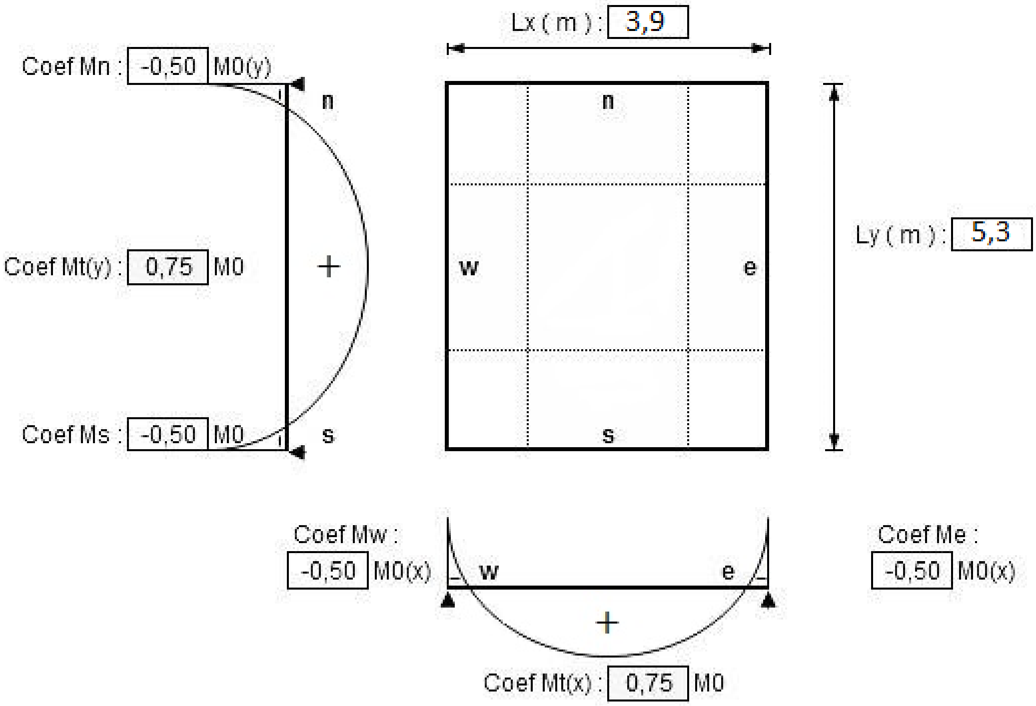


Fig. III.19 : Schéma statique depanneau(8).

Lx= 3,90m

Ly = 5,30m

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3{,}90}{5{,}30} = 0{,}70 \ \text{=> La dalle porte suivant deux directions}$$

a. **Moment fléchissant en appuis :**

➢ Etat limite ultime (E.L.U) :

(Sens X-X) :

$\mu_{xu} = 0{,}0419$**[B.A.E.L. 91]**
$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 = 0{,}0419 \text{ x } 12{,}27 \text{ x } 3{,}9^2 = 7{,}82 \text{ KN.m}$

M_w= -0,5 x M_{xu} = -3,91 KN.m

M_e= -0,5 x M_{xu} = -3,91 KN.m

(Sens Y-Y) :

$\mu_{yu} = 0.864$**[B.A.E.L. 91]**
$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} = 0{,}8640 \text{ x} 7{,}82 = 6{,}76 \text{ KN.m}$

M_n = -0,5 x M_{yu} = -3,38 KN.m

M_s = -0,5 x M_{yu} = -3,38 KN.m

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

(Sens X-X) :

$\mu_{xu} = 0{,}0491$ **[B.A.E.L. 91]**

$M_{x\,ser} = \mu_{x\,ser} \times q_{ser} \times l_x^2 = 0{,}0491 \text{ x } 8{,}81 \text{ x } 3{,}9^2 = 6{,}58 \text{ KN.m}$

M_w= -0,5 x $M_{x\,ser}$= -3,29 KN.m

M_e= -0,5 x $M_{x\,ser}$= -3,29 KN.m

(Sens Y-Y) :

$\mu_{y\,ser}$ =0,906**[B.A.E.L. 91]**

$M_{y\,ser} = \mu_{y\,ser} \times M_{x\,ser}$=0,906 x6,58 =5,96 KN.m

M_n = -0,5 x $M_{y\,ser}$ = -2,98 KN.m

M_s = -0,5 x $M_{y\,ser}$ = -2,98 KN.m

b. Moment fléchissant en travées :

- Etat limite ultime (E.L.U) :

Sens X-X :

Mtx=0,75 M_{xu}=0,75 x 7,82 =5,87 KN.m

Sens Y-Y :

Mty=0,75 M_{yu}=0,75 x 6,76 =5,07 KN.m

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

Sens X-X :

Mtx=0,75 $M_{x\,ser}$=0,75 x 6,58=4,94 KN.m

Sens Y-Y :

Mty=0,75 $M_{y\,ser}$=0,75 x 5,96 = 4,47 KN.m

Tableau III.10 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales : (voir tableau III.3.1)

		ELU		ELS	
Planchers	**Sens**	$\mathbf{M_{appuis}}$ **[KN.m]**	$\mathbf{M_{trav\acute{e}es}}$ **[KN.m]**	$\mathbf{M_{appuis}}$ **[KN.m]**	$\mathbf{M_{trav\acute{e}es}}$ **[KN.m]**
RDC	Sens X-X	-3,91	5,87	-3,29	4,94
	Sens Y-Y	-3,38	5,07	-2,98	4,47

III.3.4- Calcul du ferraillage de la dalle pleine :

❖ **Sens X-X :**

a) En travées :

➢ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\mathbf{M_{tx}^{u} = 5,87\ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$\mu = \frac{M_{tx}^{u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5870}{14,20 \times 100 \times 14,5^2} = 0,0197 = 0,020$

$\mu = 0,020 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow$ *A' n'existe pas* ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348\ \text{MPa}$

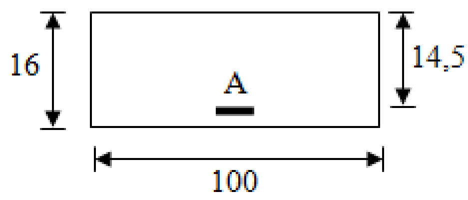


Fig. III.20 : Section de calcul en travée (x-x)

$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,0342$

$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,986$

- Détermination des armatures :

$A = \frac{M_{tx}^{u}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5870}{348 \times 0,961 \times 14,5} = 1,21\ \text{cm}^2/\text{m}_L$

- Condition de non fragilité :**[CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 : $A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28\ \text{cm}^2/\text{m}_L$

$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 1,28\ \text{cm}^2/\text{m}_L$

- Espacement maximal des armatures :

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

- Choix des armatures :

5T10/m_L ⟶ A =3,93 cm^2/m_L.

(T10 ⟶ e = 20cm).

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

$$\mathbf{M_{tx}^{ser} = 4,94\ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A′∄ $\Bigg\}$ $=> \alpha^{?} \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}\ \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^{u}}{M_{tx}^{ser}} = \frac{5870}{4940} = 1{,}189$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.0342 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.189-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.3445 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

- Conclusion :
  - ✓ $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15MPa$
  - ✓ Fissuration peu nuisible

  (Aucune vérification pour (σ_s)) $\Rightarrow$ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

b) En Appuis :

- Etat limite ultime (E.L.U):

$$\mathbf{M_{ax}^{u} = 3,91\ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures Comprimées :

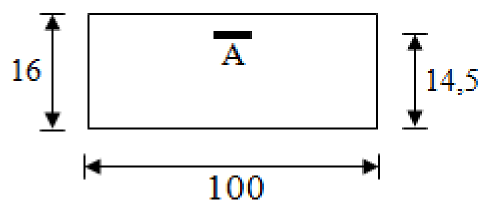


Fig. III.21 : Section de calcul en appuis (x-x)

$$\mu = \frac{M_{ax}^{u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3910}{14{,}20 \times 100 \times 14{,}5^2} = 0{,}013$$

$\mu = 0{,}013 < \mu_L = 0{,}392 =>$ (acier FeE400) $=>$

A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348\ \text{MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right) => \alpha = 0{,}022$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha => \beta = 0{,}991$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{tx}^{u}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3910}{348 \times 0{,}991 \times 14{,}5} = 0{,}78\ cm^2/mL$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 : $A_{min} = 0{,}0008 \times b \times h = 1{,}28\ cm^2/m_L$

$A = \max(A_{cal}; A_{min}) => A = 1{,}28\ cm^2/m_L$

- Espacement maximal des armatures :

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d ; 33cm) = 33$ cm

- Choix des armatures :

5T10/m_L ⟶ A =3,93 cm^2/m_L.

(T10 ⟶ e = 20cm).

➢ Etat limite service (E.L.S) :

$$\mathbf{M_{ax}^{ser} = 3,29\ KN.m}$$

Flexion simple
Section rectangulaire avec A' ∄
Acier FeE400

$\Bigg\}$ => si $\alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ => $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$

Avec : $\gamma = \frac{M_{ax}^{u}}{M_{ax}^{ser}} = \frac{3910}{3290} = 1,187$

$$\Rightarrow \alpha = 0,022 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,187-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3435 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

- Conclusion :

✓ $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15MPa$
✓ Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour (σ_s)

$\Bigg\}$ ⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

❖ **Sens Y-Y :**

a) En travées :

➢ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\mathbf{M_{ty}^{u} = 5,07\ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^{u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5070}{14,20 \times 100 \times 13,5^2} = 0,0195$$

$\mu = 0,0195 < \mu_L = 0,392$ => (acier FeE400) => A' *n'existe pas* ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0,0342$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha => \beta = 0,986$$

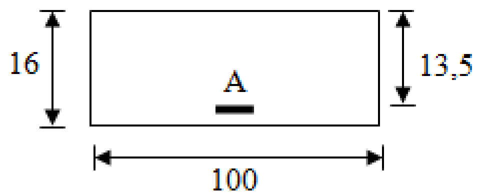


Fig. III.22 : Section de calcul en travée (y-y)

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ty}^{u}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5070}{348 \times 0,986 \times 13,5} = 1,09\ cm^2/Ml$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 : $A_{min} = 0{,}0008 \times b \times h = 1{,}28\ cm^2/m_L$

$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 1{,}28\ cm^2/m_L$

- Espacement maximal des armatures :

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min(4h_d; 45cm) = 45\ cm$

- Choix des armatures :

5T10/m_L ⟶ A =3.93 cm^2/m_L.

(T10 ⟶ e = 20cm).

➢ Etat limite service (E.L.S) :

$$\mathbf{M_{ty}^{ser} = 4,47\ KN.m}$$

Flexion simple
Section rectangulaire avec A′∄
Acier FeE400

$\Rightarrow$ si $\alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15MPa$

Avec : $\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{5070}{4470} = 1{,}133$

$$\Rightarrow \alpha = 0{,}0303 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1{,}133-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}3165 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15MPa$$

- conclusion :

✓ $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15MPa$
✓ Fissuration peu nuisible

$\Rightarrow$ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s)

b) En Appuis :

➢ Etat limite ultime (E.L.U):

$$\mathbf{M_{ay}^{u} = 3,38\ KN.m}$$

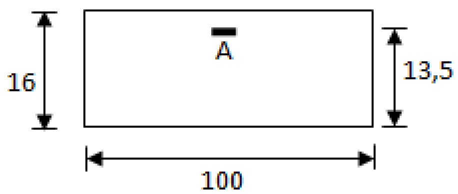


Fig. III.23 : Section de calcul en appuis (y-y)

- Vérification de l'existence des armatures Comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3380}{14{,}20 \times 100 \times 13{,}5^2} = 0{,}013$$

$\mu = 0{,}013 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow$ *A' n'existe pas* ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348\ MPa$

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}0227$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}991$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ay}^{u}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3380}{348 \times 0{,}991 \times 13{,}5} = 0{,}73\ cm^2/mL$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 : $A_{min} = 0{,}0008 \times b \times h = 1{,}28\ cm^2/m_L$

$A = \max(A_{cal}; A_{min}) => A = 1{,}28\ cm^2/m_L$

- Espacement maximal des armatures :

Ecartement des armatures :$\delta \leq \min(4h_d; 45cm) = 45\ cm$

- Choix des armatures :

5T10/m_L $\longrightarrow$ A =3,93 cm^2/m_L.

(T10 $\longrightarrow$ e = 20cm).

➢ Etat limite service (E.L.S) :

$$\mathbf{M_{ay}^{ser} = 2{,}98KN.m}$$

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

Avec : $\gamma = \frac{M_{ay}^{u}}{M_{ay}^{ser}} = \frac{3800}{2980} = 1{,}132$

$$\Rightarrow \alpha = 0{,}020 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1{,}132 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}316 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15MPa$$

- Conclusion :

$$\left.\begin{array}{l}\checkmark\ \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15MPa\\ \checkmark\ \text{Fissuration peu nuisible}\\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s))\end{array}\right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

III.3.5- <u>Vérification des contraintes de cisaillement</u> :[CBA93/A.5.2.2]

- T_u max :

$$T_x^u = \frac{\overline{q_u} \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_y^u = \frac{\overline{q_u} \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

Le panneau le plus sollicité est le panneau (8) :

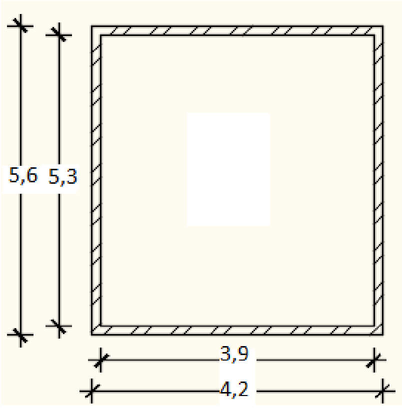


Fig. III.24 : Panneau (8).

$$T_x^u = \frac{12{,}27\ \ x\,3{,}90}{2}\ x\ \frac{5{,}30^4}{5{,}30^4 + 3{,}90^4} = 18{,}019\ \text{KN/ml}$$

$$T_y^u = \frac{12{,}27\ \ x\,5{,}30}{2}\ x\ \frac{3{,}90^4}{3{,}9^4 + 5{,}30^4} = 7{,}37\ \text{KN/ml}$$

$$T^{max} = \max\left(T_x^{max}; T_y^{max}\right) => T^{max} = 18{,}019\ \text{KN/ml}$$

- Calcul τ_u :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{1801.9 \times 10}{(100 \times 14{,}5 \times 100)} = 0{,}124\ \text{MPa}$$

$$\bar{\tau_u} = 0{,}05 \times f_{c28} = 1{,}25\ \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.124$ MPa $< \bar{\tau}_u = 1{,}25\,MPa$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

$\Rightarrow$Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.6-<u>vérification de la flèche</u> :

- Condition de la flèche : **[CBA93/B.7.5]**

- $\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20\ M_x^{ser}}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{fe}$

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire:

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{0{,}16}{3{,}90} = 0{,}041 < \frac{M_{tx}^{ser}}{20\ M_x^{ser}} = \frac{5{,}87}{20 \times 6{,}58} = 0{,}0446\ => \text{(Condition nonvérifiée)}$$

$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} => \frac{3,93}{100 \times 14,5} < \frac{2}{400} => 0,0027 < 0,005 => \text{C.V}$

Conclusion :

Une des deux conditions n'estpasvérifiée⇒ Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que :$\Delta ft = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta ft_{max}$

f_{gv}, f_{gi}: Les flèches dus à charge g ;

f_{ji} : La flèche dus à la charge j ;

f_{pi}: La flèche dus a la charge totale p.

g : charge permanente après mise en place des cloisons.

$\text{g} = \text{G} \times 1 = 631 \times 1 = 631\ \text{daN/ml}$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons, j = (631-100) = 531 daN/ml et

p : charge totale ; $\text{p} = (\text{G} + \text{Q}) \times 1 = (631 + 250) \times 1 = 881\ \text{daN/ml}$

a) <u>Calcul des moments fléchissant</u> :

$M_{t\,g}^{ser} = 0,75 \text{ x } M_{t\,x}^{g} = 0,75 \text{ x } \mu_{x\,ser} \times g \times l_x^2 = 0,75 \text{ x } 0,0491 \text{ x } 631 \text{ x } 3,9^2$

$M_{t\,g}^{ser} = 353,43\ \text{daN/ml} = 3,5343\ \text{KN/ml}$

$M_{t\,j}^{ser} = 0,75 \text{ x } M_{t\,x}^{j} = 0,75 \text{ x } \mu_{x\,ser} \times j \times l_x^2 = 0,75 \text{ x } 0,0491 \text{ x } 531 \text{ x } 3,9^2$

$M_{t\,j}^{ser} = 297,42\text{daN/ml} = 2,9742\ \text{daN/ml}$

$M_{t\,p}^{ser} = 0,75 \text{ x } M_{t\,x}^{g} = 0,75 \text{ x } \mu_{x\,ser} \times p \times l_x^2 = 0,75 \text{ x } 0,0491 \text{ x } 881 \text{ x } 3,9^2$

$M_{t\,p}^{ser} = 493,46\ \text{daN/ml} = 4,9346\ \text{KN/ml}$

b) <u>Module de déformation longitudinale</u> :

Module de déformation longitudinale instantanée : $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2$ MPa

Module de déformation longitudinale différée : $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87$ MPa

D) <u>Calcul des moments d'inertie fictifs</u> :

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

- **Coordonnées du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \text{ x } Y_i}{\sum A_i}$$

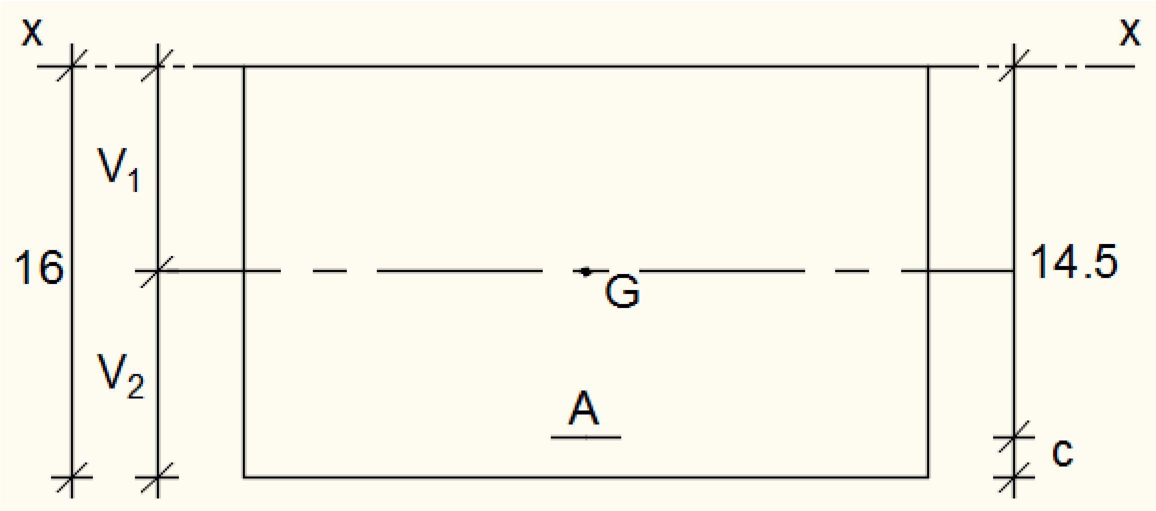


Fig. III.25 : Coordonnée de centre de gravité.

$$v_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A}$$

$$v_1 = \frac{(100 \text{ x } 16 \text{ x } 8) + (15 \text{ x } 3{,}93 \text{ x } 14{,}5)}{(100 \text{ x } 16) + (15 \text{ x } 3{,}93)}$$

$$v_1 = 8{,}23 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 16 - 8{,}23 = 7{,}77 \text{ cm}$$

$$I_0 = b\frac{V_1{}^3}{3} + \frac{v_2^3}{3} + n \times A(v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 8{,}23^3}{3} + \frac{100 \times 7{,}77^3}{3} + 15 \times 3{,}93 \times (7{,}77 - 1{,}5)^2$$

$$I_0 = 36535{,}47 \text{ cm}^4$$

E) Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

σ_s: Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b \times d} = 100 \times \frac{3{,}93}{100 \times 14{,}5} = 0{,}271 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0{,}917$$

ρ: Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \frac{M_t^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4916{,}9}{3{,}93 \times 0{,}917 \times 14{,}5} = 94{,}09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4137{,}6}{3{,}93 \times 0{,}917 \times 14{,}5} = 79{,}18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6862{,}5}{3{,}93 \times 0{,}917 \times 14{,}5} = 131{,}33 \text{ MPa}$$

F) <u>Calcul de: μ_g ; μ_j et μ_p</u> :

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4 \times \rho_1 \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 2{,}1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}00271 \times 94{,}09 + 2{,}1} => \mu_g = -0{,}18$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}00271 \times 79{,}18 + 2{,}1} => \mu_j = -0{,}24$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}00271 \times 131{,}33 + 2{,}1} => \mu_p = -0{,}043$$

G)<u>Moments d'inerties fictifs</u> :

$$I_f = \frac{1{,}1 I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Avec

I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho_1} = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{(5) \times 0{,}00271} = 7{,}75$$

$$\lambda_v = \frac{0{,}02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho_1} = \frac{0{,}02 \times 2{,}1}{(5) \times 0{,}00271} = 3{,}10$$

$$I_{fg}^i = \frac{1{,}1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1{,}1 \times 36535{,}47}{1 + 7{,}75 \times (0)} = 40189{,}017 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1{,}1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1{,}1 \times 36535{,}47}{1 + 3{,}10 \times (0)} = 40189{,}017 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1{,}1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1{,}1 \times 36535{,}47}{1 + 7{,}75 \times (0)} = 40189{,}017 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1{,}1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1{,}1 \times 36535{,}47}{1 + 7{,}75 \times (0)} = 40189{,}017 \text{ cm}^4$$

H) Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{4916{,}9 \times 3{,}9^2 \times 10^4}{10 \times 10818{,}87 \times 40189{,}017} = 0{,}17 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{4916{,}9 \times 3{,}9^2 \times 10^4}{10 \times 32164{,}2 \times 40189{,}017} = 0{,}06 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_t^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = \frac{4137{,}6 \times 3{,}9^2 \times 10^4}{10 \times 32164{,}2 \times 40189{,}017} = 0{,}049 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{6862{,}5 \times 3{,}9^2 \times 10^4}{10 \times 32164{,}2 \times 40189{,}017} = 0.08 \text{ cm}$$

I) La flèche totale :

$\Delta_{ft} = \left(f_g^v - f_j^i\right) + \left(f_p^i - f_g^i\right)$

$\Delta_{ft} = (0{,}17 - 0{,}049) + (0{,}08 - 0{,}06)$

$\Delta_{ft} = 0{,}141$ cm

J) La flèche admissible :

$l = 3{,}90 \text{ m} < 5{,}30 \text{ m}$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{390}{530} = 0{,}74 \text{ cm}$$

Donc : $\Delta_{ft} = 0{,}141 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0{,}74\text{cm}$

La flèche est vérifiée.

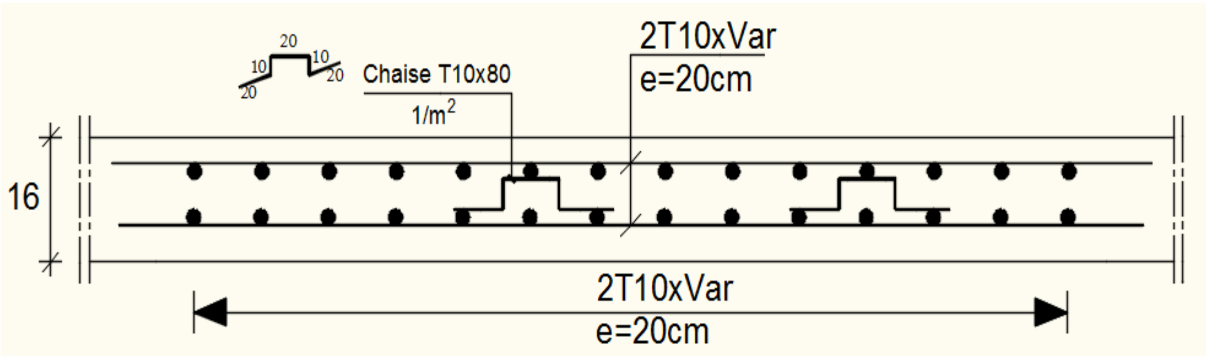


Fig. IV.26 : Ferraillage de la dalle pleine.

IV. Etude des éléments secondaires

IV.1- Etude des escaliers :

IV.1.1- Définition :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée.
L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

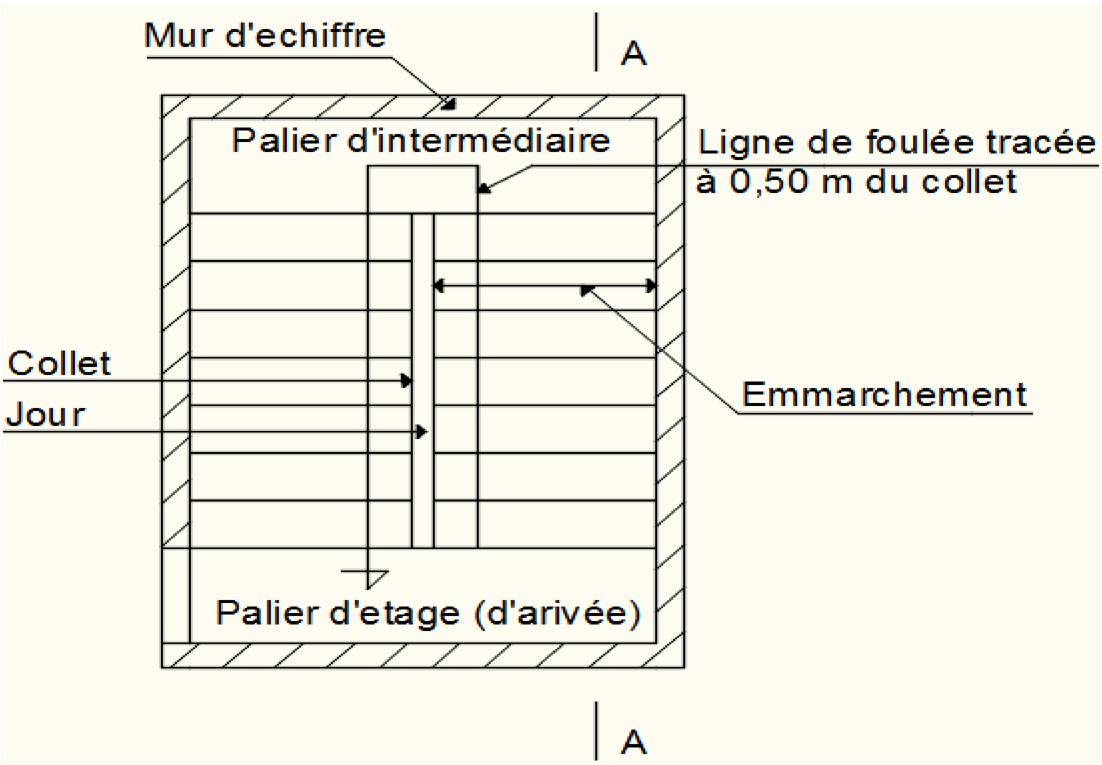


Figure IV.1.1 : Vue en plan de la cage d'escaliers.

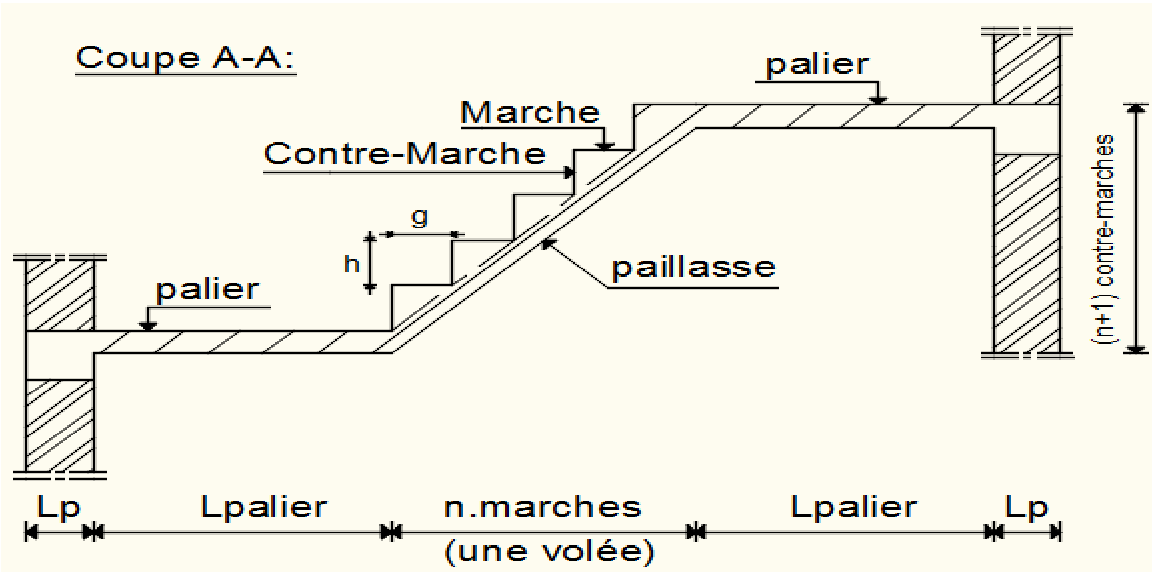


Fig. IV.1.2: Coupe sur la cage d'escaliers.

- **Emmarchement** : Longueur de la marche ;
- **g** : Giron (largueur d'une marche) ;
- **h** : Hauteur d'une marche ;
- **Mur d'échiffre** : Mur qui limite l'escalier ;
- **Paillasse** : Plafond qui monte sous les marches ;
- **Contre-marche** : La partie verticale d'une marche ;
- **Jour** : L'espace entre deux volées en projection horizontale ;
- **Collet** : Le bord qui limite l'escalier du côté du jour ;
- **Ligne de foulée** : La courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du côté du jour);
- **Volée** : Suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;
- **Palier de repos** : Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et
- **Palier d'arrivée** : Palier d'étage.

Dans notre projet, on deux type d'escalier: Escalier à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires, et escalier à 2 volées avec un palier de repos.

IV.1.2- Escalier Type 01 :

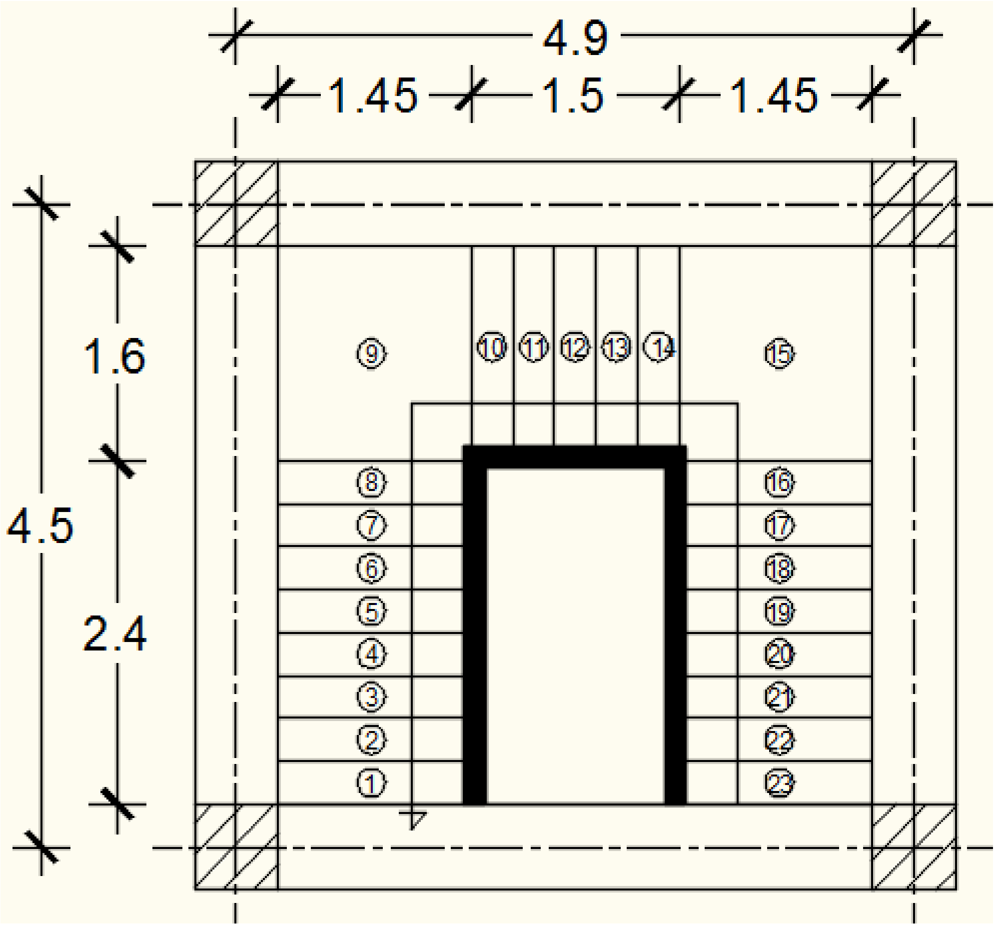


Fig. IV.1.3 : Vue en plan de la cage d'escalier type1.

IV.1.2.1- **Pré-dimensionnement :**

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

$59\ cm \le g + 2h \le 66\ cm$;

h = 17cm ; g = 30cm.

Selon la formule de «BLONDEL» ; il faut que :

$59\ \text{cm} \le \text{g} + 2\text{h} \le 66\ \text{cm} \Rightarrow 59\ \text{cm} \le 30 + 2 \times 17 = 64\ \text{cm} \le 66\ \text{cm}$ (Condition vérifiée).

- **Contre marches :**

N_C: nombre des contre marches.

$$\text{Nc} = \frac{\text{H}}{\text{h}} = \frac{408}{17} = 24\ \text{Contre marche}$$

n= N-1: nombre des marche par volées

On aura 24 contre marche
- 9 Contre marche pour La 1ere volées $\Longrightarrow$ n=8
- 6 Contre marche pour La 1ere volées $\Longrightarrow$ n=5
- 9 Contre marche pour La 1ere volées $\Longrightarrow$ n=8

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

$$tg\,\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0{,}57 \Rightarrow \alpha = 29{,}54°$$

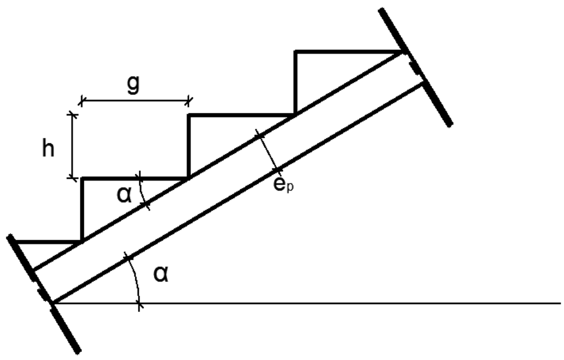


Fig. IV.1.4: coupe sur paillasse.

- **La longueur de la paillasse :**

$$\text{L} = \text{L}' + \text{L}_{\text{palier}}$$

$$\text{L}' = \frac{\text{h} \times \text{n}}{\sin \alpha}$$

$$\text{L}' = \frac{0{,}17 \times 8}{\sin 29.54} = \frac{1{,}36}{\sin 29{,}54} \Rightarrow \text{L} = 2{,}76\ \text{m}$$

$$\text{L} = \text{L}' + \text{L}_{\text{palier}} = 2{,}76 + 1{,}60 = 4{,}36\ \text{m}$$

- **Epaisseur de la paillasse :** (paillasse porteuse)

Condition de résistance : $\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{436}{30} < e < \frac{436}{20} \Rightarrow 14{,}53\text{cm} < e < 21{,}8\text{cm}$

On prend : **ep_1= 15cm.**

➢ Volée (2) :

Escalier a marche porteuse : **ep_2 = 6cm.**

- **Conclusion :**

On a deux types de schéma statique :

➢ **1er type :** Escalier à paillasse avec un seul palier s'appuyant sur les éléments de résistance.

➢ **2ème type :** Escalier à marche porteuses, les marches sont mono encastré dans un voile.

IV.1.2.2- Descente de charges :

➢ **1er type :** (Escalier à paillasse avec un seul palier)

1-volée :

a) Charges permanentes :

1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) ……….................1,04 KN/m²

2- Revêtement vertical ($1{,}04 \times \frac{h}{g}$)…………………………………………......0,5894 KN/m²

3- Poids propre des marches ($22 \times \frac{h}{2}$)..…...1,87 KN/m²

4- Poids propre de la paillasse ($2\times\frac{ep_1}{\cos\alpha}$) ....…...4,31 KN/m²

5- Enduit au ciment ($0{,}18\times\frac{1.5}{\cos\alpha}$)……………………………………………0,31 KN/m²

G_1= 8,12KN/m²

b) Surcharge d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow$ **Q_1 = 2,5 KN/m².**

c) Combinaisons fondamentales :

➢ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$q_1^u = 1{,}35G_1 + 1{,}5Q_1 = 1{,}35\times8{,}12 + 1{,}5\times2{,}5 = 14{,}72$ KN/m².

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$q_1^{ser} = G_1 + Q_1 = 8{,}12 + 2{,}5 = 10{,}62$ KN/m².

Pour une bande de 1m de largeur :

$\overline{q_1}^u = q_1^u \times 1{,}00 = 14{,}712 \times 1{,}00 = 14{,}72$ KN/m_L.

$\overline{q_1}^{ser} = q_1^{ser} \times 1{,}00 = 10{,}62 \times 1{,}00 = 10{,}62$ KN/m_L.

2-Palier :

a) Charges permanentes :

1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) ……….................1,04 KN/m²

2- Poids propre du palier (25x e_{p1})……. ………………………...........…………3,75 KN/m²

3- Poids propre des marches (0.18 KN/m²/cm x1.5 cm) ……..................................0,27KN/m²

G_2= 5,06 KN/m²

b) Surcharge d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow$ **Q_2 = 2,5 KN/m².**

c) Combinaisons fondamentales :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$q_2^u = 1{,}35G_2 + 1{,}5Q_2 = 1.35\times5{,}06 + 1{,}5\times2{,}5 = 10{,}581$ KN/m².

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

$q_2^{ser} = G_2 + Q_2 = 5{,}06 + 2{,}5 = 7{,}56$ KN/m².

Pour une bande de 1m de largeur :

$\overline{q_2}^u = q_2^u\times1{,}00 = 10{,}581 \times 1{,}00 = 10{,}58$ KN/m_L.

$\overline{q_2}^{ser} = q_2^{ser}\times1{,}00 = 7{,}56 \times 1{,}00 = 7{,}56$ KN/m_L.

- **2ème type :** (Escalier à marches porteuses)

3- Marche porteuse :

$$h_{moy} = \frac{z_1+z_2}{2} = \frac{2z_1+h}{2}$$

$$z_1 = \frac{e_{P2}}{\cos\alpha} = \frac{6}{\cos(29{,}54°)} = 6{,}90cm$$

$$h_{moy} = \frac{2\times6{,}9+17}{2} = 15{,}4cm$$

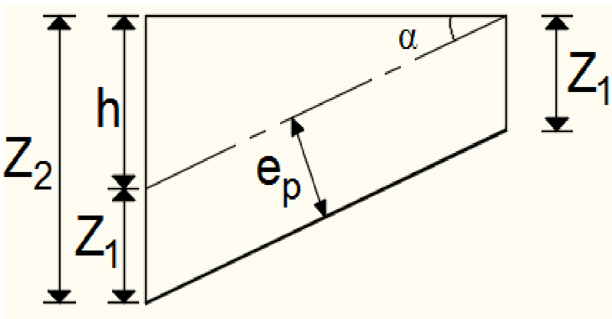


Fig.IV.1.5: Schéma de la marche porteuse.

a) Charges permanentes :

1-Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) (1,04xg)..........................0,31KN/m²

2- Revêtement vertical (1,04xh) ……………………………..…….……..….….……0,18 KN/m²

3- Poids propre de la marche (h_{moy}=15,4cm) (25 x 0,154 x 0,3)….................................... 1,15KN/m²

4- Enduit au ciment $(0{,}18\times\frac{1{,}5}{\cos^2\alpha}$ x g$)$ ……………………………………………….. 0,11KN/m²

G= 1,75 KN/m²

b) Surcharge d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow$ **Q_3 = 2,5 x 0,3 $\Rightarrow$ Q_3 =0,75 KN/m$_L$**

c) Combinaisons fondamentales :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$\overline{q_3}^u = 1{,}35G_3 + 1{,}5Q_3 = 1{,}35\times1{,}75 + 1{,}5\times0{,}75 = 3{,}49$ KN/m$_L$.

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

$\overline{q_3}^{ser} = G_3 + Q_1 = 1{,}75 + 0{,}75 = 2{,}5$ KN/m$_L$.

IV.1.2.3- Calcul du ferraillage :

A. Marches porteuses :

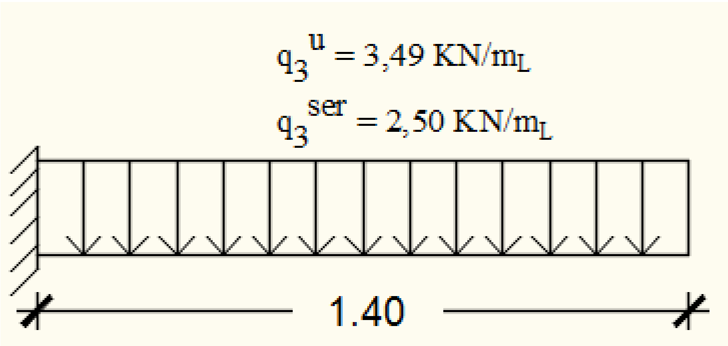


Fig.IV.1.6 : Schéma statique de la marche porteuse.

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$\overline{q_3}^u$ = 3,49 KN/m$_L$

$$M_u = -\frac{\overline{q_3^u} \cdot L'^2}{2} = -\frac{3{,}49\times1{,}40^2}{2} = -3{,}42\ KN.m$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

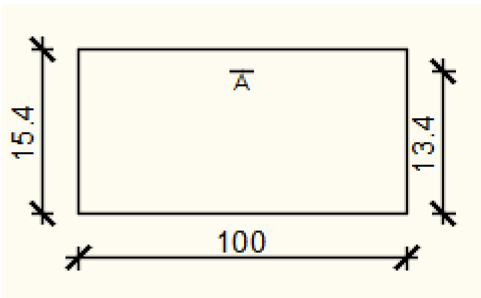


Fig.IV.1.7 : Section de calcul.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3420}{14{,}2 \times 100 \times (13{,}5)^2} = 0{,}013$$

$\mu = 0{,}013 < \mu_L = 0{,}392 \Rightarrow$ A' n'existe pas et

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348$ MPa

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}016$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}9936$

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{3420}{348 \times 0{,}9936 \times 13{,}4} = 0{,}74\ cm^2$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 30 \times 13{,}4 \times \frac{2{,}1}{400} = 0{,}49\ cm/m_L$$

$A^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 0{,}74\ cm^2$

- Choix des armatures :

2T10 $\longrightarrow$ A = 1,57cm².

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$\overline{q_3}^{ser} = 2.50$ KN/m$_L$

$$M_{ser} = -\frac{\overline{q_3^{ser}} \cdot L'^2}{2} = -\frac{2{,}5 \times 1{,}4^2}{2} = -2{,}45\ KN.m$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A′∄ $\Rightarrow$ Si $\alpha \overset{?}{\leq} \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28}$

Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3{,}42}{2{,}45} = 1{,}39$

$$\alpha = 0{,}016 < \frac{1{,}39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}445 \quad \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} \quad \overline{\sigma_b} = 15MPa$$

❖ Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15$MPa

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

- Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{max} = \overline{q_3^u} . L' = 3{,}49 \text{ x } 1{,}40 = 4{,}89\ KN$$

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \overset{?}{\leq} 0{,}267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0{,}9 \times d = 0{,}9 \times 13{,}4 \Rightarrow a = 12{,}06\ cm$

$T_u^{max} = 4890\ KN \leq 0{,}267 \times 12{,}06 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 241501{,}5\ N$

Donc **:** il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inferieurs : [CBA93/A.5.1.3.2.1].

On doit vérifier que :

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d}\right]$$

$A_{inf} = 1,57\ cm^2 \geq \frac{1,15}{400}\left[4890 + \frac{3420}{0.9 \times 13,4}\right] \times 10^{-2} = 0,13\ cm^2$ →(Condition vérifiée)

Donc : Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{4890}{30 \times 13,4 \times 10^2} = 0,12\ MPa$$

Fissuration peut nuisible : $\overline{\tau_u} = \min\left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right] = 3,34\ MPa$

$\tau_u = 0,12\ MPa < \overline{\tau_u} = 3.34\ MPa$ => Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne ⇒ $\alpha = 90^o$

d) Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]

$$\emptyset_t \geq \min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\ ;\ \emptyset_{l\,min}\right)$$

$$\emptyset_t \geq \min\left(\frac{15,4}{35}\ ;\ \frac{30}{10}\ ;\ 1\right) = 0,44\ cm = 4,4cm$$

On prend : $\emptyset_t = 6$mm de nuance d'acier FeE235 => $2\emptyset_6 \longrightarrow A_t = 0,56\ cm^2$.

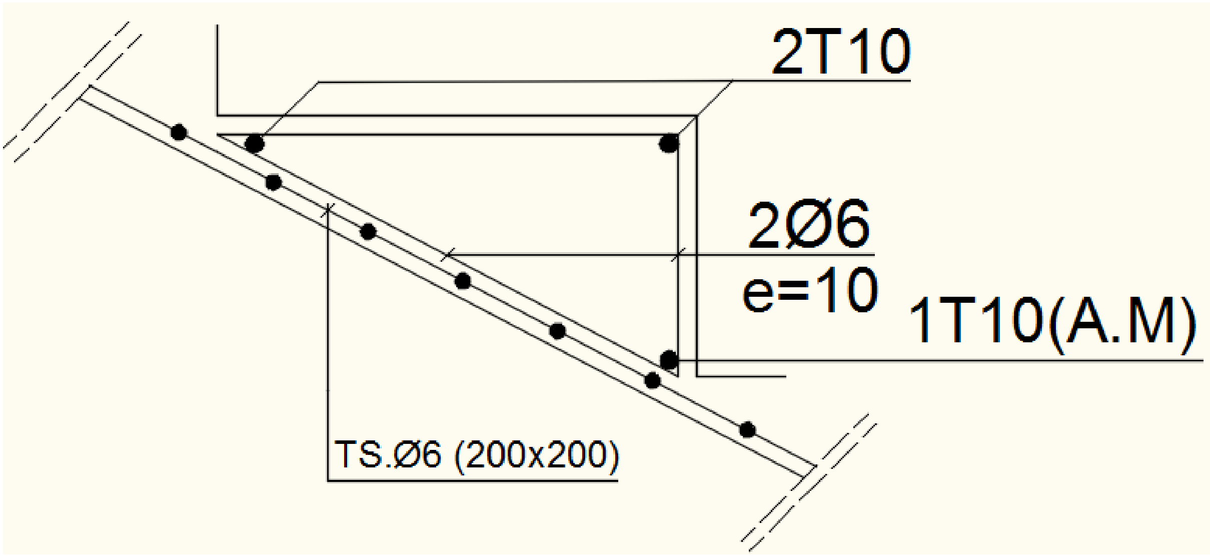


Fig.IV.1.8 : Coupe transversale sur la marche porteuse.

e) Espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3f_{t28} \times k}{0{,}8 \times f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)} \quad [\mathbf{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90° \Rightarrow \sin\alpha = 1; \cos\alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0{,}80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28})} = \frac{0{,}56 \times 0{,}80 \times 235}{30 \times (0{,}12 - 0{,}3 \times 2{,}1)} = -6{,}88 \text{ cm (Valeur rejetée)}$$

$\delta_{t2} \leq \min(0{,}9d\,; 40\text{ cm}) = \min(12{,}06\,; 40) = 12{,}06$ cm **[CBA93/A.5.1.2.2].**

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0{,}4 \times b} = \frac{0{,}56 \times 235}{0{,}4 \times 30} = 10{,}97 \text{ cm} \quad [\mathbf{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 10{,}97$ cm

Donc : On adopte $\delta_t = 10$ cm.

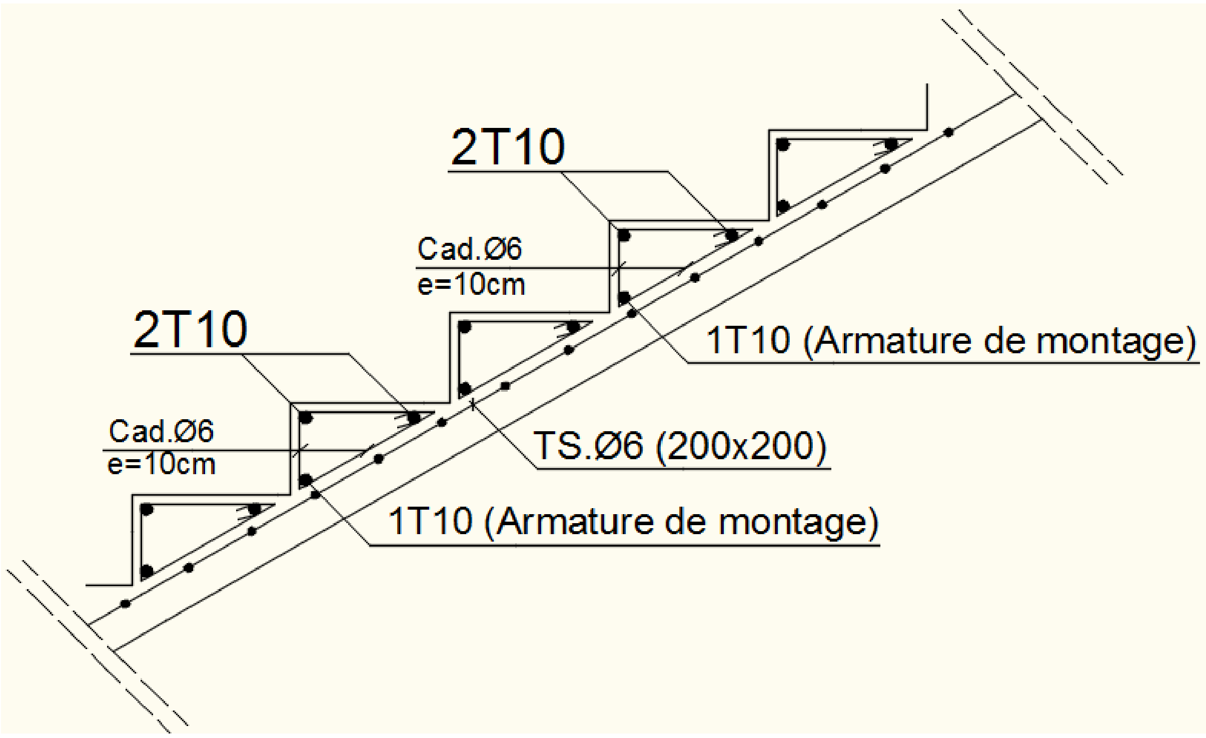


Fig.IV.1.9 : Dessin de ferraillage de la marche porteuse.

B. Paillaisse porteuse :

- Schéma statique :

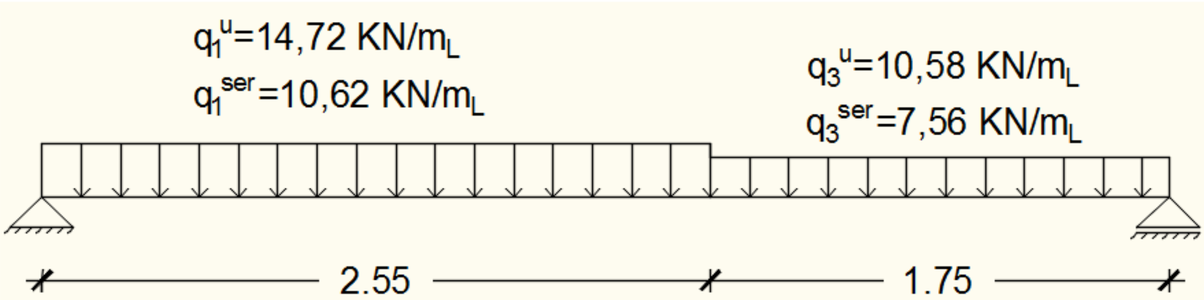


Fig.IV.1.10 : Schéma statique Schéma statique de la paillasse porteuse.

➢ Etat limite ultime (E.L.U.) :

- Calcul des réactions :

➢ $\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \text{ x } 2{,}55 + q_3^u \text{ x } 1{,}75$

$$R_A + R_B = 14{,}72 \text{ x } 2{,}55 + 10{,}58 \text{ x } 1{,}75 \Rightarrow R_A + R_B = 56{,}05 \text{ KN}$$

➢ $\Sigma M_{/B} = 0 \Rightarrow$

$$R_A = \frac{q_1^u \text{ x } 2{,}55 \text{ x } \left(\frac{2{,}55}{2} + 1{,}75\right) + q_3^u \text{x } 1{,}75 \text{ x} \left(\frac{1{,}75}{2}\right)}{4{,}30}$$

$$R_A = \frac{14{,}72 \text{ x } 2{,}55 \text{ x } \left(\frac{2{,}55}{2} + 1{,}75\right) + 10{,}58 \text{ x } 1{,}75 \text{ x } \left(\frac{1{,}75}{2}\right)}{4{,}30} \Rightarrow R_A = 30{,}17 \text{ KN}$$

➢ $\Sigma M_{/A} = 0 \Rightarrow$

$$R_B = \frac{q_1^u \text{ x } 2{,}55 \text{ x } \left(\frac{2{,}55}{2}\right) + q_2^u \text{ x } 1{,}75 \text{ x } \left(\frac{1{,}75}{2} + 2{,}55\right)}{4{,}30}$$

$$R_B = \frac{14{,}72 \text{ x } 2{,}55 \text{ x } \left(\frac{2{,}55}{2}\right) + 10{,}58 \text{ x } 1{,}75 \text{ x } \left(\frac{1{,}75}{2} + 2{,}55\right)}{4{,}30} \Rightarrow R_B = 25{,}88 \text{ KN}$$

Section 1-1 : $0 \le x \le 2{,}76m$

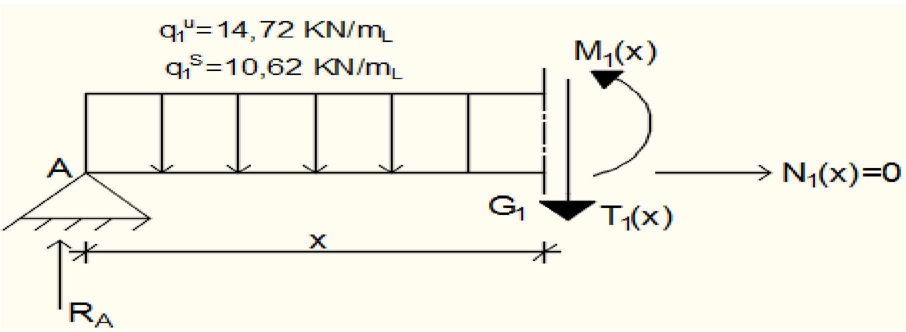


Fig. IV.1.11: Schéma statique pour calcul des efforts.

Equations d'équilibre :

$\sum \mathbf{F/v = 0} =>$

$T(x) = R_A - q_1^u . x$

$T(x) = 30{,}17 - 14{,}72\ x$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 : T(0) = 30{,}17KN \\ x = 2{,}55 : T(2{,}55) = -7{,}37KN \end{cases}$$

$M(x) = R_A . x - q_1^u . \frac{x^2}{2}$

$M(x) = 30{,}17\,x - 14{,}72 . \frac{x^2}{2}$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0KN \\ M(2{,}55) = 29{,}08KN.m \end{cases}$$

- <u>Calcul du moment fléchissant maximum</u> :

$M^u_{max} => T(x_m) = 0 => 30{,}17 - 14{,}72x_m = 0 => x_m = \frac{30{,}17}{14{,}72} = 2{,}05\ \mathrm{m}$

$M^u_{max} = M(2{,}05) = 30{,}17 \times (2{,}05) - 14{,}72 \times \frac{(2{,}05)^2}{2} => M^u_{max} = 30{,}92\ \mathrm{KN.m}$

- **<u>Moment en appuis</u> :**

$M^u_a = -0{,}2M^u_{max} = -6{,}18\ \mathrm{KN.m}$

- **<u>Moment en travée</u> :**

$M^u_t = 0{,}8M^u_{max} = 24{,}74\ \mathrm{KN.m}$

➢ <u>Etat limite de service (E.L.S.)</u> :

- <u>Calcul des réactions</u> :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 21{,}74KN$$
$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 18{,}57KN$$

<u>Section 1-1</u> : $0 \le x \le 2{,}76m$

$T(x) = R_A - q_1^{ser} . x$

$T(x) = 21{,}74 - 10{,}62\ x$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 : T(0) = 21{,}74KN \\ x = 2{,}55 : T(2{,}55) = -5{,}34KN \end{cases}$$

$M(x) = R_{A.}\, x - q_1^{ser}.\frac{x^2}{2}$

$M(x) = 21{,}74\, x - 10{,}62.\frac{x^2}{2}$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0KN \\ M(2{,}55) = 20{,}91KN.m \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

$M_{max}^{ser} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 21{,}74 - 10{,}62x_m = 0 \Rightarrow x_m = \frac{21{,}74}{10{,}62} = 2{,}05\ m$

$M_{max}^{ser} = M(2{,}05) = 21{,}74 \times (2{,}05) - 10{,}62 \times \frac{(2{,}05)^2}{2} \Rightarrow M_{max}^{ser} = 22{,}25\ KN.m$

- **Moment en appuis :**

$M_a^{ser} = -0{,}2M_{max}^{ser} = -4{,}45\ KN.m$

- **Moment en travée :**

$M_t^{ser} = 0{,}8M_{max}^{ser} = 17{,}80\ KN.m$

❖ **Calcul du ferraillage :**

A. En travée :

➢ Etat limite ultime (E L U) :

$$\mathbf{M_t^u = 24{,}74\ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{24740}{14{,}2 \times 100 \times (13)^2} = 0{,}103$

$\mu = 0{,}103 < \mu_L = 0{,}392 \Rightarrow$ A′ n'existe pas et

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348\ MPa$

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}136$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}946$

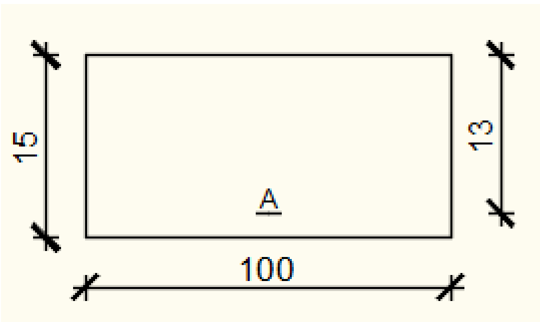


Fig.IV.1.12: Section de calcul de la paillasse en travée.

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{24740}{348 \times 0,946 \times 13} = 5,78\ cm^2/m_L$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,23\ \times b \times d\ \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23\ \times 100 \times 13\ \times \frac{2,1}{400} = 1,57\ cm^2/m_L$$

$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) => A_t^u = 5,78\ cm^2/m_L$

- Choix des armatures :

6T12/m_L $\longrightarrow$ A = 6,79cm^2/m_L

(T12 $\longrightarrow$ e = 15cm).

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\mathbf{M_t^{ser} = 17,80\ KN.m}$$

Flexion simple
Section rectangulaire avec A′∄
Acier FeE400

$\Bigg\}$ => Si $\alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6\times f_{c28}$

Avec : $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{24,74}{17,80} = 1,39$

$$\alpha = 0,142 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \ \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6\times f_{c28} = 15MPa$$

❖ Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ = 15MPa
Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour
(σ_s)

$\Bigg\}$ $\Rightarrow$ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

- Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69cm^2/m_L$$

- Choix des armatures :

5T10/m_L $\longrightarrow$ A = 3,93cm^2/m_L

(T10 $\longrightarrow$ e = 20cm).

B. En appuis :

- Etat limite ultime (E L U) :

$$\mathbf{M_a^u = -6,18\ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6180}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,026$$

$\mu = 0,026 < \mu_L = 0,392 => A'$ n'existe pas et

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l => \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348\ \text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0,033$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha => \beta = 0,987$$

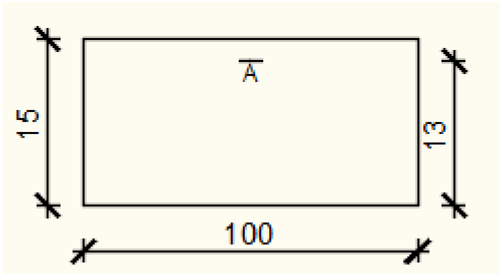


Fig.IV.1.13: section de calcul de paillasse en appuis.

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6180}{348 \times 0,987 \times 13} = 1,38\ \text{cm}^2$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20\ \text{cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) => A_a^u = 1,45\text{cm}^2$$

- Choix des armatures :

5T12 $\longrightarrow$ A = 5,65cm².

(T12 $\longrightarrow$ e = 20cm).

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

$$\mathbf{M_a^{ser} = -4,45KN.m}$$

Flexion simple
Section rectangulaire avec A'∄ $\Bigg\}$ => Si $\alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$
Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{6,18}{4,45} = 1,39$

$$\alpha = 0,034 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

❖ Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15MPa$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s)

$\Rightarrow$ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

- Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5{,}65}{4} = 1{,}41cm^2/m_L$$

- Choix des armatures :

5T10/m_L $\longrightarrow$ A = 3,93 cm^2/m_L

(T10 $\longrightarrow$ e = 20cm).

C. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{max} = 30{,}86KN = 30860N$$

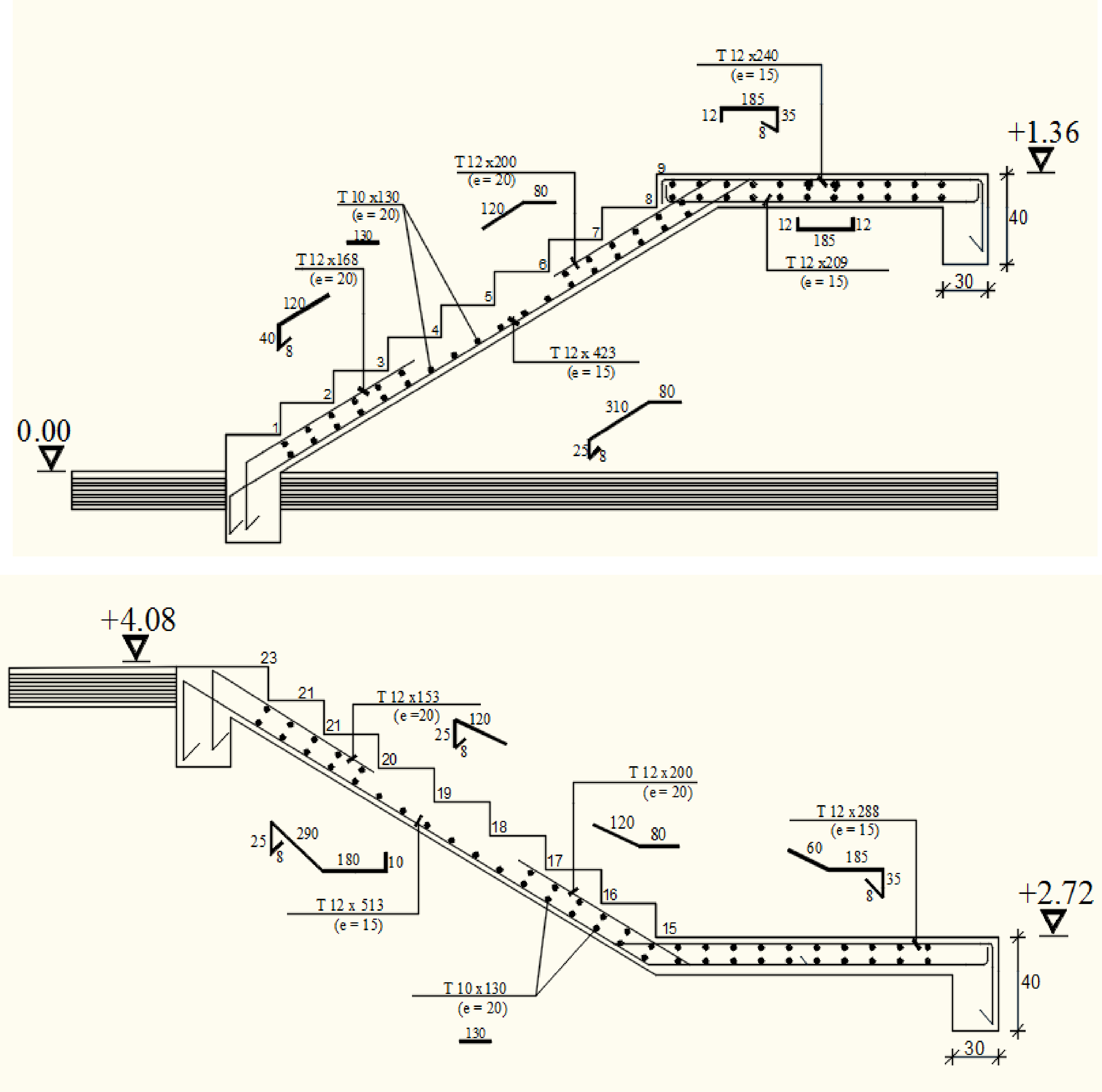
$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{30860}{100 \times 13 \times 100} = 0{,}24MPa$$

$$\overline{\tau_u} = 0{,}05.f_{c28} = 1{,}25\,MPa$$

$\tau_u = 0{,}24\,MPa < \overline{\tau_u} = 1{,}25\,MPa$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

$\Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.



<u>Fig.IV.1.14</u>: Dessin de ferraillage de l'escalier à paillasse porteuse.

IV.1.3- Poutre Brisé :

La poutre brisée est appuyée sur les poteaux et sollicité par les charges provenant des volées et des paliers ainsi que les marches porteuses.

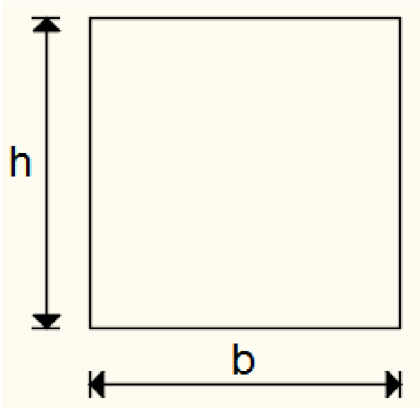


Fig.II.1.15: Section transversale de la poutre brisée.

IV.1.3.1- Pré-dimensionnement :

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

- Critère de flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : Longueur de la poutre ;

h : Hauteur totale de la poutre et

b : Largeur de la poutre.

- Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- $b \geq 20cm$;
- $h \geq 30cm$ et
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$.

$$L = (2 \text{ x } 1{,}45) + \left(\frac{1{,}5}{\cos 29{,}54}\right) = 4{,}62\text{m}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{462}{15} \leq h \leq \frac{462}{10} \Rightarrow 30{,}80 \text{ cm} \leq h \leq 46{,}20 \text{ cm}$$

On prendra **: b=30cm ; h=40cm**

- Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

$$\left.\begin{array}{l} b=30cm \geq 20cm \\ h=35cm \geq 30cm \\ 0{,}25 \leq \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1{,}33 \leq 4 \end{array}\right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Donc; la section de la poutre brisée est de dimensions **(30×40) cm^2**.

IV.1.3.2- Evaluation des charges :

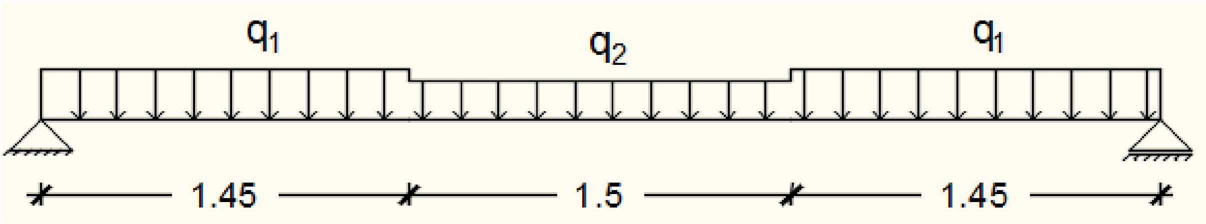


Fig. IV.1.16 : Schéma statique de la poutre brisée.

$$q_u^{eq} = \frac{q_2 \times l_2 + 2 \times q_1 \times l_1}{l_2 + 2l_1} + (g_p + g'_m)$$

g_p ; g_{mur} : Poids propre de la poutre brisée et du mur respectivement ;

q_1 : Charge uniformément répartie due aux réactions de la paillasse porteuse ;

q_2 : Charge uniformément répartie due aux marches porteuses et

$q_{éq}$: Charge équivalente sollicitant la poutre brisée.

- Calcul du poids propre gp de la poutre brisée :

$g_p = b \times h \times \gamma_{beton}$

$g_p = 0,4 \times 0,3 \times 25 \longrightarrow g_p = 300$ daN/ml

- Calcul de la charge due au poids du mur :

$g'_{mur} = G_{mur} \times \frac{h_e}{2}$

Épaisseur du mur : e_p= 30 cm $\Rightarrow g_{mur} = (130 + 90 + 2 \times 1,5 \times 18) = 274\ \text{daN/m}^2$

Hauteur libre d'étage : h_e = 4,08 – 0,45 = 3,63 m $\Rightarrow g'_{mur} = 274 \times \frac{3,63}{2} = 497,31\ \text{daN/ml}$

- **Combinaison fondamentales :**
  - Etat limite ultime (E.L.U.) :

$q_u^1 = R_B^u = 2588\ \text{daN/ml}$

$q_u^3 = R_B^u = 2588\ \text{daN/ml}$

$q_u^2 = \frac{q_u \times L}{g}$ (n: nombre des contres marches)

$$q_u^2 = \frac{349 \times 1,55}{0,3} = 1803,17\ \text{daN/ml}$$

$$q_u^{eq} = \frac{1803{,}17 \times 1{,}5 + 2 \times 2668 \times 1{,}45}{1{,}5 + 2 \text{ x } 1{,}45} + 1{,}35\ (300 + 497{,}31\ )$$

$$q_u^{eq} = 3449{,}54 \text{ daN/ml}$$

• **<u>Calcul du moment fléchissant maximum</u> :**

$$M_0^u = \frac{q_{eq}^u \times l^2}{8} = \frac{3449{,}54 \times 4{,}4^2}{8} = 8347{,}89 \text{ daN.m}$$

❖ **<u>En travée</u> :**

$$M_t^u = 0{,}8 \times M_0^u = 6678{,}31 \text{ daN.m}$$

❖ **<u>En appuis</u> :**

$$M_a^u = -0{,}2 \times M_0^u = -1669{,}58 \text{ daN.m}$$

➢ <u>Etat limite de service (E.L.S.)</u> :

$$q_s^1 = R_B^s = 1857 \text{ daN/ml}$$

$$q_u^3 = R_B^u = 1857 \text{ daN/ml}$$

$$q_s^2 = \frac{q_s \times L}{g}$$

$$q_s^2 = \frac{250 \times 1{,}55}{0{,}3} = 1291{,}67 \text{ daN/ml}$$

$$q_s^{eq} = \frac{1291{,}67 \times 1{,}5 + 2 \times 1857 \times 1{,}45}{1{,}5 + 2 \text{ x } 1{,}45} + (300 + 497{,}31)$$

$$q_s^{eq} = 2461{,}59 \text{ daN/ml}$$

$$M_0^s = \frac{q_{eq}^u \times l^2}{8} = \frac{2461{,}59 \times 4{,}40^2}{8} = 5957{,}05 \text{ daN.m}$$

❖ **<u>En travée</u> :**

$$M_t^{ser} = 0{,}8 \times M_0^u = 4765{,}64 \text{ daN.m}$$

❖ **<u>En appuis</u> :**

$$M_a^{ser} = -0{,}2 \times M_0^u = -1191{,}41 \text{ daN.m}$$

Tableau.IV.1.1 : Tableau des moments

	E.L.U	E.L.S
Travée	6678,31	4765,64
Appuis	−1669,58	−1191,41

IV.1.3.3- Calcul du ferraillage :

A. En travée :

➢ Etat limite ultime (E L U) :

$$\mathbf{M_t^u = 66783,1\ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{66783,1}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,121$$

$\mu = 0,121 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$ A′ n'existe pas et

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348$ MPa

$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,162$

$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,935$

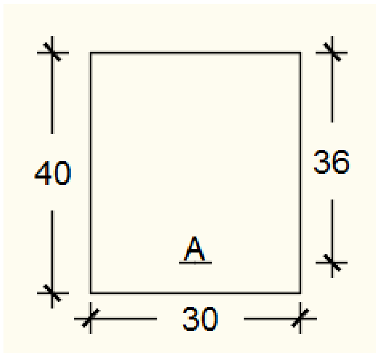


Fig.IV.1.17: Section de calcul de la poutre en travée.

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{66783,1}{348 \times 0,935 \times 36} = 5,70\text{cm}^2$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30\text{cm}^2$$

$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 5,70\text{cm}^2$

- Choix des armatures :

6T12 ⟶ A = 6,79cm².

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\mathbf{M_t^s = 47656,4\ N.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A′∄

Acier FeE400

$$\left.\begin{array}{l}\text{Flexion simple}\\ \text{Section rectangulaire avec } A'\nexists\\ \text{Acier FeE400}\end{array}\right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha^? \le \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \le \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{66783{,}1}{47656{,}4} = 1{,}39$

$$\alpha = 0{,}121 < \frac{1{,}39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}445 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15MPa$$

❖ Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s)

$\Rightarrow$ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

B. En Appuis :

➢ Etat limite ultime (E L U) :

$$\mathbf{M_a^u = -16695{,}8\ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16695{,}8}{14{,}2 \times 30 \times (36)^2} = 0{,}030$$

$\mu = 0{,}030 < \mu_L = 0{,}392 \Rightarrow$ A′ n'existe pas et

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348\ \text{MPa}$

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}038$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}985$

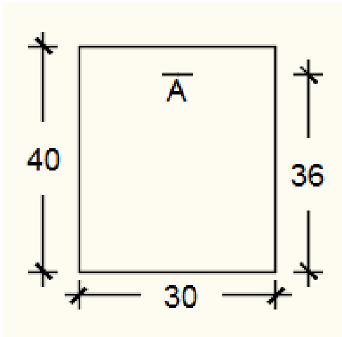


Fig.IV.1.18: Section de calcul de la poutre en appuis.

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16695{,}8}{348 \times 0{,}985 \times 36} = 1{,}35\ \text{cm}^2$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 30 \times 36 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}30\text{cm}^2$$

$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 1{,}35\ \text{cm}^2$

- Choix des armatures :

3T12 ⟶ A = 3,39 cm^2.

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\mathbf{M_a^s = -1191{,}41\ N.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \nexists$

Acier FeE400

$\Rightarrow$ Si $\alpha \overset{?}{\leq} \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28}$

Avec : $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{16695{,}8}{11914{,}1} = 1{,}39$

$$\alpha = 0{,}030 < \frac{1{,}39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}445 \Rightarrow \sigma_b \le \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15MPa$$

❖ Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s)

$\Rightarrow$ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

- **Moment de torsion :**

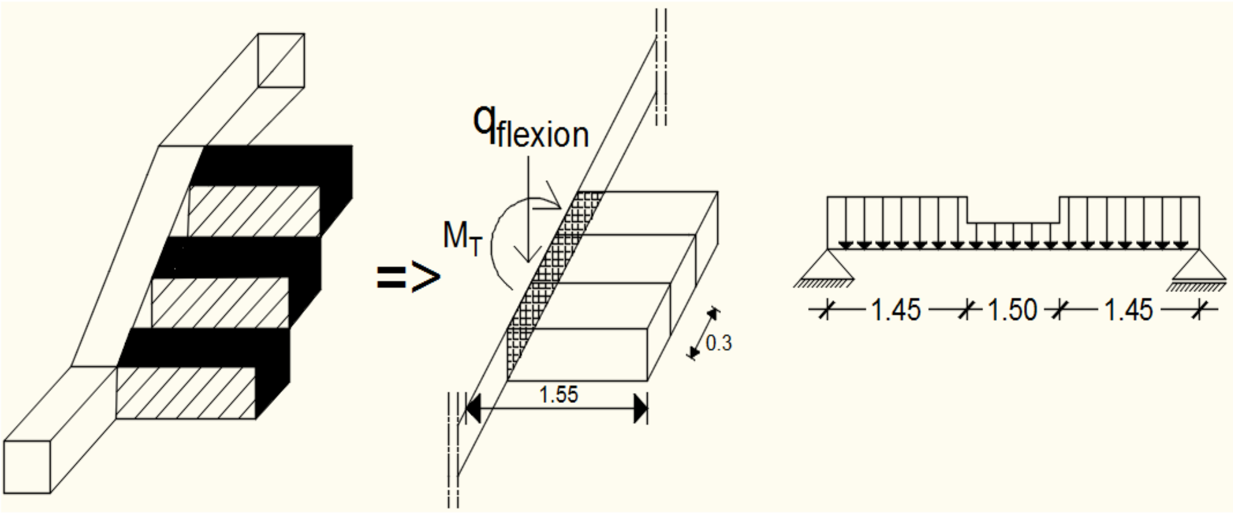


Figure IV.1.19 : schéma des marches porteuses (effet de torsion).

$M_{T/marche} = \frac{q \times L^2}{2}$ pour 5 marches on a : $M_{T/marche} = 5 \times \frac{q \times L^2}{2}$

❖ **Moment en travée :** moment de torsion dû aux 5 marches

$M_T^u = 5 \times \frac{q_u \times L^2}{2} = 5 \times \frac{3{,}49 \times 1{,}55^2}{2} = 20{,}961 \text{ KN.m}$

❖ **Moment en appuis :** effet du moment de torsion en travée aux appuis

$$M_{TB} = M_{TC} = -\frac{1}{2} M_T^u = -\frac{20{,}961}{2} = -10{,}480 \text{ KN.m}$$

- **Déterminations des armatures : [CBA91/A5.4.2.2]**

$e = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$

$\Omega = 35 \times 25 = 875 \text{ cm}^2$

$U = (35 + 25) \times 2 = 120 \text{ cm}^2$

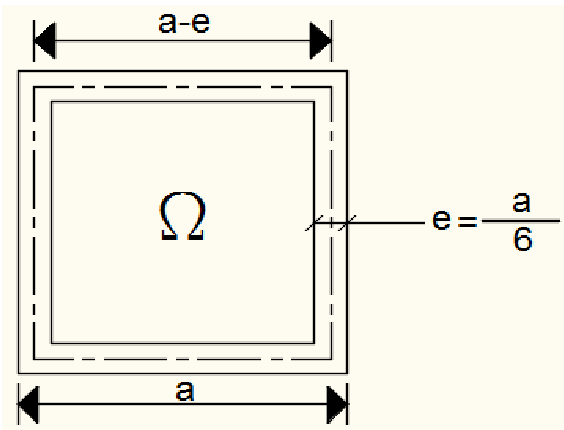


Fig. IV.1.20: Section du calcul.

- **Calcul des armatures longitudinales : [Article CBA91/A5.4.4]**

A. En travée :

$$A_{Tt} = \frac{U.M_T^u}{2.\Omega.\frac{f_e}{\delta_s}} = \frac{120 \times 20961}{2 \times 875 \times \frac{400}{1,15}} = 4,14 \text{ cm}^2$$

B. En appuis :

$$A_{Ta} = \frac{U.M_{TC}}{2.\Omega.\frac{f_e}{\delta_s}} = \frac{120 \times 10480}{2 \times 875 \times \frac{400}{1,15}} = 2,06 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales :

$$A_{min} = \frac{0,4 \times e \times U}{f_e} = \frac{0,4 \times 5 \times 120}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$A_{Tt} = \min(A_{Cal}; A_{min}) = 4,14 \text{ cm}^2$

$A_{Ta} = \min(A_{Cal}; A_{min}) = 2,06 \text{ cm}^2$

- Conclusion :

$A_{Tt} + A_t^u = 5,70 + 4,14 = 9,84 \text{ cm}^2$

$A_{Ta} + A_a^u = 1,35 + 2,06 = 3,41 \text{ cm}^2$

- Choix des armatures :

En travée : 7T14 ⟶ A = 10,78 cm^2

En appuis : 3T14 ⟶ A = 4,62 cm^2

- **Calcul des armatures transversales :**

❖ **Cas de Flexion :**

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]

$$T_u^{max} = \frac{q_{eq} x\, L}{2} = \frac{3449,54 \ \ x\, 4,4}{2} = 7588,99 \text{ daN/m}_L$$

$T_u \overset{?}{\leq} 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$

Avec : $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 => a = 32,4$ cm

$T_u^{max} = 75889,9 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$

Donc : il n'ya 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 :

$$A_{inf} \overset{?}{\geq} \frac{\gamma_s}{f_e}\left[T_u + \frac{M_a^u}{0{,}9 \times d}\right]$$

$A_{inf} = 4{,}62\ cm^2 \geq \frac{1{,}15}{400}\left[75889{,}9\ + \frac{16695{,}8}{0{,}9 \times 36}\right] \times 10^{-2} = 2{,}19\ cm$ ➔(Condition vérifiée)

Donc : Il n'ya 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]

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{75889{,}9}{30 \times 36 \times 10^2} = 0{,}70\ MPa$$

Fissuration peut nuisible : $\overline{\tau_u} = \min\left[0{,}2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\ MPa\right] = 3{,}34\ MPa$

$\tau_u = 0{,}70\ MPa\ < \overline{\tau_u} = 3{,}34\ MPa$ => 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 :

$$\emptyset_t \geq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_{l\,min}\right)$$

$$\emptyset_t \geq \min\left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1\right) = 1cm = 10\ mm$$

On prend : $\emptyset_t = 8mm$ de nuance d'acier FeE235 => $4\emptyset_8 \longrightarrow A_t = 2{,}01cm^2$

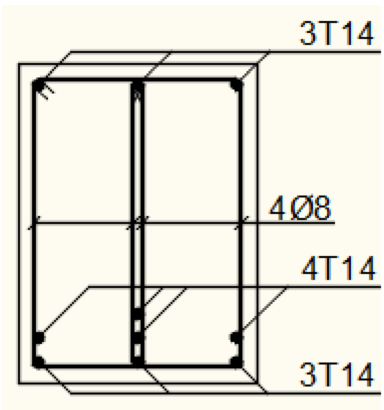


Fig. IV.1.21: Armatures longitudinales et transversales.

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{t28} \times k}{0{,}8 \times f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)} \quad [\mathbf{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90° \Rightarrow \sin\alpha = 1 ; \cos\alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0{,}80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28})} = \frac{2{,}01 \times 0{,}80 \times 235}{30 \times (0{,}70 - 0{,}3 \times 2{,}1)} = 179{,}94 \text{ cm}$$

$\delta_{t2} \leq \min(0{,}9d\,; 40 \text{ cm}) = \min(32{,}4\,; 40) = 32{,}4$ cm **[CBA93/A.5.1.2.2].**

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0{,}4 \times b} = \frac{2{,}01 \times 235}{0{,}4 \times 30} = 39{,}36 \text{ cm } [\textbf{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2};\ \delta_{t3}) = 32{,}4$ cm

Donc : On adopte $\delta_t = 15$ cm.

- ❖ **Cas de torsion :**

a. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : [CBA93/A.5.4.2.1/A.5.3]

La contrainte tangente de torsion s'évalue par la formule :

$$\tau_u = \frac{M_T^{max}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20961}{2 \times 875 \times 5} = 2{,}39 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\overline{\tau_u} = \min\left[0{,}2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right] = 3{,}34$ MPa

$\tau_{ut}^2 + \tau_{uf}^2 = (2{,}39)^2 + (0{,}70)^2 = 6{,}20 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u}^2 = (3{,}34)^2 = 11{,}16$ MPa

$\tau_{ut}^2 + \tau_{uf}^2 = 6{,}20 \text{ MPa} < \overline{\tau_u}^2 = 11{,}16$ MPa => Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Alors On a : $\emptyset_t = 8$mm de nuance d'acier FeE235 => $4\emptyset_8 \longrightarrow A_t = 2{,}01 \text{cm}^2$

- L'espacement des armatures transversales :

$$\delta_t \leq \frac{2 \times \Omega \times A_t}{M_T^u} \times \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{2 \times 875 \times 2{,}01}{20961} \times \frac{235}{1{,}15} = 34{,}29 \text{ cm } [\textbf{CBA93/A.5.4.4}]$$

- Armatures minimales :

$$A_{min} = \frac{0{,}4 \times e \times \delta_t}{f_e} = \frac{0{,}4 \times 5 \times 34{,}29}{235} = 0{,}29 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte $\delta_t = 10$ cm en zone nodale

$\delta_t = 15$ cm en zone courante

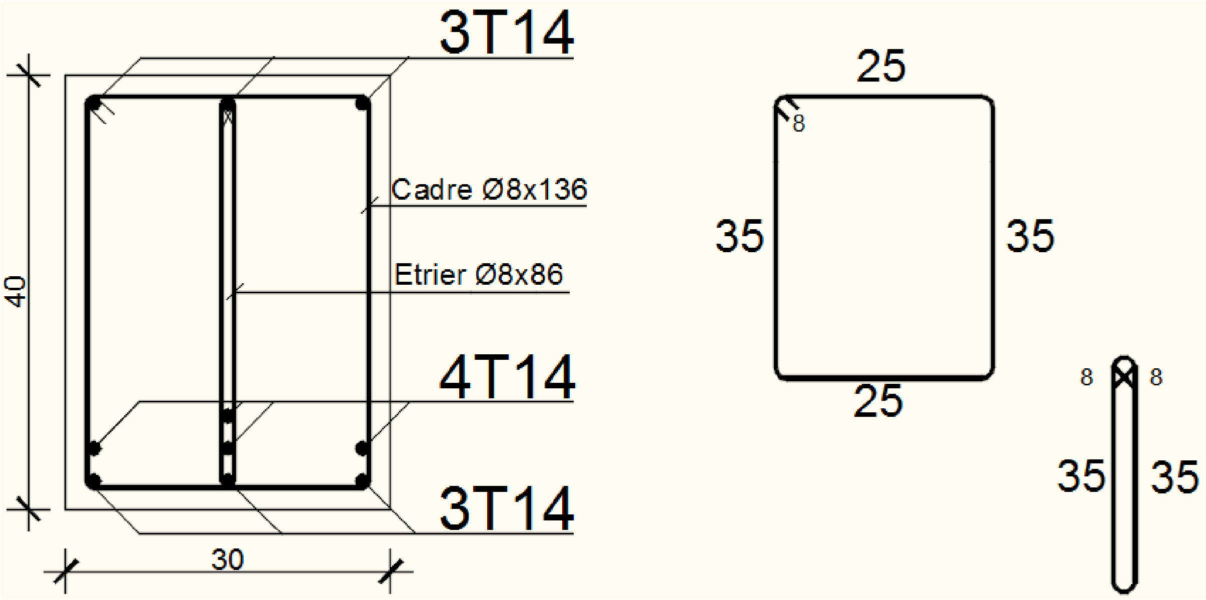


Fig.IV.1.22: Dessin de ferraillage de la poutre brisée en travée.

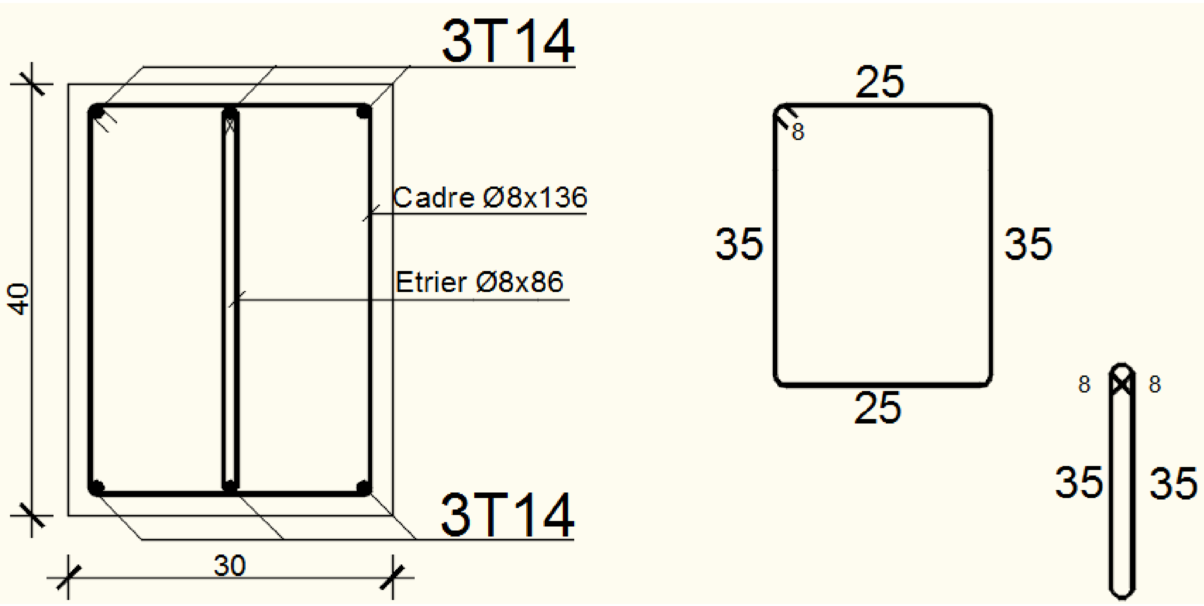


Fig.IV.1.23: Dessin de ferraillage de la poutre brisée en appuis.

IV.1.4- Escalier Type 02 :

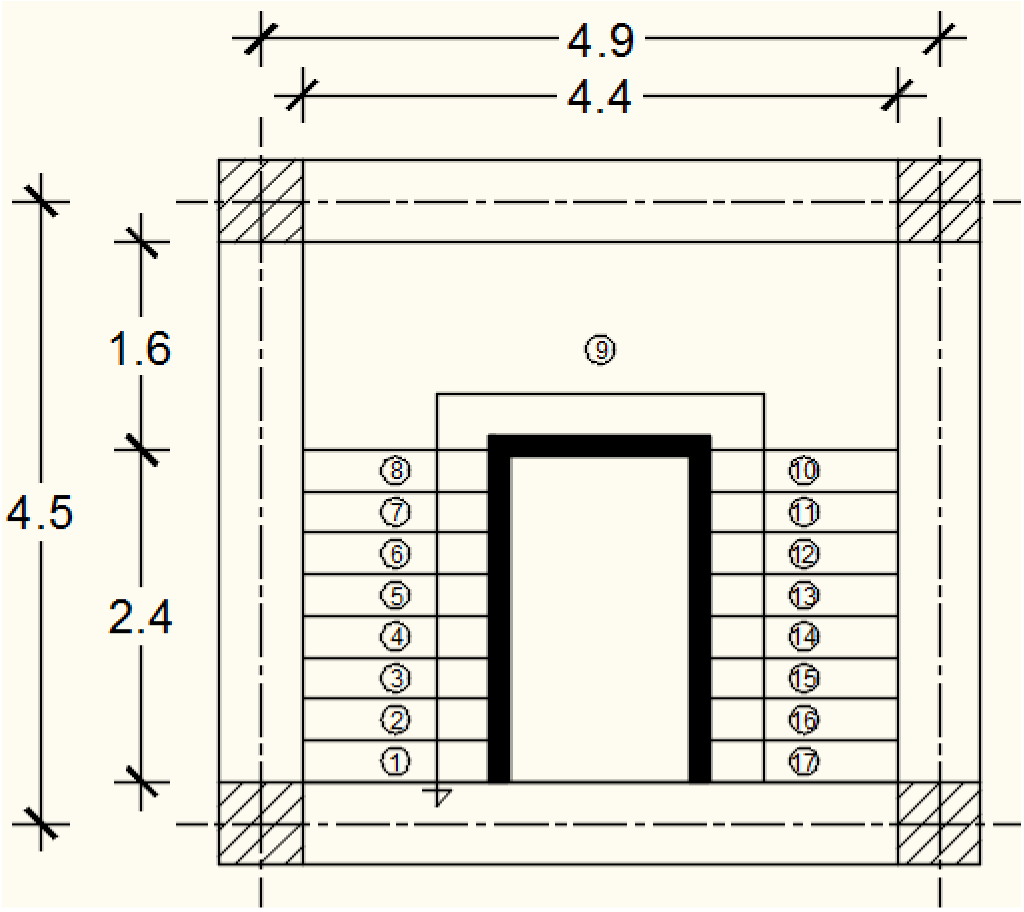


Fig. IV.1.24 : Vue en plan de la cage d'escalier type2.

IV.1.4.1- Pré-dimensionnement :

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

$59\ cm \le g + 2h \le 66\ cm$;

h = 17cm ; g = 30cm.

Selon la formule de «BLONDEL» ; il faut que :

$59\ \text{cm} \le g + 2h \le 66\ \text{cm} \Rightarrow 59\ \text{cm} \le 30 + 2 \times 17 = 64\ \text{cm} \le 66\ \text{cm}$ (Condition vérifiée).

- **Contre marches :**

N$_C$: nombre des contre marches.

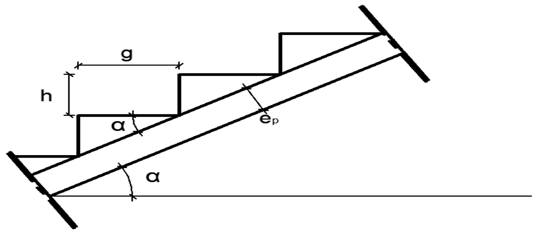
$$\text{Nc} = \frac{\text{H}}{\text{h}} = \frac{306}{17} = 18\ \text{Contre marche}$$

n= N-1: nombre des marche par volées

On aura24 contre marche $\begin{cases} 9\ \text{Contre marche pour La } 1^{ere}\ \text{volées} \Longrightarrow n=8 \\ 9\ \text{Contre marche pour La } 1^{ere}\ \text{volées} \Longrightarrow n=8 \end{cases}$

- **<u>L'inclinaison de la paillasse</u> :**

$$tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0{,}57 \Rightarrow \alpha = 29{,}54°$$



<u>Fig.IV.1.25</u>: coupe sur paillasse.

- **<u>La longueur de la paillasse</u> :**

$\mathrm{L} = \mathrm{L}' + \mathrm{L_{palier}}$

$$\mathrm{L}' = \frac{\mathrm{h} \times \mathrm{n}}{\sin \alpha}$$

$$\mathrm{L}' = \frac{0{,}17 \times 8}{\sin 29{,}54} = \frac{1{,}36}{\sin 29{,}54} \Rightarrow \mathrm{L} = 2{,}76 \text{ m}$$

$\mathrm{L} = \mathrm{L}' + \mathrm{L_{palier}} = 2{,}76 + 1{,}60 = 4{,}36 \text{ m}$

- **<u>Epaisseur de la paillasse</u> :** (paillasse porteuse)

Condition de résistance : $\frac{\mathrm{L}}{30} < \mathrm{e} < \frac{\mathrm{L}}{20} \Rightarrow \frac{436}{30} < \mathrm{e} < \frac{436}{20} \Rightarrow 14{,}53 < \mathrm{e} < 21{,}8(\mathrm{cm})$

On prend : **ep_1= 15cm.**

IV.1.4.2- <u>Descente de charges</u> :

(Escalier à paillasse avec un seul palier)

1-<u>volée</u> :

d) <u>Charges permanentes</u> :

1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) ……….................1,04 KN/m²

2- Revêtement vertical (1.04 x $\frac{h}{g}$)…………………………………………….....0,5894 KN/m²

3- Poids propre des marches (22 x $\frac{h}{2}$)...…....1,87 KN/m²

4- Poids propre de la paillasse ($2 \times \frac{ep_1}{\cos\alpha}$) ....…....4,31 KN/m²

5- Enduit au ciment ($0.18 \times \frac{1.5}{\cos\alpha}$)……………………………………….……….0,31 KN/m²

G_1= 8,12KN/m²

e) <u>Surcharge d'exploitation</u> :

Locaux à usage d'habitation ou bureau ⇒ **Q_1 = 2,5 KN/m².**

f) Combinaisons fondamentales :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$q_1^u = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35\times8.12 + 1,5\times2,5 = 14,72$ KN/m².

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

$q_1^{ser} = G_1 + Q_1 = 8,12 + 2,5 = 10,62$ KN/m².

Pour une bande de 1m de largeur :

$\overline{q_1}^u = q_1^u \times1,00 = 14,712 \times 1.00 = 14,72$ KN/m$_L$.

$\overline{q_1}^{ser} = q_1^{ser} \times1,00 = 10,62 \times 1,00 = 10,62$ KN/m$_L$.

2-Palier :

c) Charges permanentes :

1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) ……….................1,04 KN/m²

2- Poids propre du palier (25x e_{p1})……. ……………………..........…………3,75 KN/m²

3- Poids propre des marches (0,18 KN/m²/cm x1.5 cm) ……..................................0,27KN/m²

G_2= 5,06 KN/m²

d) Surcharge d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow$ **Q_2 = 2,5 KN/m².**

d) Combinaisons fondamentales :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$q_2^u = 1,35G_2 + 1,5Q_2 = 1,35\times5,06 + 1,5\times2,5 = 10,58$ KN/m².

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

$q_2^{ser} = G_2 + Q_2 = 5,06 + 2,5 = 7,56$ KN/m².

Pour une bande de 1m de largeur :

$\overline{q_2}^u = q_2^u \times1,00 = 10,581 \times 1.00 = 10,58$ KN/m$_L$.

$\overline{q_2}^{ser} = q_2^{ser} \times1,00 = 7,56 \times 1,00 = 7,56$ KN/m$_L$.

Schéma statique :

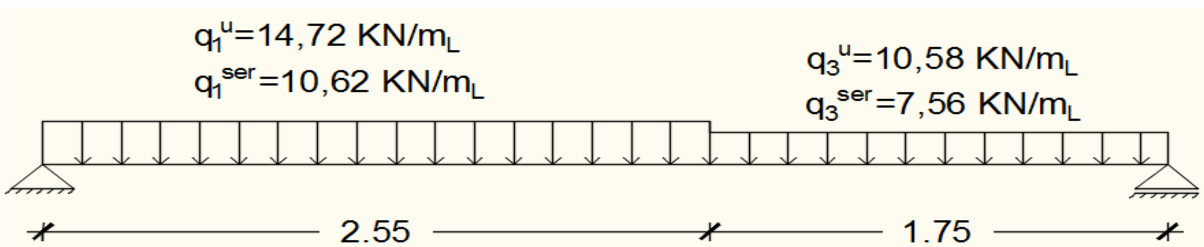


Fig.IV.1.26 : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec palier de repos.

- Etat limite ultime (E.L.U.):

- Calcul des réactions :

  - R_A=30,17 KN
  - R_B=25,88 KN

- Calcul du moment fléchissant maximum :

$M_{max}^{u} = M\ (2{,}05)\ =\ 30{,}92\ KN.m$

- **Moment en appuis :**

$M_{a}^{u} = -0{,}2M_{max}^{u} = -6{,}18\ KN.m$

- **Moment en travée :**

$M_{t}^{u} = 0{,}8M_{max}^{u} = 24{,}74\ KN.m$

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

- Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 21{,}74 KN$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 18{,}57 KN$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

$M_{max}^{ser} = M\ (2{,}05)\ =\ 22{,}25\ KN.m$

- **Moment en appuis :**

$M_{a}^{ser} = -0{,}2M_{max}^{ser} = -4{,}45\ KN.m$

- **Moment en travée :**

$M_{t}^{ser} = 0{,}8M_{max}^{ser} = 17{,}80\ KN.m$

IV.1.4.3- Calcul du ferraillage :

A. En travée :

  - Etat limite ultime (E L U) :

$$\mathbf{M_t^u = 24,74\ KN.m}$$

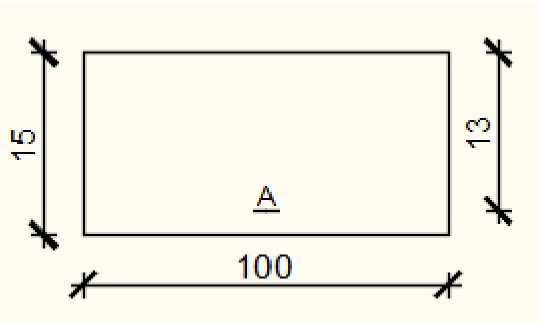


Fig.IV.1.27: Section de calcul de la paillasse en travée.

- Vérification de l'existence des armatures Comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{24740}{14{,}2 \times 100 \times (13)^2} = 0{,}103$$

$\mu = 0{,}103 < \mu_L = 0{,}392\ \ => (\text{acier FeE400})\ \ =>$ A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s\ > 1000\varepsilon_l$

$=> \sigma_s = \dfrac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0{,}136$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha => \beta = 0{,}946$

- Détermination des armatures :

$A^u = \dfrac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \dfrac{24740}{348 \times 0{,}946 \times 13} = 5{,}78 \text{ cm}^2/m_L$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

$A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \times \dfrac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 100 \times 13 \times \dfrac{2{,}1}{400} = 1{,}57 \text{ cm}^2/m_L$

$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) => A_t^u = 5{,}78 \text{ cm}^2/m_L$

- Choix des armatures :

6T12/m_L $\longrightarrow$ A = 6,79cm^2/m_L

(T12 $\longrightarrow$ e = 15cm).

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\mathbf{M_t^{ser} = 17{,}80 \text{ KN.m}}$$

$$\left.\begin{array}{l}\text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \nexists \\ \text{Acier FeE400}\end{array}\right\} => \text{Si } \alpha^? \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28}$$

Avec : $\gamma = \dfrac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \dfrac{24{,}74}{17{,}80} = 1{,}39$

$$\alpha = 0{,}142 < \frac{1{,}39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}445 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15MPa$$

❖ Conclusion :

$$\left.\begin{array}{l}\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible}\end{array}\right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour (σ_s)

- Armatures de répartition :

$A_r^t \geq \dfrac{A_t}{4} = \dfrac{6{,}79}{4} = 1{,}69 \text{cm}^2/m_L$

- Choix des armatures :

$5T10/m_L \longrightarrow A = 3{,}93 cm^2/m_L$

$(T10 \longrightarrow e = 20cm)$.

D. **En appuis :**

➢ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_a^u = -6,18\ KN.m$$

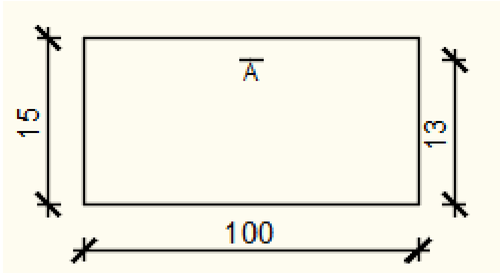


Fig.IV.1.28: section de calcul de paillasse en appuis.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6180}{14{,}2 \times 100 \times (13)^2} = 0{,}026$$

$\mu = 0{,}026 < \mu_L = 0{,}392 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow$ A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348\ MPa$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}034$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}987$$

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6180}{348 \times 0{,}987 \times 13} = 1{,}38\ cm^2$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0{,}0008 \times b \times h = 0{,}0008 \times 100 \times 15 = 1{,}20\ cm^2/m_L$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 1{,}45 cm^2$$

- Choix des armatures :

$5T12 \longrightarrow A = 5{,}65 cm^2$.

$(T12 \longrightarrow e = 20cm)$.

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = -4,45 KN.m$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A'∄

Acier FeE400

$\Rightarrow$ Si $\alpha^? \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28}$

Avec : $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{6{,}18}{4{,}45} = 1{,}39$

$$\alpha = 0{,}034 < \frac{1{,}39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}445 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15MPa$$

❖ Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15MPa$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

$\Rightarrow$ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

- Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5{,}65}{4} = 1{,}41cm^2/m_L$$

- Choix des armatures :

$5T10/m_L \longrightarrow A = 3{,}93cm^2/m_L$

$(T10 \longrightarrow e = 20cm)$.

E. Vérification des contraintes de cisaillement :

$T_u^{max} = 30{,}86KN = 30860N$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \text{ x } d} = \frac{30860}{100 \text{ x } 13 \text{ x } 100} = 0{,}24MPa$$

$\overline{\tau_u} = 0{,}05.\,f_{c28} = 1{,}25\,MPa$

$\tau_u = 0{,}24MPa < \overline{\tau_u} = 1{,}25MPa$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

$\Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

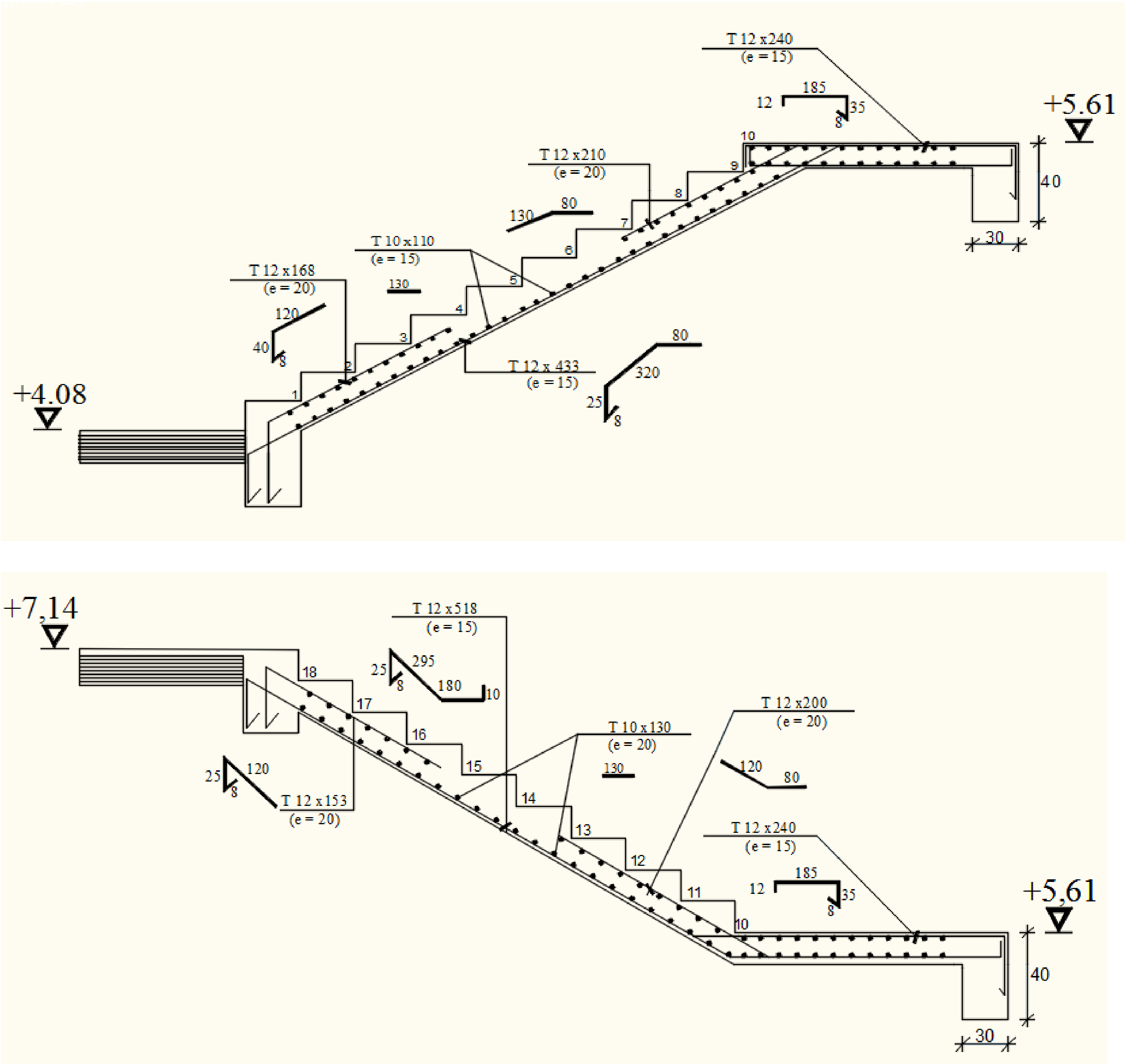


Fig.IV.1.29: Dessin de ferraillage de l'escalier à paillasse porteuse.

IV.1.5- **Poutre palier :**

IV.1.5.1- **Pré-dimensionnement :**

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

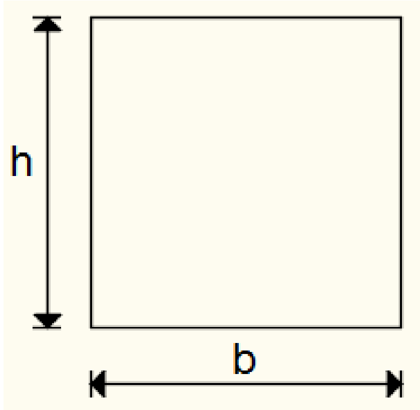


Fig.II.1.30 : Section transversale d'une poutre.

❖ Critère de flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : Longueur de la poutre ;

h : Hauteur totale de la poutre et

b : Largeur de la poutre.

❖ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- $b \geq 20cm$;
- $h \geq 30cm$ et
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$.

L=490cm

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32{,}66\ cm \leq h \leq 49\ cm$$

On prendra **: b=30cm ; h=40cm**

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

$$\left.\begin{array}{l} \bullet\ b=30cm \geq 20cm \\ \bullet\ h=35cm \geq 30cm \\ \bullet\ 0.25 \leq \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1{,}34 \leq 4 \end{array}\right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Donc : la section de la poutre palier est de dimension **(30×40) cm²**.

IV.1.5.2- **Evaluation des charges :**

➢ Calcul du poids propre gp de la poutre brisée :

$$g_p = b \times h \times \gamma_{beton}$$

$$g_p = 0{,}4 \times 0{,}3 \times 25 \longrightarrow g_p = 300\ daN/m_L$$

➢ Calcul de la charge due au poids du mur :

$g'_{mur} = G_{mur} \times \frac{h_e}{2}$

Épaisseur du mur : e_p= 30 cm $\Rightarrow G_{mur} = 90 + 130 + 2 \times 1{,}5 \times 18 = 274\ daN/m^2$

Hauteur libre d'étage : h_e = 3,06 – 0,45 = 2,61 m $\Rightarrow g'_{mur} = 274 \times \frac{2{,}61}{2} = 357{,}57 daN/mL$

➢ Réaction de la volée et du palier :

R_B=2588 daN/m_L

- **Combinaison fondamentales :**

➢ Etat limite ultime (E.L.U.) :

q_u= $1{,}35(g_p + g'_{mur})+R_B \Longrightarrow$ q_{ser}= 1,35(300 + 357,57) + 2588

q_u= 3475,72 daN/m_L

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

q_{ser}= $(g_p + g'_{mur})+R_B \Longrightarrow$ q_{ser}= (300 + 357,57) + 2588

q_{ser}= 3245,57 daN/m_L

- Schéma statique :

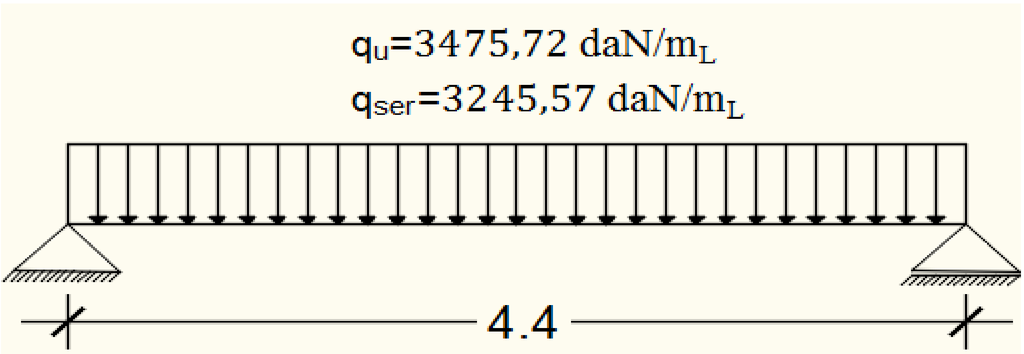


Fig.IV.1.31 : Schéma statique de la poutre palier.

- **Calcul du moment fléchissant maximum :**

➢ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_0^u = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{3475{,}72 \times 4{,}40^2}{8} = 8411{,}25\ daN.m$$

❖ **En travée :**

$$M_t^u = 0{,}8 \times M_0^u = 6729\ daN.m$$

❖ **En appuis :**

$$M_a^u = -0{,}2 \times M_0^u = -1682{,}25\ daN.m$$

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_0^{ser} = \frac{qser \times l^2}{8} = \frac{3245{,}57 \times 4{,}40^2}{8} = 7854{,}28 \text{ daN.m}$$

❖ **<u>En travée</u> :**

$$M_t^{ser} = 0{,}8 \times M_0^u = 6283{,}43 \text{ daN.m}$$

❖ **<u>En appuis</u> :**

$$M_a^{ser} = -0{,}2 \times M_0^u = -1570{,}86 \text{ daN.m}$$

<u>Tableau.IV.1.2</u> : Tableau des moments

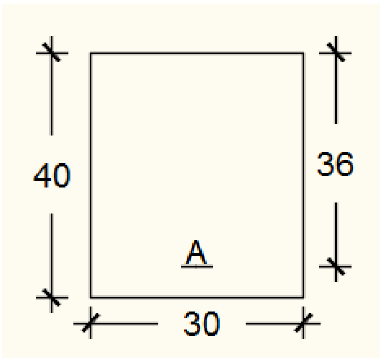
	E.L.U	E.L.S
Travée	6729	6283,43
Appuis	−1682,25	−1570,86

IV.1.5.3- <u>Calcul du ferraillage</u> :

B. <u>En travée</u> :

➢ <u>Etat limite ultime (E L U)</u> :

$$\mathbf{M_t^u = 6729\ N.m}$$



<u>Fig.IV.1.32</u>: Section de calcul de la poutre en travée.

- <u>Vérification de l'existence des armatures comprimées</u> :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{67290}{14{,}2 \times 30 \times (36)^2} = 0{,}122$$

$\mu = 0{,}122 < \mu_L = 0{,}392 \Rightarrow A'$ n'existe pas et

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}163$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}935$$

- <u>Détermination des armatures</u> :

$$A^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{67290}{348 \times 0{,}935 \times 36} = 5{,}75 \text{ cm}^2$$

- <u>Condition de non fragilité</u> : **[CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 30 \times 36 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}30 \text{cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 5{,}75 \text{ cm}^2$$

- <u>Choix des armatures</u> :

6T12 ⟶ $A = 6{,}79$ cm²

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\mathbf{M_t^{ser} = 62834,3\ N.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A′∄ => Si $\alpha^? \le \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \le \overline{\sigma_b} = 0,6\times f_{c28}$

Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{67290}{62834,3} = 1,07$

$$\alpha = 0,163 < \frac{1,07-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,285 \quad \Rightarrow \sigma_b \le \overline{\sigma_b} = 0,6\times f_{c28} = 15MPa$$

❖ Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15MPa$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour

(σ_s) ⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

C. En Appuis :

➢ Etat limite ultime (E L U) :

$$\mathbf{M_a^u = -16822,5\ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16822,5}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,030$$

$\mu = 0,030 < \mu_L = 0,392 =>$ A′ n'existe pas et

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l => \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348\ MPa$$

$$\alpha = 1,25\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right) => \alpha = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha => \beta = 0,985$$

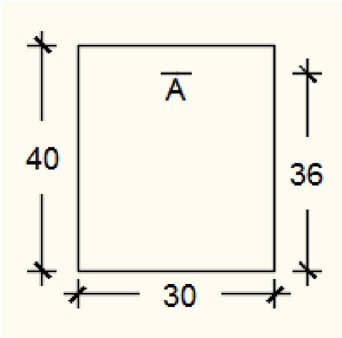


Fig.IV.1.33: section de calcul de la poutre en appuis.

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16822,5}{348 \times 0,985 \times 36} = 1,36\ cm^2$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30cm^2$$

$$A_u = \max(A_{cal}; A_{min}) => A_t^u = 1,36\ cm^2$$

- Choix des armatures :

3T12 $\longrightarrow$ A =3,39 cm^2.

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\mathbf{M_t^{ser} = -15708,6\ N.m}$$

Flexion simple
Section rectangulaire avec A∄ $\Rightarrow$ Si $\alpha^? \le \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \le \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$
Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{16822,5}{15708,6} = 1,07$

$$\alpha = 0,038 < \frac{1,07-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,285 \ \Rightarrow \sigma_b \le \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

❖ Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ = 15MPa
Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour (σ_s)

$\Rightarrow$ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

- **Moment de torsion :**

$$M_{T/marche} = \frac{q \times L^2}{2}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_T^u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{10,58 \times 1,6^2}{2} = 13,54\ KN.m$$

❖ **Moment en appuis :** effet du moment de torsion en travée aux appuis

$$M_{TB} = M_{TC} = -\frac{1}{2} M_T^u = -\frac{13,54}{2} = -6,77\ KN.m$$

- **Déterminations des armatures : [CBA91/A5.4.2.2]**

$$e = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$$

$$\Omega = 35 \times 25 = 875\ cm^2$$

$$U = (35 + 25) \times 2 = 120\ cm^2$$

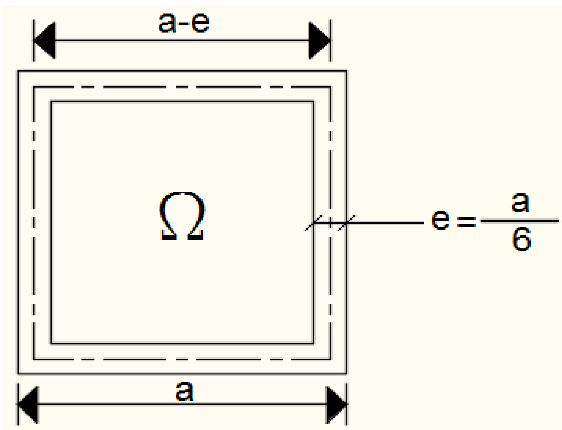


Fig. IV.1.34: Section du calcul.

- **Calcul des armatures longitudinales : [CBA91/A5.4.4]**

C. <u>En travée</u> :

$$A_{Tt} = \frac{U.M_T^u}{2.\Omega.\frac{f_e}{\delta_s}} = \frac{120 \times 13540}{2 \times 875 \times \frac{400}{1,15}} = 2,67 \text{ cm}^2$$

D. <u>En appuis</u> :

$$A_{Ta} = \frac{U.M_{TC}}{2.\Omega.\frac{f_e}{\delta_s}} = \frac{120 \times 6770}{2 \times 875 \times \frac{400}{1,15}} = 1,33 \text{ cm}^2$$

- <u>Armatures minimales</u> :

$$A_{min} = \frac{0,4 \times e \times U}{f_e} = \frac{0,4 \times 5 \times 120}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$A_{Tt} = \min(A_{Cal}; A_{min}) = 2,67 \text{ cm}^2$

$A_{Ta} = \min(A_{Cal}; A_{min}) = 1,33 \text{ cm}^2$

- <u>Conclusion</u> :

$A_{Tt} + A_t^u = 5,70 + 2,67 = 8,37 \text{ cm}^2$

$A_{Ta} + A_a^u = 1,36 + 1,33 = 2,69 \text{ cm}^2$

- <u>Choix des armatures</u> :

<u>En travée</u> : 6T14 $\longrightarrow$ A = 9,24 cm^2

<u>En appuis</u> : 3T12 $\longrightarrow$ A = 3,39 cm^2

- **<u>Calcul des armatures transversales</u> :**

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

a. <u>Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis</u> : [CBA93/A.5.1.3]

$T_u^{max} = \frac{q_u x\ L}{2} = \frac{3475,72\ \ x\ 4,4}{2} = 7646,58 \text{ daN/mL}$

$T_u \overset{?}{\leq} 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$

Avec : $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 => a = 32,4 \text{ cm}$

$T_u^{max} = 76465,8 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$

<u>Donc</u> **:** il n'Ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b. <u>Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures</u> : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

$$A_{inf} \overset{?}{\geq} \frac{\gamma_s}{f_e}\left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d}\right]$$

$A_{inf} = 3{,}39\text{cm}^2 \geq \frac{1{,}15}{400}\left[76465{,}8 + \frac{16822{,}5}{0.9\times36}\right] \times 10^{-2} = 2{,}21\ \text{cm}^2$ ➔(Condition vérifiée)

Donc : Il n'ya 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]

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{76465{,}8}{30 \times 36 \times 10^2} = 0{,}70\ \text{MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\overline{\tau_u} = \min\left[0{,}2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ \text{MPa}\right] = 3{,}34\ \text{MPa}$

$\tau_u = 0{,}70\ \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3{,}34\ \text{MPa}$ => 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 :

$$\varnothing_t \geq \min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\ ;\ \varnothing_{l\,min}\right)$$

$$\varnothing_t \geq \min\left(\frac{40}{35}\ ;\ \frac{30}{10}\ ;\ 1\right) = 1\text{cm} = 10\ \text{mm}$$

On prend : $\varnothing_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235

=> $4\varnothing_8 \longrightarrow A_t = 2{,}01\ \text{cm}^2$

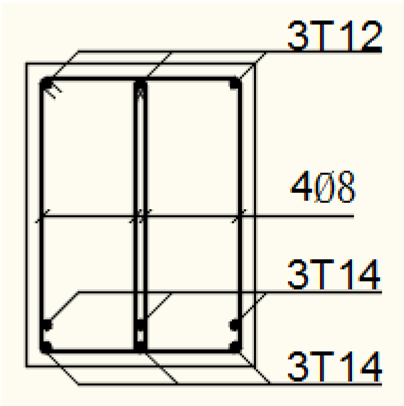


Fig. IV.1.35: Armatures longitudinales et transversales.

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{t28} \times k}{0{,}8 \times f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)} \quad [\textbf{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

$$\begin{cases} k = 1\ (\text{flexion simple}) \\ \alpha = 90° \Rightarrow \sin\alpha = 1; \cos\alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0{,}80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28})} = \frac{2{,}01 \times 0{,}80 \times 235}{30 \times (0{,}70 - 0{,}3 \times 2{,}1)} = 179{,}94\ \text{cm}$$

$\delta_{t2} \leq \min(0{,}9d\ ; 40\ \text{cm}) = \min(32{,}4\ ; 40) = 32{,}4\ \text{cm}$ **[CBA93/A.5.1.2.2].**

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0{,}4 \times b} = \frac{2{,}01 \times 235}{0{,}4 \times 30} = 39{,}36\ \text{cm}\ [\textbf{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 32{,}4\ \text{cm}$

Donc : On adopte $\delta_t = 15\ \text{cm}$

❖ **Cas de torsion :**

a. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : [CBA93/A.5.4.2.1/A.5.3]

$$\tau_u = \frac{M_T^{max}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{33780}{2 \times 875 \times 5} = 3{,}86 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\overline{\tau_u} = \min\left[0{,}2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right] = 3{,}34 \text{ MPa}$

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uf}^2 = (2{,}39)^2 + (0{,}70)^2 = 6{,}20 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u}^2 = (3{,}34)^2 = 11{,}16 \text{ MPa}$$

$\tau_{ut}^2 + \tau_{uf}^2 = 6{,}20 \text{ MPa} < \overline{\tau_u}^2 = 11{,}16 \text{ MPa}$ => Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Alors On a : $\emptyset_t = 8$mm de nuance d'acier FeE235 => $4\emptyset_8 \longrightarrow A_t = 2{,}01\text{cm}^2$

- L'espacement des armatures transversales :

$$\delta_t \leq \frac{2 \times \Omega \times A_t}{M_T^u} \times \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{2 \times 875 \times 2{,}01}{20961} \times \frac{235}{1{,}15} = 34{,}29 \text{ cm } [\mathbf{CBA93/A.5.4.4}]$$

- Armatures minimales :

$$A_{min} = \frac{0{,}4 \times e \times \delta_t}{f_e} = \frac{0{,}4 \times 5 \times 34{,}29}{235} = 0{,}29 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte $\delta_t = 10$ cm en zone nodale

$\delta_t = 15$ cm en zone courante

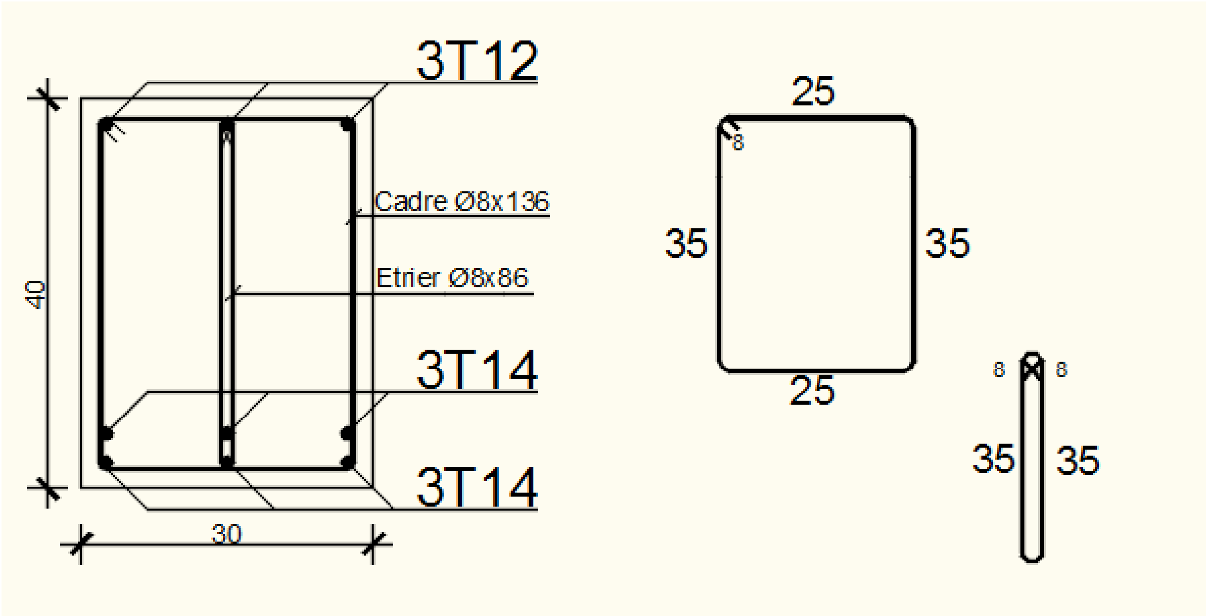


Fig.IV.1.36: Dessin de ferraillage de la poutre palier en travée.

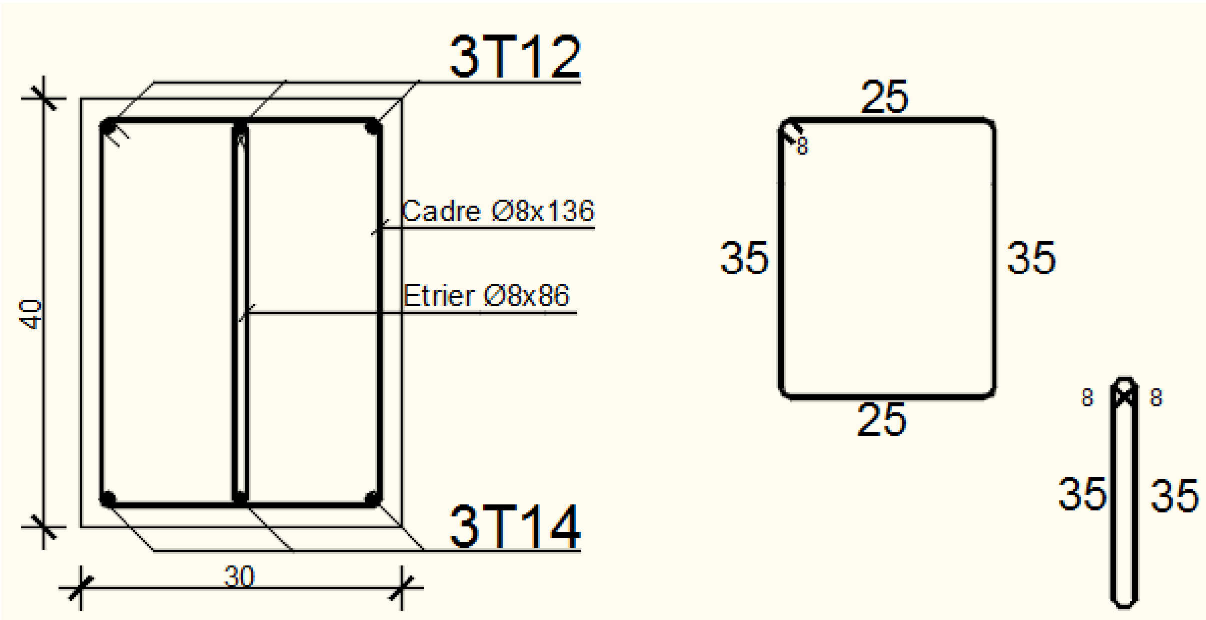


Fig.IV.1.37: Dessin de ferraillage de la poutre palier en appuis.

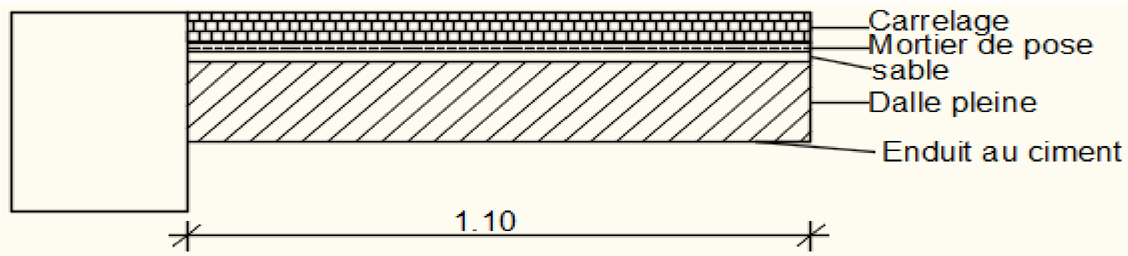
IV.2- Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres ; calculés comme une console de 1 m de largeur et sollicité par :

- Leurs poids propre : G
- La surcharge d'exploitation : Q
- La charge dûe au poids du mur : P

Notre ouvrage comporte deux types de balcon : dalle pleine assimilée à une console de portée de L = 1,10 m et L= 0,80 m.

Type 1 :



Type 2 :

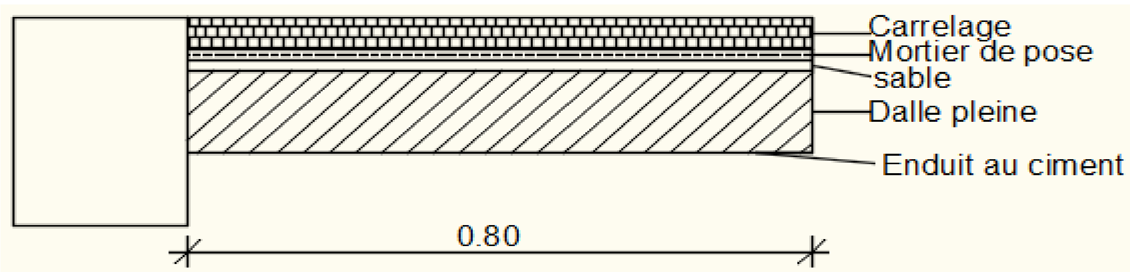


Fig.IV.2.1: Coupe sur les deux balcons.

➢ **Epaisseur du balcon :**

On prend $h_d = 15$ cm

IV.2.1- Descente de charges :

- Charges permanentes :

Carrelage + mortier de pose +sable ……………………………………………...1,04 [KN/m²]

Dalle pleine en béton armé (15cm) 25×0.15 ..…………………………….…3,75 [KN/m²]

Enduit au ciment (1,5cm) (18daN/m²/cm)……………………………………… 0,27 [KN/m²]

G =5,06 [KN/m²]

Pour une bande de 1m de largeur : $\overline{G} = G \times 1{,}00 = 5{,}06$ KN/m$_L$

- **Surcharges d'exploitation :**

Balcon pour locaux à usage habitation : **Q = 3,50 KN/m^2**

Pour une bande de 1m de largeur : $\overline{q} = Q \times 1{,}00 = 3{,}5$ KN/m$_L$

- **Calcul de la charge dûe au poids du mur :**

La charge dûe due au poids du mur sur le balcon: P

$P = G_m x\ h$

Epaisseur du mur: e=30cm $\Rightarrow$ $G_m = (0{,}90+1{,}30+2 \times 18 \times 0{,}015) = 2{,}74$ KN/m

Hauteur du mur: h=3,06-0,15 = 2,91 m

P=2,74 x 2,91=7,97 KN $\Rightarrow$ **P=7,97 KN**

Fissuration est considérée comme peu nuisible (a = 1 cm).

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (C.B.A .93).

$\varphi_{max} < \frac{hd}{10}$ avec $h_d = 15$cm

$\varphi \leq 15$mm => on prendra $\varphi=10$mm

- Calcul de l'enrobage :

$C = a + \frac{\varphi}{2} \Longrightarrow C = \left(10 + \frac{10}{2}\right) = 15$ mm

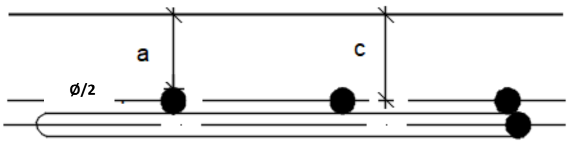


Fig.IV.2.2 : Enrobage.

- Hauteur utile :

$d = h_d - C = 15 - 1{,}5 = 13{,}5$cm

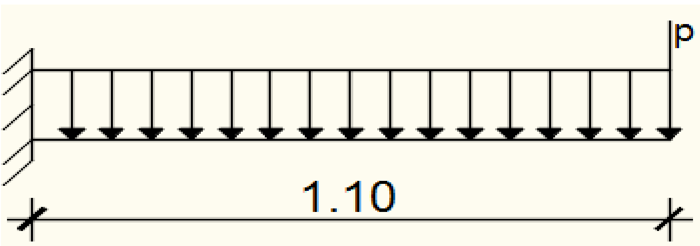


Fig.IV.2.3 : Schéma statique du balcon type1.

- **Moments fléchissant :**
    - Etat limite ultime (E.L.U.) :

$M_u = - [\,1{,}35\overline{G}+1{,}5\overline{q}\,]\times\frac{L^2}{2} - 1{,}35\times P\times L\times 1{,}00$

$M_u = - [\,1{,}35\times5{,}06+1{,}5\times3{,}50]\times\frac{\overline{1.10}^2}{2} - 1{,}35\times7{,}97\times1{,}10\times1{,}00$

$M_u = - -19{,}15$ KN.m

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$M_{ser} = - [\ \overline{G} + \overline{q}] \times \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1{,}00$

$M_{ser} = -[5{,}06+3{,}50] \times \frac{\overline{1.10^2}}{2} - 7{,}97 \times 1{,}1 \times 1{,}00$

$M_{ser} = -13{,}95$ KN.m

IV.2.2- Calcul du ferraillage :

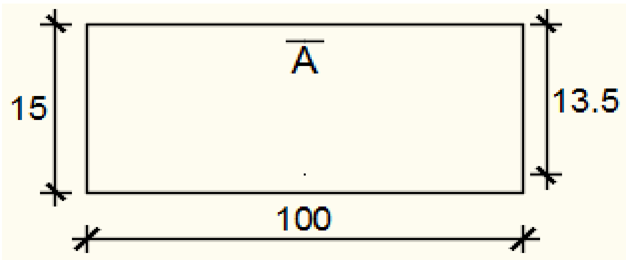


Fig.IV.2.4 : Section de calcul.

➢ Etat limite ultime (E.L.U.) :

M_u = 19150 N.m

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{19150}{14.20 \times 100 \times 13{,}5^2} = 0{,}074$$

$\mu = 0{,}074 < \mu_L = 0{,}392 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow$ A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}096$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}961$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{19150}{348 \times 0{,}961 \times 13{,}5} = 4{,}24 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 : $A_{min} = 0{,}0008 \times b \times h = 1{,}2\text{cm}^2$

$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 4{,}24 \text{ cm}^2$

- Choix des armatures :

$6T10/m_L \longrightarrow$ A= 4,71 cm²/ml

(T10 $\longrightarrow$ e = 16,67cm).

Remarque :

Pour des raisons pratique on prendra un espacement de 15 cm (e=15cm)

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

M_{ser} =13950 KN.m

Flexion simple
Section rectangulaire avec $A' \nexists$ } => si $\alpha \overset{?}{\leq} \frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}$ => $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$
Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M^u}{M^{ser}} = \frac{19150}{13950} = 1,37$$

$$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2}+\frac{25}{100} = 0,435$$

α= 0,096 < $\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}$ = 0,435=> $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

- Conclusion :

✓ $\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ = 15MPa
✓ Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour (σ_s)
} ⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1,18\text{cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures :

5T8/ml ⟶ A= 2,58cm²/ml

(T8 ⟶ e = 20cm)

IV.2.3- Vérification des contraintes de cisaillement :

T_u^{max} = (1,35$\overline{G}$ +1,5$\overline{q}$) ×L+1,35×P

T_u^{max} = (1,35×5,06 + 1,5×3,50) ×1,10 + 1,35×7,97
T_u^{max} =24,048 KN.m

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{24048}{100x(100x13,5)} = 0,18 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_u}$ = 0,05×f_{c28} = 1,25MPa

τ_u = 0,18MPa < $\overline{\tau_u}$ = 1,25MPa
Il n'y a pas de reprise de bétonnage
} ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.2.4- Vérification de la flèche :

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$\frac{h_d}{L}=\frac{15}{110}=0{,}136>\frac{1}{20}=0{,}05\Rightarrow \mathrm{C.V}$$

$$\rho=\frac{A}{b\times d}=\frac{4{,}76}{100\times 13{,}5}=0{,}0035\leq\frac{2}{f_e}=0{,}005\Rightarrow \mathrm{C.V}$$

Conclusion :

Les deux(02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Type 2 :

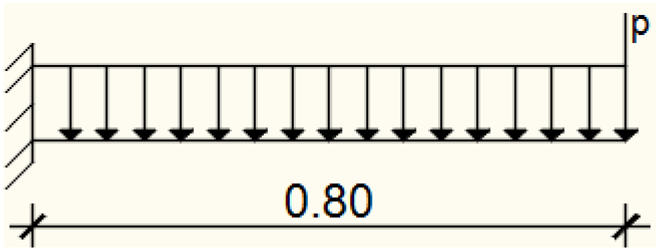


Fig.IV.2.5 : Schéma statique du balcon type2.

- **Epaisseur du balcon :**

On prend $h_d = 15$ cm

IV.2.5- Descente de charges :

- **Charges permanentes : G =5,06 [KN/m²]**

Pour une bande de 1m de largeur : $\overline{G}$ = G ×1,00 = 5,06 [KN/m_l]

- **Surcharges d'exploitation :**

Balcon pour locaux à usage habitation : **Q=3,50 KN/m²**

Pour une bande de 1m de largeur : $\bar{q} = Q \times 1.00$ =3.5 KN/m_l.

- **la charge dûe au poids du mur :**

La charge dûe due au poids du mur sur le balcon: P

P=G_mx h

Epaisseur du mur: e=30cm ⇨ G_m= (0,90+1,30+2 x 18 x 0,015) = 2,74 KN/m

Hauteur du mur: h=1,10m

P=2,74 x 1,10 = 3,01 KN⇨ **P=3,01 KN**

- **Moments fléchissant :**
  - Etat limite ultime (E.L.U.) :

$M_u = -[1{,}35\overline{G}+1{,}5\overline{q}]\times\frac{L^2}{2} - 1{,}35\times P\times L\times 1{,}00$

$M_u = -[1{,}35\times5{,}06+1{,}5\times3{,}50]\times\frac{\overline{0.80^2}}{2} - 1{,}35\times3{,}01\times0{,}80\times1{,}00$

$M_u = -7{,}117$ KN.m

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

$M_{ser} = -[\overline{G}+\overline{q}]\times\frac{L^2}{2} - P\times L\times 1{,}00$

$M_{ser} = -[5{,}06+3{,}50]\times\frac{\overline{0.80^2}}{2} - 3{,}01\times0{,}80\times1{,}00$

$M_{ser} = -5{,}147$ KN.m

IV.2.6- Calcul du ferraillage :

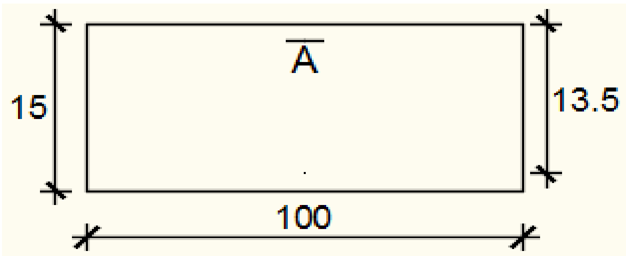


Fig.IV.2.6 : Section de calcul.

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$M_u = 7117$ N.m

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b\times b\times d^2} = \frac{7117}{14{,}20\times100\times13{,}5^2} = 0{,}027$$

$\mu = 0{,}027 < \mu_L = 0{,}392$ => (acier FeE400) => A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$\alpha = 1{,}25\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right) => \alpha = 0{,}034$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha => \beta = 0{,}986$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s\times\beta\times d_x} = \frac{7117}{348\times0{,}986\times13{,}5} = 1{,}54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

Pour la dalle : $A_{min} = 0{,}0008\times b\times h = 1{,}2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = \max(A_{cal}; A_{min}) => A = 1{,}54$ cm/ml

- Choix des armatures :

5T10/ml ⟶ A= 3,93cm²/ml

(T10 ⟶ e = 20cm).

➢ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$\mathbf{M_{ser} = 5147\ N.m}$$

Fissuration est considérée comme Fissuration préjudiciable.

$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3{,}93}{100} = 0{,}59\ \text{cm}$

$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 13{,}5 \times 0{,}59 = 15{,}93\ \text{cm}^2$

$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0{,}59 + \sqrt{0{,}59^2 + 15{,}93} = 3{,}45\ \text{cm}$

$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$

$I = \frac{100 \times 3{,}45^3}{3} + 15 \times 3{,}93 \times (13{,}5 - 3{,}45)^2 = 7322{,}88\ \text{cm}^4$

$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5147}{7322{,}88} = 0{,}70$

$\sigma_b = K \times y_1 = 2{,}42\ \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 0{,}6 f_{c28} = 15\ \text{MPa}$

$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0{,}70 \times (13{,}5 - 3{,}45) = 105{,}53\ \text{MPa}$

$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 201{,}63\ \text{MPa}$

$\left.\begin{array}{l}\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\ \text{MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 201{,}63\ \text{MPa}\end{array}\right\}$ ==> le ferraillage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.

- Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 0{,}98\text{cm}^2/\text{ml}$

- Choix des armatures :

5T8/ml ⟶ A= 2,58 cm²/ml

(T8 ⟶ e = 20cm).

IV.2.7- Vérification des contraintes de cisaillement :

$T_u^{max} = (1{,}35\overline{G} + 1{,}5\overline{q}) \times L + 1{,}35 \times P$

$T_u^{max} = (1{,}35 \times 5{,}06 + 1{,}5 \times 3{,}50) \times 0{,}80 + 1{,}35 \times 3{,}01$

$T_u^{max} = 13{,}728$ KN.m

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{13728}{100 \times 100 \times 13{,}5} = 0{,}10\text{MPa}$$

$\overline{\tau_u}$ = 0,05×f_{c28} = 1,25 MPa

$$\left.\begin{array}{l} \tau_u = 0{,}10\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 1{,}25\text{MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array}\right\} \Rightarrow \text{ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

IV.2.8- <u>Vérification de la flèche</u> :

- <u>Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire</u> :

$$\frac{h_d}{L} = \frac{15}{80} = 0{,}1875 > \frac{1}{20} = 0{,}05 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3{,}93}{100 \times 13{,}5} = 0{,}0029 \leq \frac{2}{f_e} = 0{,}005 \Rightarrow \text{C.V}$$

<u>Conclusion</u> :

Les deux(02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

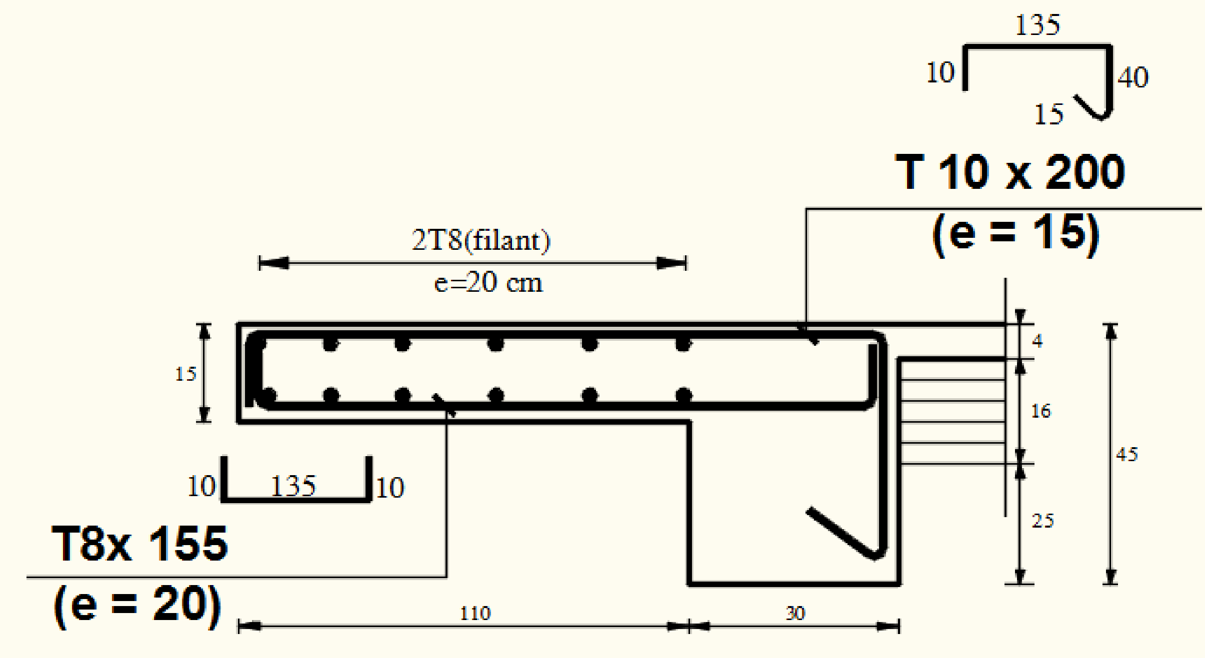


Figure IV.2.7 : Schéma de ferraillage balcon type 1.

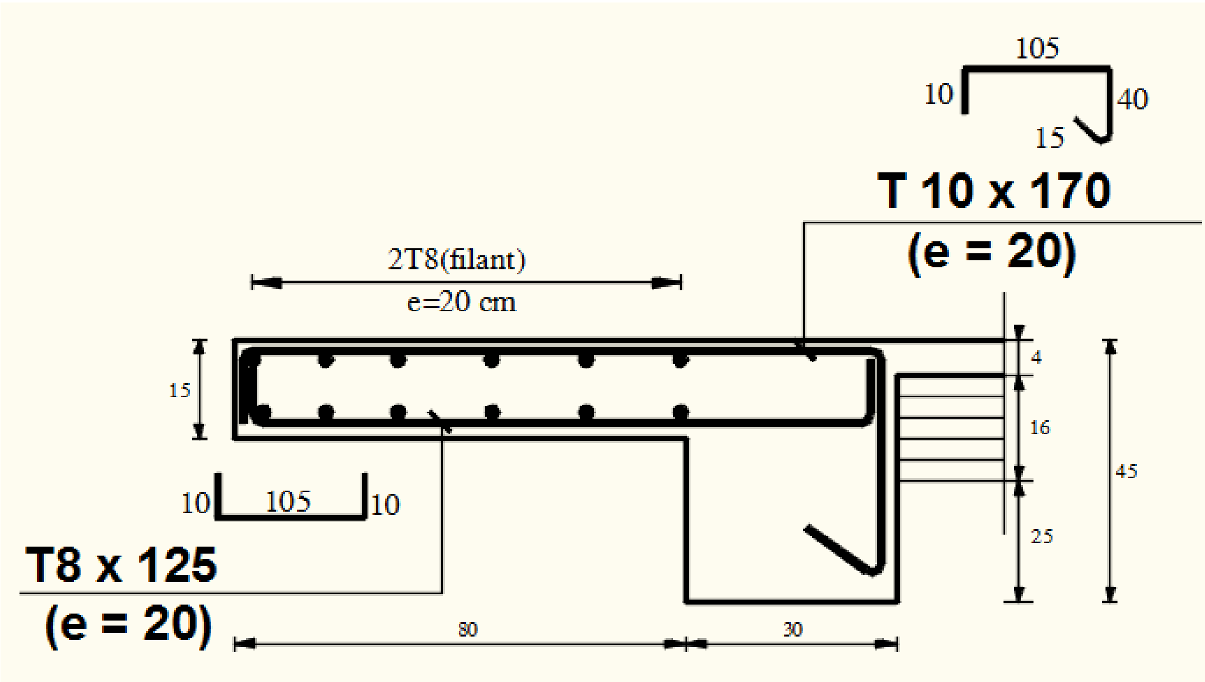


Figure IV.2.8 : Schéma de ferraillage balcon type 2.

IV. 3- Etude de l'acrotère :

IV.3.1- Définition :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve sur la partie supérieure du bâtiment. 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 et
- ✓ Protection des personnes.

Pour une terrasse inaccessible; On adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur

[Figure IV.3.1]

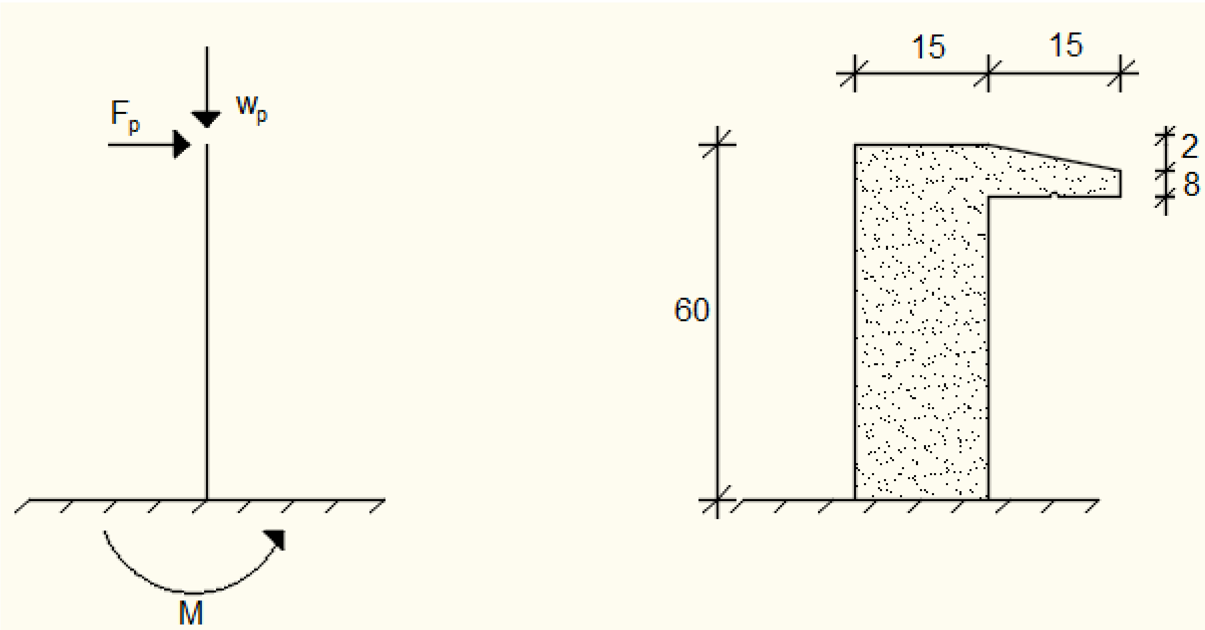


Fig.IV.3.1:Dimension de l'acrotère et schéma statique.

IV.3.2- Calcul du ferraillage :

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.

IV.3.3- Détermination des sollicitations :

- le poids propre **:** W_P

W_P : Poids de l'élément considéré.

$W_P = V.\ \bar{\gamma}_b = \left[(0.6\times0.15)+(0.15\times0.08)+(\frac{0.15\times0.02}{2})\right]\times1\times25 \Rightarrow W_P = 2{,}59$ KN.

- La force horizontale: **F_P** [**RPA99 (Version 2003) - Article 6.2.3**]

$F_P = 4.A.C_p.W_p$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone **[R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1]** et

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).

$F_P = 4 \times 0.15\times0.8\times2{,}59$

F_P = 1,24 KN

- Effort normal et moment fléchissant :
  - Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} N_u = 1{,}35 W_p \\ M_u = 1{,}5.F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1{,}35\times2{,}59 \\ M_u = 1{,}5\times1{,}24\times0{,}6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 3{,}49 KN \\ M_u = 1{,}12 KN.m \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 2{,}59 KN \\ M_{ser} = 0{,}75 KN.m \end{cases}$$

IV.3.4- Détermination de la section des armatures :

Pour une bande de 1m de largeur; la section de calcul est (100×15) cm^2.

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

- Position du point d'application de l'effort normal de compression :**(N)**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1{,}12}{3{,}49} = 0{,}32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0{,}32 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0{,}15}{2} = 0{,}075\text{m}$$

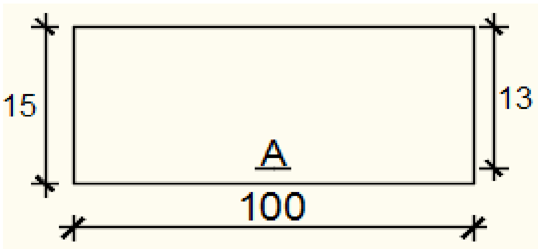


Fig.IV.3.2: Section de calcul.

L'effort normal de compression N est appliqué à l'extérieur de la section ; donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ;

La section sera étudiée en flexion simple avec moment fictif par rapport aux armatures tendue

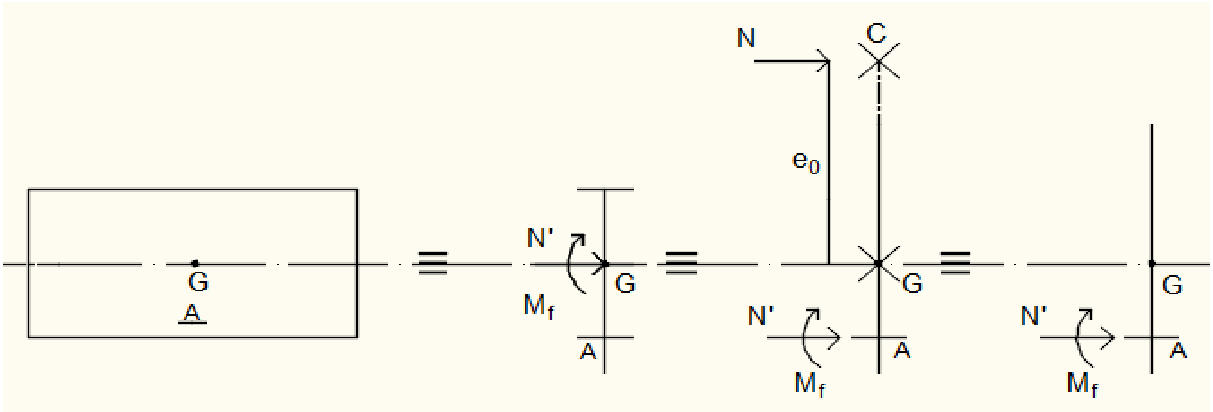


Fig.IV.3.3 : Position de centre de pression.

$$M_f = N_u \times e = N_u.\left(e_0 + \frac{h}{2} - C'\right) = 3,49 \times \left(0,32 + \frac{0,15}{2} - 0,02\right) = 1,3087\ \text{KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

  - Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\mathbf{M_f^u = 1308,7\ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1308,7}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,00545$$

$\mu = 0,00545 < \mu_L = 0,392$ (Acier FeE400) ⇨ $A'n'existe\ pas\ et\ 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348\ \text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0,0068$$

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

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1308,7}{348 \times 0,997 \times 13} = 0,29\ \text{cm}^2/\text{ml}.$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,29 - \frac{3490}{100 \times 348} = 0,19\ \text{cm}^2/\text{ml}.$$

- Condition de non fragilité : **[CBA93-Article B.5.3]**

$$A_{min} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) => A_t = 3,75\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

5T10/m_L ⟶ A = 3,93cm^2/m_L

(T10 ⟶ e = 20cm).

$e \leq \min(25\ ;2\times15)\,\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3{,}93}{4} = 0{,}98\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

4T8/m_L ⟶ A = 2,51cm^2/m_L

(T8 ⟶ e = 20cm).

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0{,}75}{2{,}59} = 0{,}29\ \text{m} > \frac{h}{2} = \frac{0{,}15}{2} = 0{,}075\ \text{m}$$

Donc : Le point d'application d'l'effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section ⇒ la section est partiellement comprimée (S.P.C).

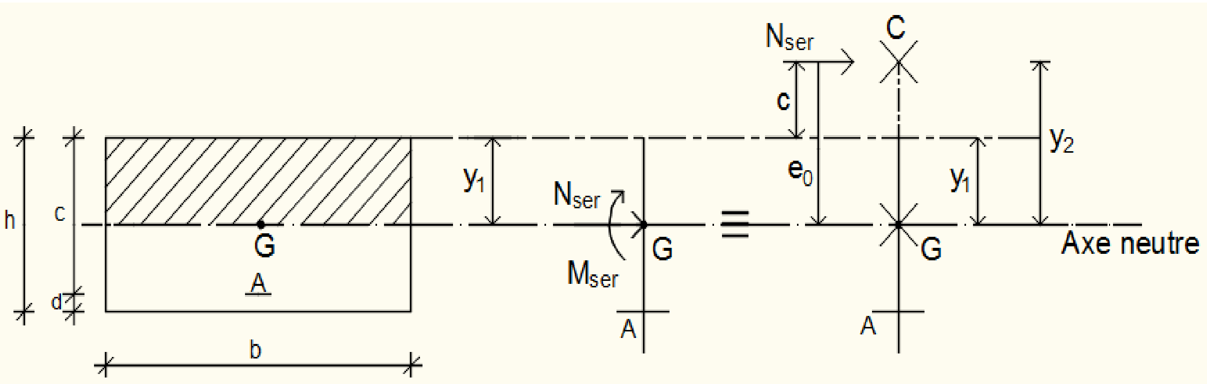


Fig.IV.3.4: Position de centre de pression.

C : Centre de pression (point d'application) ;

$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$

c : La distance du point d'application de N_{ser} à la fibre la

Plus comprimée ($c < 0$) ;

y_2 : La distance du point d'application de N_{ser} à

L'axe neutre ($y_2 > 0$) ;

y_1 : La distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

- Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90.\grave{A}}{b} \times (c - \grave{d}) + \frac{90.A}{b} \times (d - c) \\ q = -2c^3 - \frac{90.\grave{A}}{b} \times (c - \grave{d})^2 - \frac{90.A}{b} \times (d - c)^2 \end{cases}$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{15}{2} = 21{,}5 \text{ cm} => c = -21{,}5 \text{ cm} < 0$$

$$\begin{cases} A = 3{,}93 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \quad \text{avec} \quad \grave{A} = 0 \\ d = 13 \text{ cm} \end{cases}$$

$$p = -3 \times (-21{,}5)^2 + \frac{90 \times 3{,}93}{100} \times (13 + 21{,}5) = -1264{,}72 => p = -1264{,}72$$

$$q = -2 \times (-21{,}5)^3 - \frac{90 \times 3{,}93}{100} \times (13 + 21{,}5)^2 = 15666{,}84 => q = 15666{,}84$$

y_2 **:** est la racine de l'équation : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 1264{,}72 y_2 + 15666{,}84 = 0$

Dont la résolution est comme suit :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (15666{,}84)^2 + \frac{4}{27} \times (-1264{,}72)^3 = -54245047{,}9 < 0$$

$$\Delta < 0 => \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 15666{,}84}{2 \times (-1264{,}72)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1264{,}72}} = -0{,}90 \Rightarrow \varphi = 154{,}16° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{1264{,}72}{3}} = 41{,}06 \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 41{,}06 \times \cos(8{,}61) = 25{,}63 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120°) = -40{,}59 \text{ cm} \\ y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240°) = 14{,}97 \text{ cm} \end{cases}$$

La racine y_2 est prise telque ; $0 \le y_1 = y_2 + c \le h$

$$0 \le y_1 = y_2 + c \le h = 25{,}63 - 21{,}5 = 4{,}13 \le 15 \ \text{(cm)} => y_1 = 4{,}13 \text{ cm}$$

- Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b.y_1^2}{2} - 15.A.(d - y_1) = \frac{100 \times (4{,}13)^2}{2} - 15 \times 3{,}93 \times (13 - 4{,}13) = 329{,}96 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100.S} = \frac{2590}{100 \times 329{,}96} = 0{,}078$$

$$\sigma_b = k.y_1 = 0{,}15 \times 4{,}13 = 0{,}62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_S = 15.K.(d - y_1) = 15 \times 0{,}15 \times (13 - 4{,}13) = 19{,}96 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right]$

Avec : FeE400 => $\eta = 1{,}6$ et $fe = 400$ MPa

Donc : $\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 201{,}63$ MPa

$\overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15$MPa

- <u>Conclusion :</u>

$$\left.\begin{array}{l}\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15MPa \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 201{,}63MPa\end{array}\right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. seront maintenues}$$

IV.3.5- <u>Vérification des contraintes de cisaillement</u> :

$T_u^{\max} = 1{,}5\,F_P = 1{,}5 \times 1{,}24 = 1{,}86\,KN$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b.d} = \frac{1860}{100 \times 13 \times 100} = 0{,}014MPa$$

$\overline{\tau_u} = 0{,}05 \times f_{c28} = 1{,}25MPa$

$$\left.\begin{array}{l}\tau_u = 0{,}014\,MPa < \overline{\tau_u} = 1{,}25MPa \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage}\end{array}\right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

<u>Remarque:</u>

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures Symétrique par rapport à la fibre moyenne.

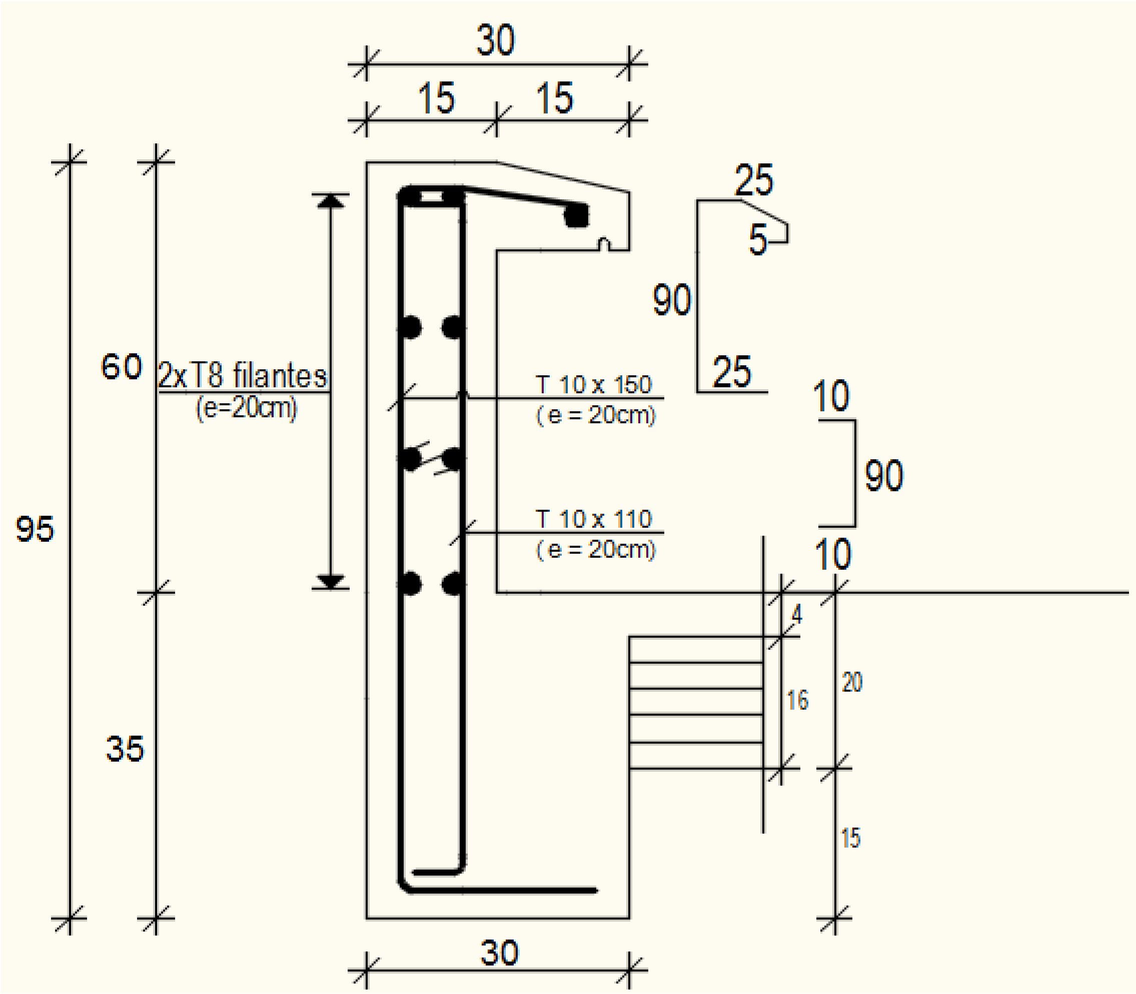


Fig.IV.3.5: Ferraillage de l'acrotère.

V. Etude de l'ascenseur

V.1- <u>Introduction</u> :

L'ascenseur est un moyen mécanique de circulation vertical, la cage d'ascenseur est généralement conçue à côté de celle des escaliers.

L'ascenseur est composé de trois constituants principaux :

- Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;
- Treuil de levage et la poulie et
- Le contre poids.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Les normes principales qui régissent la réalisation des ascenseurs sont les normes européennes harmonisées EN 81-1, concernant les ascenseurs électriques et EN 81-2, concernant les ascenseurs hydrauliques.

Dans notre bâtiment on a un seul ascenseur, qui a la capacité de porter 8 personnes ; et d'après la norme française pour 8 personnes, on à une charge nominale de 600 kg, (tableau p.56 ascenseur et monte-charge) avec une vitesse de 1.7 m/.

La dalle qui supporte la machine est en béton armé d'une épaisseur de 20cm.

V.2- <u>Etude de l'ascenseur</u> :

D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, les dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte-charge P58/59).

Selon la norme **NF-P82-208** pour un immeuble à usage multiple, on a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 daN, donc ; les dimensions sont :

Largeur de la cabine : $L_c = 1{,}00$ m

Profondeur de la cabine : $P_c = 2{,}20$ m

Largeur de la gaine : $L_G = 1{,}40$ m

Profondeur de la gaine : $P_G = 2{,}50$ m

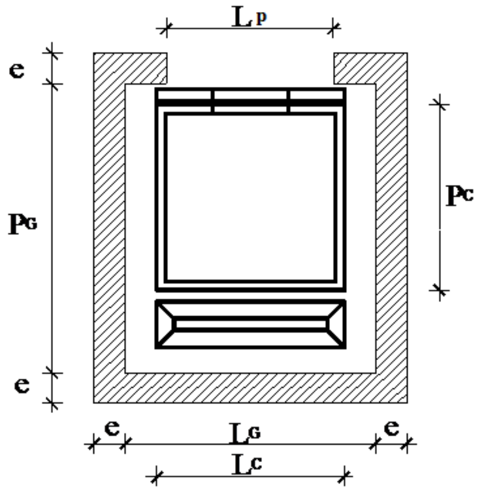
Hauteur de la cabine : $H_c = 2{,}20$ m

Largeur du passage libre : $L_p = 0{,}80$ m

Hauteur du passage libre : $H_p = 2{,}00$ m

Epaisseur du voile : $e = 20$ cm

Hauteur de course : $C = 31{,}06$m



<u>Figure.V.1</u> : dimensions de l'ascenseur.

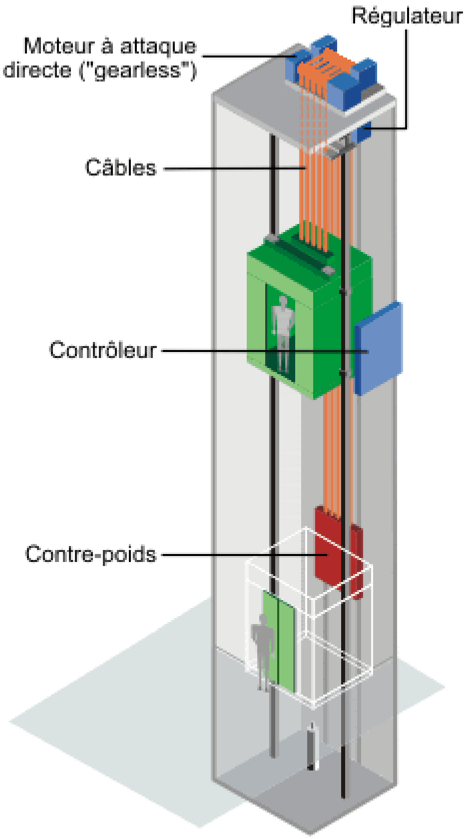


Figure.V.2 : Ascenseur électrique

V.3- Descente de charge :

- **Surcharge d'exploitation :** Q=600daN (8personne)
- **Charge permanente :**

A. Masse de la cabine : est composer de la somme des masses suivante

- **Masse des surfaces latérales :**

La masse de la surface des cotes augmentée de 10% à raison de 11,5 daN/m^2

$S_1 = (L_c + 2 \times P_c) \times H_c = (1{,}00 + 2 \times 2{,}20) \times 2{,}20 = 11{,}88\ m^2$

$M_1 = (11{,}5 + 0{,}1 \times 11{,}5) \times 11{,}88 = 150{,}28\ daN$

- **Masse de plancher :**

La masse du plancher a raison de 70 daN/m² pour appareils de 300 a 600daN de charge :

$S_2 = L_c \times P_c = 1{,}00 \times 2{,}20 = 2{,}20\ m^2$

$M_2 = 70 \times 2{,}20 = 154\ daN$

- **Masse du toit :**

La masse du toit à raison de 20 daN/m² :

$S_3 = L_c \times P_c = 1{,}00 \times 2{,}20 = 2{,}20\ m^2$

$M_3 = 20 \times 2{,}20 = 44\ daN$

- **Masse de l'arcade :**

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$M_4 = 60 + (60 \times 1{,}00) = 120 \text{ daN}$

- **Masse de la porte de la cabine :**

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$M_5 = 80 + (25 \times 0{,}80 \times 2) = 120 \text{ daN}$

- **Masse du parachute :**

Parachute a prise amortie => $M_6 = 100 \text{ daN}$

- **Masse des accessoires :**

$M_7 = 80 \text{ daN}$

- **Masse des poulies de mouflage :**

Deux poulies supplémentaires => $M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ daN}$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 150{,}28 + 154 + 44 + 120 + 120 + 100 + 80 + 60 = 828{,}28 \text{ daN}$$

B. Masse du contre poids :

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 828{,}28 + \frac{600}{2} = 1128{,}28 \text{ daN}$$

C. Masse du câble :

Détermination di diamètre du câble d'après la norme NF 82-210 C_s doit être pour cet appareil un minimum égal à 12 et le rapport $(\frac{D}{d})$ au minimum égal a 40 et aussi selon l'abaque de détermination de suspentes

$$\begin{cases} \frac{D}{d} = 40 \Rightarrow d = \frac{D}{40} = \frac{500}{40} = 12{,}5\text{mm} \\ C_s = 13 \end{cases}$$

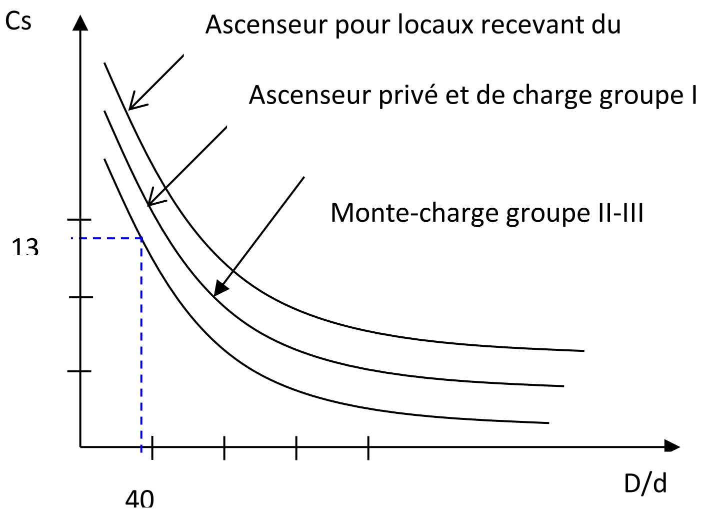


Figure V.3 : Abaque de détermination de suspentes.

D : diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

d : diamètre du câble

C_s : coefficient de sécurité (abaque de détermination de suspentes)

$$C_s = \frac{Cr}{M} \Rightarrow C_r = C_s \times M$$

M : égal à la somme de la charge utile Q, poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport au deux autres.

$$C_r = C_s \times M \Rightarrow C_r = 13 \times (600 + 828{,}28) \Rightarrow C_r = 18567{,}64 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_{rm} , il convient de faire intervenir le coefficient de câblages qui est égale à 0,85 donc :

$$C_{rn} = \frac{Cr}{0{,}85} \Rightarrow C_{rn} = \frac{18567{,}64}{0{,}85} = 21844{,}28 \text{ daN}$$

C_{rn} égal aussi : $C_{rn} = \text{Cr (cable)} \times n \times m$

Avec :

m : type de mouflage

n : nombre de câble

C_r (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre

d = 12,5 mm => C_r (câble) = 8152 daN (voir tableau suivant).

Tableau V.1 : caractéristique des câbles

Diamètre des câble mm	**Diamètre des fils mm**	**Section [mm^{2}]**	**Masse linéaire ML [daN/m]**	**Charge admissible totale C_r [daN]**
7,87	0,5	21,05	0,203	3223
9,48	0,6	30,26	0,293	4650
11	0,7	41,27	0,396	6232
12,6	**0,8**	**53,34**	**0,515**	**8152**
14,2	0,9	67,98	0,656	10805
15,5	1,0	83,84	0,810	12830

$$n = \frac{21844{,}28}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1{,}34 \text{ on prend } n = 2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câble m_c :

$M_c = M_L . n . C$

Avec :

M_L : masse linaire du diamètre d’un seul câble ;

d = 12,5 mm (tableau) M_L = 0,515 daN/m_L et

C : course du câble (hauteur du course) => C = 31,06 m.

$M_c = 0{,}515 \times 2 \times 31{,}06 = 32 \text{ daN}$

D. Masse du treuil :

M_g = 1200 daN

Résume :

- Poids mort = 828,28 daN
- Masse du câble = 32 daN
- Masse du contre poids = 1128,28 daN
- Treuil en haut + moteur = 1200 daN
- Donc la charge permanente : $\mathbf{G = 3188{,}56\ daN}$

- **Combinaisons fondamentales :**
  - Etat limite ultime :

$q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35 \times 3188{,}56 + 1{,}5 \times 600 = 5204{,}56 \text{ daN}$

  - Etat limite de service :

$q_{ser} = G + Q = 3188{,}56 + 600 = 3788{,}56 \text{ daN}$

V.4- Etude du plancher :

a. Vérification de poinçonnement :

Pour chacun des quatre appuis **:**

$q_u^a = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_u^a = 1301{,}14 \text{ daN}$

$q_{ser}^a = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_{ser}^a = 947{,}14 \text{ daN}$

D’après **l’article A.5.2.4 du B.A.E.L.91**:

Si : $q_u^a \leq \frac{0{,}045 \times Uc \times fc28 \times h}{\gamma b}$ => les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Avec :

q_u^a: Charge ultime pour chaque appui

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

h : Epaisseur de la dalle égale à 20cm

U, V ; représentent les côtes du rectangles (U//Lx et V//Ly)

Sur lequel la charge qui s'applique compte tenue de la diffusion à 45 degrés dans le béton

La surface impact (a×b) est de (10 × 10) cm^2

$$U = a + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{20}{2} \Rightarrow U = 30cm$$

$$V = b + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{20}{2} \Rightarrow V = 30cm$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U + V] \Rightarrow U_c = 120cm$$

$$q_u^a = 1301{,}14 \text{ daN} < \frac{0{,}045 \times 1200 \times 25 \times 200}{1{,}5} = 180000 \text{ N} \Rightarrow \text{Condition vèrifie}$$

Conclusion : la dalle résiste au poinçonnement

b. Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire.

$$M_X = q^a \times (M_1 + \nu.M_2)$$

$$M_y = q^a \times (M_2 + \nu.M_1) \text{ avec :}$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson qui égal à 0 a l'ELU, et à 0,2 a l'ELS.

M1, M2 : sans dimensions, sont donnes à partir des rapports $\frac{U}{Lx}$ et $\frac{V}{Ly}$ dans les abaques suivent : $\rho = \frac{Lx}{Ly}$

- Etat limite ultime (E .L.U) :

$$M_x^u = q_a^u \times M_1$$

$$M_y^u = q_a^u \times M_2$$

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

$$M_x^{ser} = q_a^{ser} \times (M_1 + 0{,}2 \times M_2)$$

$$M_y^{ser} = q_a^{ser} \times (M_2 + 0{,}2 \times M_1)$$

La charge au m² sera :

$$Q_a^u = \frac{q_a^u}{V \times U} = \frac{1301,14}{(0,30)^2} = 14457,11 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_a^{ser} = \frac{q_a^{ser}}{V \times U} = \frac{947,14}{(0,30)^2} = 10523,78 \text{ daN/m}^2$$

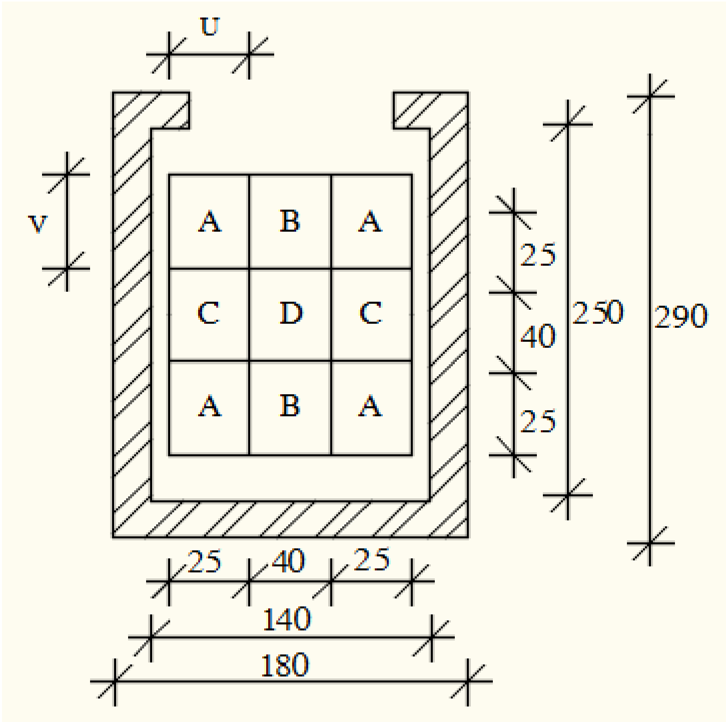
c. <u>Calcul des moments dus aux charges concentrées</u> :

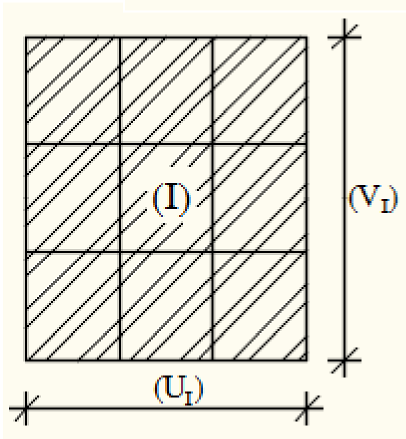
Lorsque la charge n'est pas concentrique on procède de la façon suivante :

Soit pour une dalle de dimension (Lx ×Ly) soumise a une charge concentrique A repartie sur un rectangle (U×V).

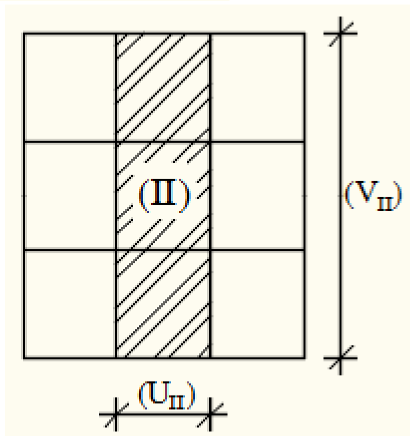
On divise la dalle en rectangle fictif donnant les charges symétriques :

04 rectangle symétrique A ; 02 rectangle symétrique B ; 02 rectangle symétrique C et 01 rectangle au centre D.

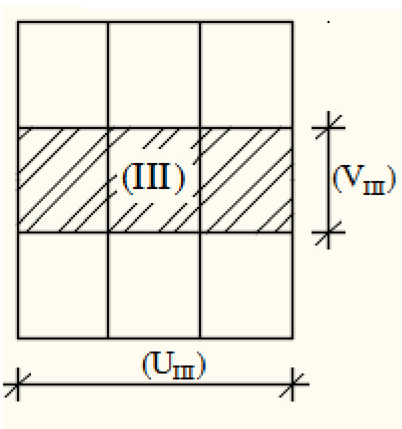




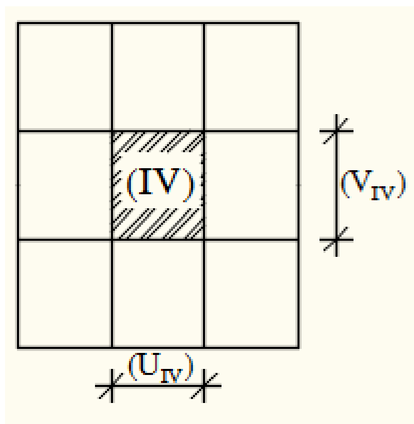
(fig.a)



(fig.b)



(fig.c)



(fig.d)

<u>**Figure V.4**</u> **:** Schéma pour le calcul des moments dûs aux charges localisées.

On cherche les moments produits par les rectangles :

I=4A+2B+2C+D (fig a)

II=2B+D (fig b)

III=2C+D (fig c)

IV=D (fig d)

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$\rho = \frac{Lx}{L} = \frac{1{,}40}{2{,}50} = 0{,}56 > 0{,}4$ la dalle porte dans les deux sens.

Donc :

$$M_{xc} = \frac{(MxI - MxII - MxIII + MxIV)}{4}$$

$$M_{yc} = \frac{(MyI - MyII - MyIII + MyIV)}{4}$$

Avec:

$$M_X = q_u \times (M_1 + \nu.M_2) = (M_1 + \nu.M_2) \times (4 \times Q_a) => \frac{M_x}{4} = (M_1 + \nu.M_2) \times Q_a$$

$$M_y = q_u \times (M_2 + \nu.M_1) = (M_2 + \nu.M_1) \times \left(4 \times Q_a\right) => \frac{M_y}{4} = (M_2 + \nu.M_1) \times Q_a$$

$Q'_a = Q_a \times S \,;\, S = U \times V$

Tableau V.2 : Tableau récapitulatif des résultats

	I	II	III	IV
U [m]	0,90	0,40	0,90	0,40
V [m]	0,90	0,90	0,40	0,40
S en [m²]	0,81	0,36	0,36	0,16
$\frac{U}{L_x}$	0,64	0,29	0,64	0,29
$\frac{U}{L_y}$	0,36	0,36	0,16	0,16
M_1	0,100	0,142	0,108	0,160
M_2	0,076	0,091	0,103	0,129
$Q_a^u=Q_a^u \times S$ [N]	117102,59	52045,59	52045,59	23131,38
$Q_a^{ser}=Q_a^{ser} \times S$ [N]	85242,62	37885,61	37885,61	16838,05
$\frac{M_x^u}{4}$ [N. m]	13490,22	8337,70	6693,06	4297,81
$\frac{M_y^u}{4}$ [N. m]	11241,85	6214,24	6484,88	3724,15
$\frac{M_x^{ser}}{4}$ [N. m]	9819,95	6069,28	4872,09	3128,51
$\frac{M_y^{ser}}{4}$ [N. m]	8183,29	4523,54	4720,55	2710,93
Mx_c^u [N.m]	**2757,27**			
My_c^u [N.m]	**2266,88**			
Mx_c^{ser} [N.m]	**2007,09**			
My_c^{ser} [N.m]	**1650,13**			

d. Descente des charges :

Dalle machine : (ep = 20cm) => G = 0,2× 2500 = 500 daN/m²
La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation Q = 100 daN/m2

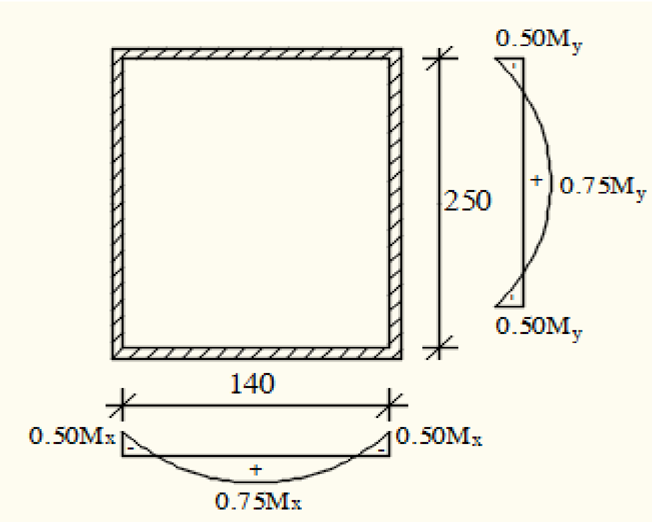


Fig.V.5: Schéma de panneau de dalle d'ascenseur.

- **Combinaison fondamentale :**
  - Etat limite ultime (E.L.U.) :

$q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$

$q_u = 1{,}35 \times 500 + 1{,}5 \times 100 \Rightarrow q_u = 825\ daN/m^2$

Pour une bande de 1m de largeur :
$\overline{q_u} = q_u \times 1{,}00 = 825\ daN/m_L$

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

$q_{ser} = G + Q$

$q_{ser} = 500 + 100 \Rightarrow q_u = 600\ daN/m^2$

Pour une bande de 1m de largeur :
$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1{,}00 = 600\ daN/m_L$

e. Calcul des sollicitations :

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$ =>Suivant la direction l_x ;

$M_y = \mu_y \times M_x$ =>Suivant la direction l_y.

- Etat limite ultime (E L U) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{250} = 0{,}56 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0{,}0880 \\ \mu_y^u = 0{,}2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0{,}0880 \times 825 \times 1{,}40^2 = 142{,}29\ daN.m \\ M_y^u = 0{,}2500 \times 142{,}29 = 35{,}57\ daN.m \end{cases}$$

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{250} = 0{,}56 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^s = 0{,}0923 \\ \mu_y^s = 0{,}4254 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^s = \mu_x^s \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^s = 0{,}0923 \times 600 \times 1{,}40^2 = 108{,}55\ daN.m \\ M_y^s = 0{,}4254 \times 108{,}55 = 46{,}18\ daN.m \end{cases}$$

f. Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges reparties :

- Etat limite ultime (E L U) :

$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (2757{,}27 + 1422{,}9) \Rightarrow M_{xt}^u = 4180{,}17\ N$
$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (2266{,}88 + 355{,}7\ ) \Rightarrow M_{yt}^u = 2622{,}58\ N$

➢ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_{x}^{ser}) = (2007{,}09 + 1085{,}5) \Rightarrow M_{xt}^{ser} = 3092{,}59 \text{ N}$$
$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_{y}^{ser}) = (1650{,}13 + 461{,}8) \Rightarrow M_{yt}^{ser} = 2111{,}93 \text{ N}$$

a. Moment en travée :

$M_{tx} = 0{,}75 \times M_x$

$M_{ty} = 0{,}75 \times M_y$

b. Moment en appuis intermédiaires :

$M_{ax} = 0{,}50 \times M_x$

$M_{ay} = 0{,}50 \times M_y$

Tableau V.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et travées :

	ELU		**ELS**	
Sens	**M travée [N.m]**	**M appuis [N.m]**	**M travée [N.m]**	**M appuis [N.m]**
Sens X-X	3135,13	2090,09	2319,44	1546,29
Sens Y-Y	1966,94	1311,29	1583,95	1055,97

V.5- Calcul des ferraillages :

❖ **Sens x-x :**

a) En travée :

➢ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$\mathbf{M_{tx}^{u} = 3135{,}13\ N.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^{u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3135{,}13}{14{,}2 \times 100 \times (18{,}5)^2} = 0{,}0065$$

$\mu = 0{,}0065 < \mu_L = 0{,}392 \Rightarrow$ A' n'existe pas et

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348 \text{ MPa}$

$\alpha = 1{,}25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0{,}0082$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}997$

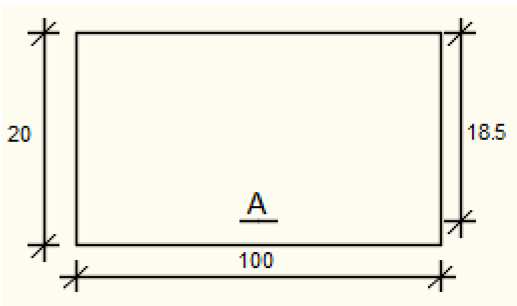


Fig. V.6 : Section de calcul en travée (x-x).

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{tx}^{u}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3135{,}13}{348 \times 0{,}997 \times 18{,}5} = 0{,}49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

Acier FeE400 : $A_{min} = 0{,}0008 \times b \times h = 1{,}6 \text{ cm}^2$

- Choix des armatures:

5T10 ⟶ A=3,93 cm²/ml

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\mathbf{M_t^{ser} = 2319,44\ N.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A′∄ $\Bigg\}$ => $\alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$

Acier FeE400

Avec $: \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3135,13}{2319,44} = 1,36$

$$\alpha = 0,0082 < \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \quad \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} \quad \overline{\sigma_b} = 15MPa$$

❖ Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s)

$\Rightarrow$ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

b) En appuis :

➢ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$\mathbf{M_{ax}^u = 2090,09\ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2090,09}{14,2 \times 100 \times (18,5)^2} = 0,0043$$

$\mu = 0,0043 < \mu_L = 0,392 =>$ A′ n'existe pas et

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \ => \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348\ \text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right) => \alpha = 0,0054$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha => \beta = 0,998$$

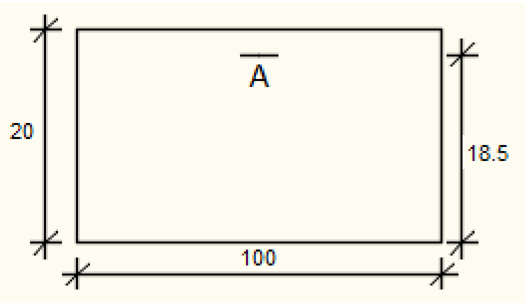


Fig. V.7: Section de calcul en appuis (x-x).

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2090,09}{348 \times 0,998 \times 18,5} = 0,33\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

Acier FeE400 : $A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,6\ \text{cm}^2$

- Choix des armatures :

5T10 $\longrightarrow$ A=3,93 cm²/ml

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\mathbf{M_a^{ser} = 1546,29\ N.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \nexists$

Acier FeE400

$$\left.\begin{array}{l}\\ \\ \end{array}\right\} \Rightarrow \alpha \overset{?}{\leq} \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec : $\gamma = \dfrac{M_u}{M_{ser}} = \dfrac{2090,09}{1546,29} = 1,36$

$$\alpha = 0,0060 < \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \quad \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} \quad \overline{\sigma_b} = 15MPa$$

❖ Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s)

$\Rightarrow$ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

❖ **Sens Y-Y :**

a) En travée :

➢ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$\mathbf{M_{ty}^{u} = 1966,94\ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^{u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1966,94}{14,2 \times 100 \times (17,5)^2} = 0,0045$$

$\mu = 0,0045 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$ A′ n′existe pas et

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348\ \text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,0056$$

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

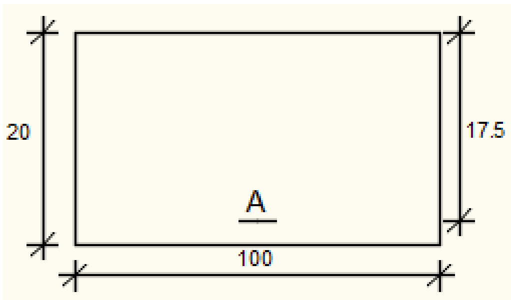


Fig. V.8 : Section de calcul en travée (y-y).

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ty}^{u}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1966,94}{348 \times 0,997 \times 17,5} = 0,32\text{cm}^2/\text{mL}$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

Acier FeE400 : $A_{min} = 0{,}0008 \times b \times h = 1{,}6\ cm^2$

- Choix des armatures:

5T10 ⟶ A=3,93 cm²/ml

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\mathbf{M_t^{ser} = 1583{,}95\ N.m}$$

$$\left.\begin{array}{l}\text{Flexion simple}\\ \text{Section rectangulaire avec } \bar{A} \nexists\\ \text{Acier FeE400}\end{array}\right\} \Rightarrow \alpha^? \le \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \le \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec} \quad : \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1966{,}94}{1583{,}95} = 1{,}24$$

$$\alpha = 0{,}0051 < \frac{1{,}24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}37 \qquad \Rightarrow \sigma_b \le \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} \quad \overline{\sigma_b} = 15MPa$$

❖ Conclusion :

$$\left.\begin{array}{l}\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}\\ \text{Fissuration peu nuisible}\\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s))\end{array}\right\} \Rightarrow \text{ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

a) En appuis :

➢ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$\mathbf{M_{ay}^u = 1311{,}29\ \ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1311{,}29}{14{,}2 \times 100 \times (17{,}5)^2} = 0{,}0030$$

$\mu = 0{,}0030 < \mu_L = 0{,}392 \Rightarrow$ A′ n'existe pas et

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348\ MPa$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}0038$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}998$$

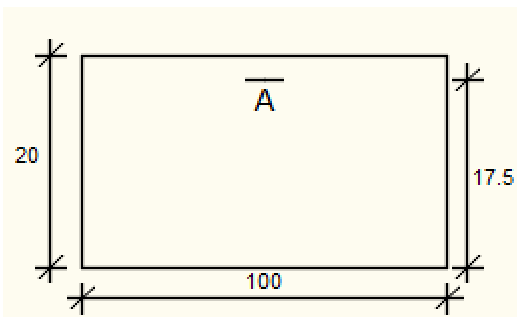


Fig. V.9: Section de calcul en appuis (y-y).

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1311{,}29}{348 \times 0{,}998 \times 17{,}5} = 0{,}21 cm^2/ml$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

Acier FeE400 : $A_{min} = 0{,}0008 \times b \times h = 1{,}6\ cm^2$

- Choix des armatures:

5T10 ⟶ A=3,93 cm²/ml

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\mathbf{M_t^{ser} = 1055,97\ N.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A∄́ } => $\alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$

Acier FeE400

Avec $: \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1311,29}{1055,97} = 1,24$

$$\alpha = 0,0038 < \frac{1,24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37 \quad \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} \quad \overline{\sigma_b} = 15MPa$$

❖ Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ = 15MPa

Fissuration peu nuisible } ⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

V.6- Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{max}^{u} = q_u^a + q_u \times \frac{Lx}{2}$$

$$T_{max}^{u} = 1301,14 + 825 \times \frac{1,40}{2} \Rightarrow T_{max}^{u} = 1878,64 \text{ daN}$$

- **Calcul :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau ad} = 0,05f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^{u}}{b \times d} = \frac{18786,4}{100 \times 18,5 \times 100} = 0,10 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau ad} = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

τ_u = 0,10 < $\overline{\tau ad}$ =1.25MPa

il n'y a pas de reprise de bétonnage } ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

V.7- Vérification de la flèche :

➢ Condition de la flèche : **[CBA93/B.7.5]**

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20\ M_x^{ser}}$$

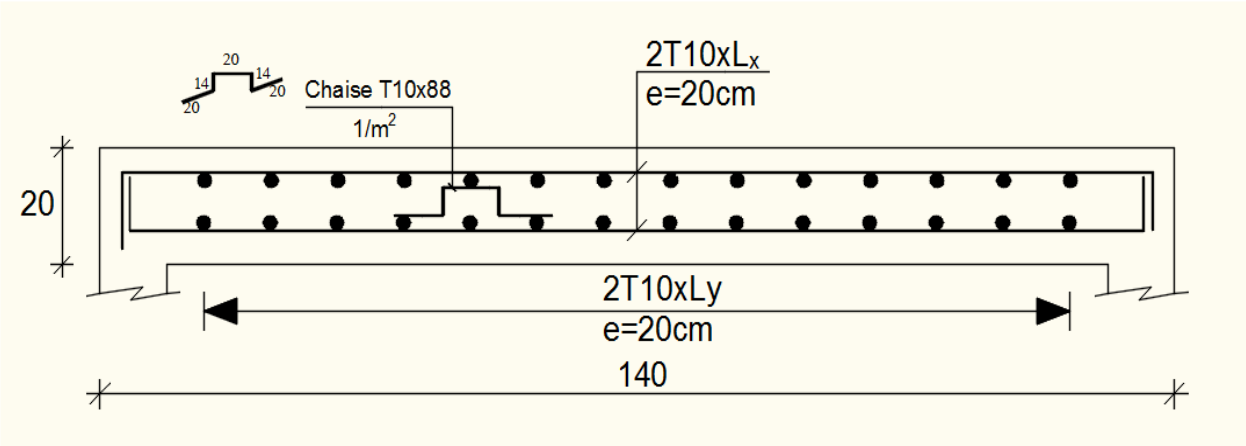
$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{fe}$$

- <u>Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire</u> :

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{0,20}{1,40} = 0,143 > \frac{M_{tx}^{ser}}{20\ M_x^{ser}} = \frac{2319,44}{20 \times 3092,59} = 0,0375 \ => \ (\text{Condition vérifiée})$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 18,5} < \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0021 < 0,005 \Rightarrow C.V$$

<u>Conclusion</u> : les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



<u>Figure V.10</u>: Ferraillage de la dalle pleine.

VI. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

VI.1- Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l’ouvrage de façon à ce qu’il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

L’étude dynamique d’une structure telle qu’elle se présente, est souvent très complexe. C’est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l’analyser.

La modélisation représente l’établissement d’un modèle à partir de la structure réelle, ce travail sera suivi par certaines modifications en vue d’approcher au maximum le comportement de la structure réelle.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour le calcul dynamique, un logiciel de calcul automatique par élément finis « **ETABS** » et le calcul sismique sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien « **RPA99/Version 2003** ».

VI.2- Niveau d’application de l’action sismique :

L'action sismique a l'originalité d'être un chargement défini par un mouvement du sol en surface. Dans ce cas, l'action sismique est directement appliquée au niveau du la base de structure. Le niveau du sous-sol est considéré comme **une boite rigide dans le sol**.

VI.3- Modélisation :

A. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :

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

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

B. Modélisation de la rigidité :

Les éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau ont été modélisés par un élément fini de type poutre à deux nœuds.
- Les voiles par des éléments coque (à quatre nœuds).
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).

C. Modélisation de la masse :

- Pour la masse des planchers, nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau, la masse est calculée de manière à inclure la quantité βQ (imposée par le **L'RPA99/Version2003**), dans la masse totale utilisée pour l'analyse modale (dans notre cas β =0.2). **[RPA99/V2003-Tableau4.5]**
  $W=G + \beta\ Q$ **[Formule 4.5]**
- La masse attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir : **2.5t /m3**.

VI.4- Présentation du logiciel « ETABS » :

L'Etabs est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une très large variété de structures.

Ce système est basé sur la méthode des éléments finis et possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur, notamment :

- Il donne plusieurs possibilité de création du modèle ;
- Il calcul automatiquement le centre de masse et le centre de torsion de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Il contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « **vérifier structure** » et
- Il permet aussi, un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques détaillés, comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant **M**, efforts tranchants **T**, efforts normaux **N** et contraintes **σ**).

V.4.1- Etapes de la modélisation :

Pour la modélisation ; nous avons suivi les étapes suivantes :

1. opter pour un système d'unités (KN ; m).
2. définition de la géométrie de base.

3. Définition des matériaux.
4. Définition des sections.
5. Définition de l'élément dalle.
6. Ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments.
7. Définition des charges à appliquer.
8. Introduction du spectre de réponse à appliquer.
9. Définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes:
   [RPA99/V2003-Article5.2]
   C1 : G+Q
   C2 : 1,35G+1,5Q
   C3 : G+Q+Ex
   C4 : G+Q+Ey
   C5 : G+Q-Ex
   C6 : G+Q-Ey
   C7 : 0,8G+Ex
   C8 :0,8G+Ey
   C9 : 0,8G-Ex
   C10 : 0,8G-Ey
10. Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
11. Ajouter un diaphragme à chaque plancher.
12. Définir les conditions aux limites :
13. lancer l'analyse.
14. Ouvrir le fichier résultat dont l'extension est **OUT** afin de vérifier les déplacements, la période de la structure, les taux de participation de la masse pour avoir si le nombre de modes choisis est suffisant.
15. Visualisation des efforts trouvés **(M, N, T)** et du taux de travail des sections.

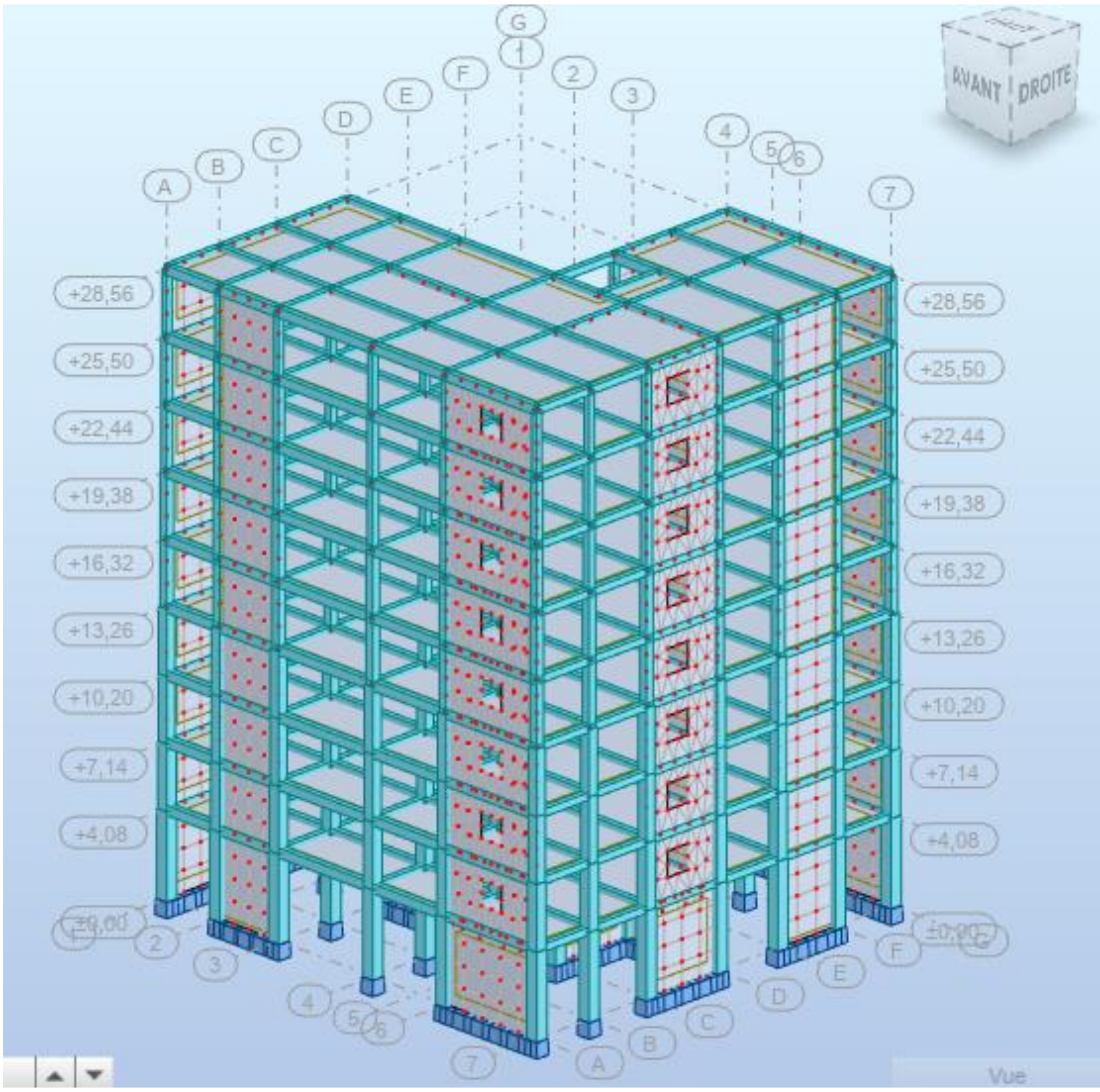


Fig.VI.1 : Interface du robot

VI.5- Critères de classification par le RPA 99/V2003 :

VI.5.1- Classification des zones sismiques : [RPA99/V2003-Article3.1]

Wilaya de Mostaganem : groupe de communes C La zone est de : Zone II-a.

VI.5.2- Classification de l'ouvrage : [RPA99/V2003-Article3.2]

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation collective et commercial, il sera classé en Groupe 2.

VI.5.3- Classification des sites : [RPA99/V2003-Article3.3]

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

VI.6- Choix de la méthode de calcul par le RPA 99/V2003 : [RPA99/V2003-Article4.1]

VI.6.1- Méthodes utilisables : [RPA99/V2003-Article4.1.1]

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 modifié en 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

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

VI.6.2- Méthode statique équivalente :

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente : [RPA99/V2003-Article4.1.2]**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :
Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation. **[RPA99/V2003-Article 3.5]**

Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

VI.6.3- La méthode modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

Principe

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.
Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

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

VI.7- <u>Méthode dynamique modale spectrale</u> :

VI.7.1- <u>Spectre de réponse de calcul</u> :

Selon **Le RPA99/Version2003** ; l'action sismique est représentée par le spectre de calcul : **[RPA99/V2003-Formule 4-13]**

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

g : Accélération de la pesanteur ; **g=9,81m/s²**

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ: Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement global de la structure **;** Sa valeur est fonction du système de contreventement. [**RPA99/V2003-Tableau 4.3]**

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

- **<u>Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D</u> :**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen : Déterminer en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$ **[RPA99/V2003-Formule 4-2]**

- **<u>Périodes caractéristiques T_1, T_2</u> :**

Pour un site type S_3 : **T_1= 0.15 s ; T2 = 0.5 s [RPA99/V2003-Tableau 4.7]**

- **<u>Coefficient de correction d'amortissement η</u> :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0{,}88\ldots(\xi = 7\%)$$

Où ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ=7%. (Portique en béton armée et de remplissage dense) [**RPA99/V2003-Tableau 4.2]**
η = 0.88

- **<u>Estimation empirique de la période fondamentale :</u>**

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

- T : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

$$T = \min\left\{ C_T h_N^{3/4} \quad , \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{Dx}}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{Dy}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.
$h_N = 31.66m$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le **[RPA99/V2003-tableau 4-6].**

$C_T = 0{,}05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé)

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

$D_x = 22$ m
$D_y = 21$ m

$$T_1 = C_T . h_N^{\frac{3}{4}}$$

$$T_1 = 0{,}05 \times (31{,}66)^{\frac{3}{4}} => \mathbf{T_1 = 0,67s}$$

$$T_2 = \frac{0{,}09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

- **<u>Sens X-X</u> :**

  $h_N = 31{,}66$m

  $D_x = 22$ m

$$T_x = \frac{0{,}09 \times 31{,}66}{\sqrt{22}} => \mathbf{T_x = 0,61s}$$

Donc:

On a: **T_2 (S_3) = 0,5s**

$$T_2 = 0{,}5s \leq T_x = 0{,}61s < 3s => D = 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Avec : } \eta = 0{,}88$$

$\mathbf{D_x = 1,97}$

- **<u>Sens Y-Y</u> :**

  $h_N = 31{,}66$m

$D_y = 21$ m

$$T_y = \frac{0{,}09 \times 31{,}66}{\sqrt{21}} => \mathbf{T_y = 0,62s}$$

Donc:

On a: **T_2 (S_3) = 0,5s**

$$T_2 = 0{,}5s \leq T_x = 0{,}s < 3s => D = 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Avec : } \eta = 0{,}88$$

$\mathbf{D_y = 2,0}$

$$T = \min\left\{C_T h_N^{3/4} \quad , \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{Dx}}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{Dy}}\right\}$$

T = min (0.67s ;0.61s ;0.62s)

T=0,61s

- **<u>Coefficient d'accélération de zone A</u> : [RPA99/V2003-Tableau 4.1]**

Le coefficient d'accélération **A** est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas **A= 0,15**

- **<u>Coefficient de comportement R</u> : [RPA99/V2003-Tableau 4.3]**

Le contreventement mixte avec interaction **(R =3.5)**

- **<u>Facteur de qualité Q</u> : [RPA99/V2003-Tableau 4.4]**

La valeur de Q est déterminée par la formule : **Q = 1 +$\sum P_q$ [Formule 4.4]**

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

<u>Tableau : VI.1:</u> Pénalités du facteur de qualité **P_q**

	P_q	
Critère « q »	**P_{qx}**	**P_{qy}**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

Avec :

Pq = 0,05 ou 0,10 →Non observée, Pq = 0 → Observée

$$Q_x = 1 + \sum_{1}^{6} P_{qx} = 1 + 0{,}35 = 1{,}35$$

$$Q_y = 1 + \sum_{1}^{6} P_{qy} = 1 + 0{,}35 = 1{,}35$$

$$Q_x = Q_y = 1{,}3$$

VI.8- Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

A. Détermination des masses et centres de masse par étage :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \text{ x } X_i}{\sum M_i} \qquad \text{et} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i \text{ x } Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i,

X_i , Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global

B. Détermination de centre de torsion par étage :

Les coordonnées du centre de torsion sont données par :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \,.\, X_i}{\sum I_{yi}} \qquad \text{et} \qquad Y_T = \frac{\sum I_{xi} \,.\, Y_i}{\sum I_{xi}}$$

VI.9- Vérification des conditions du RPA99/Version2003 :

VI.9.1- Résultante des forces sismiques de calcul : [RPA99/V2003-Article 4-3-6]

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée, c'est-à-dire : $\mathbf{V_t > 0,8\,V}$ **.**

VI.9.2- Calcul de la force sismique totale V : [RPA99/V2003-Article4.2.3]

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

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

W : Poids total de la structure

❖ **Remarque :** le poids total de la structure est donné par le logiciel Robot :

$W_{sans\ sous/sol}$ = 41843,3763 KN

Donc :

$$V_s^x = \frac{0,15 \times 1,97 \times 1,35}{3,5} \times 41843,3763 \Rightarrow V_s^x = 4769,248 \text{ KN}$$

$$V_s^y = \frac{0,15 \times 2 \times 1,35}{3,5} \times 41843,3763 \Rightarrow V_s^y = 4841,876 \text{ KN}$$

- **Vérifications de l'effort tranchant à la base :**

$V_d^x = 5255,888$ KN

$V_d^y = 5566,418$ KN

$V_s^x = 4769,248 \text{ x } 0,8 = 3815,398 \text{ KN} < V_d^x = 5255,888$ KN … … ..**Condition vérifié.**

$V_s^y = 4841,876 \text{ x } 0,8 = 3873,350 \text{ KN} < V_d^y = 5566,418$ KN … … … **Condition vérifié.**

VI.9.3- Périodes et facteurs de participation modale :

- **Nombre de modes à considérer** : **[RPA99/V2003-Article 4.3.4]**

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.
Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

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

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

N = 10 niveaux => $K \geq 3\sqrt{10} = 9,49 \Rightarrow K = 18$ modes.

Alors ; nous avons augmenté le nombre de mode jusqu'à 18 pour que la somme des masses modales effectives sont aux moins égales à 90%.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,85	0,66	59,05	0,66	59,05	12339692,82	12339692,82
3/ 2	0,70	56,74	59,77	56,08	0,73	12339692,82	12339692,82
3/ 3	0,60	57,81	60,56	1,07	0,78	12339692,82	12339692,82
3/ 4	0,53	63,33	60,77	5,52	0,22	12339692,82	12339692,82
3/ 5	0,47	63,86	65,80	0,53	5,03	12339692,82	12339692,82
3/ 6	0,40	65,86	66,23	2,00	0,43	12339692,82	12339692,82
3/ 7	0,39	65,86	66,39	0,00	0,17	12339692,82	12339692,82
3/ 8	0,35	66,24	66,41	0,38	0,02	12339692,82	12339692,82
3/ 9	0,34	66,26	67,49	0,02	1,08	12339692,82	12339692,82
3/ 10	0,33	73,05	67,63	6,79	0,14	12339692,82	12339692,82

Tableau .VI.3 : périodes, modes et facteurs de participation massique

- **Vérifications de la période : [RPA990/V2003-Article 4.2.4]**

Le RPA99/version 2003 préconise qu'il faut que la valeur de $\mathbf{T_{dyn}}$ calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur $\mathbf{T_e}$ estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$\mathbf{T_{dyn}}$**= 0.85s**

$\mathbf{T_e}$**=0,67s**

On a :

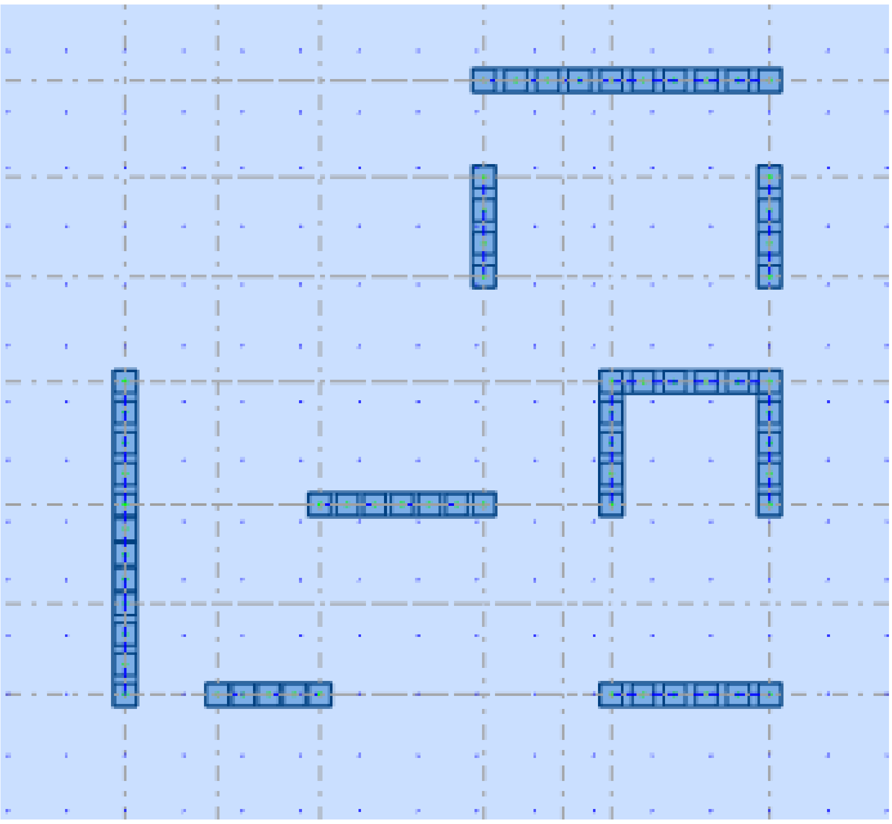
Sens X-X : **1,3×$\mathbf{T_e}$ =1,3×0,67 =0,87 s > $\mathbf{T_{dyn}}$= 0,85 s (condition vérifiée).**

Sens Y-Y : **1,3×$\mathbf{T_e}$ =1,3×0,67 =0,87 s > $\mathbf{T_{dyn}}$= 0,70 s (condition vérifiée).**

- Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (xx) et (yy), successivement.
- Le troisième mode est un mode de torsion.
- Les 18 modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% selon le **[RPA99/V2003-Article 4.3.4]**

  - **Direction xx : 14$^{\text{ème}}$ mode : Masse cumulée = 91,9 %**
  - **Direction yy : 18$^{\text{ème}}$ mode : Masse cumulée = 90,0 %**

- **La disposition des voiles:**



VII. Etude des portiques

VII.1- <u>Introduction</u> :

L'ossature du bâtiment est constituée par un système mixte voiles-portique dont les éléments verticaux sont constitués de (poteaux-voiles) et horizontaux (poutres)
L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

VII.2- <u>Définition</u> :

- **Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, 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.

- **Voiles :**

Ce sont des éléments verticaux dont la longueur est nettement supérieure à l'épaisseur $h \geq (4 \times e)$ qui sont utilisés pour reprendre les efforts horizontaux dûs au séisme.

- **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.

VII.3- <u>Ferraillage des portiques</u> :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont à considérer sont les suivent :

- **G** : Charges permanentes ;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.

VII.3.1- <u>Combinaisons d'actions</u> :

➢ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le **[CBA93] :**

- $1{,}35G + 1{,}5Q \longrightarrow$ Etat Limite ultime.
- $G+Q \longrightarrow$ Etat Limite de service.

➢ Combinaisons accidentelles selon le **[RPA 99v2003] :**

- $0{,}8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm E$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel **Etabs 2016.**

VII.3.2- Ferraillage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : **(30×45) cm².**
- Poutres secondaires : **(30×35) cm².**

a) Ferraillages réglementaires :

1) Recommandation du R.P.A.99 (version 2003) [ART 7.5.2.1] :

- **Armature longitudinale :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc :

- Armatures minimales : $0.5\% \times B$ en zone II_a.
- Armatures maximale $\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$
- Longueur de recouvrement est de : 40.Ø en zone IIa.

Avec : **B** : Section de la poutre.

- **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \min = 0{,}003 \times S \times b$$ **RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2].**

Avec :

b : Largeur de la section.

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 :

$$S = \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \varnothing\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

2) Règlement BAEL91 : [BAEL91r99 /Article-4.2]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$A_{min} = 0{,}23 \times \frac{f_{t28}}{fe} \times b \times d \Rightarrow$ Pour les armatures tendues.

b) Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "**Etabs 2016**" ; on obtient les résultats suivants :

Tableau.VII.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants :

Combinaisons	Sollicitations	Poutres principales (30x45)	Poutres secondaires (30x35)
E.L.U (1,35G+1,5Q)	M_t [kN.m]	97,1096	41,1438
	N [kN]	0	0
	M_a [kN.m]	-134,1177	-50,2385
	N [kN]	0	0
E.L.S (G+Q)	M_t [kN.m]	70,9772	29,8567
	N [kN]	0	0
	M_a [kN.m]	-97,4989	-36,5033
	N [kN]	0	0
A.C.C (G+Q±E) (0,8 G ± E)	M_t [kN.m]	201,491	95,5964
	N [kN]	0	0
	Ma [kN.m]	-235,491	-111,6038
	N [kN]	0	0
Effort Tranchant	T [kN]	197,4982	219,4174

➢ **Armatures longitudinales :**

1.Conditions imposées par le RPA99/V2003 :

- Poutre principale : $A_{min} = 0{,}005 \text{ x } 30 \text{ x } 45 = 6{,}75 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{min} = 0{,}005 \text{ x } 30 \text{ x } 35 = 5{,}25 \text{ cm}^2$

2.Conditions imposées le BAEL91 :

- **Poutre principale** :

h=45 cm; b=30 cm; d= 0,9×h = 0,9×45= 40,5 cm

$$A_{min} = 0{,}23 \times 30 \times 40{,}5 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}47 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaire** :

h=35 cm; b=30 cm; d= 0,9×h = 0,9×35= 31,5 cm

$$A_{min} = 0{,}23 \times 30 \times 31{,}5 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}14\ cm^2$$

3. Exemple de Calcul : Poutres principales **(30x45) cm²**

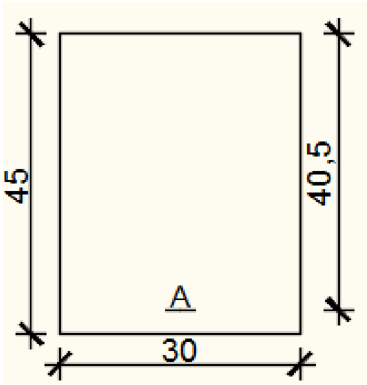


Fig.VII.1: Section de calcul en travée.

A. En travée :

❖ **Situation durable et transitoire :**

➢ **Etat limite ultime (E.L.U.)** :

$$\mathbf{M_t^u = 97{,}1096\ KN.m = 97109{,}6\ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{97109{,}6}{14{,}2 \times 30 \times (40{,}5)^2} = 0{,}139$$

$\mu = 0{,}139 < \mu_L = 0{,}392$ => (acier FeE400) => A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348\ MPa$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0{,}188$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha => \beta = 0{,}925$$

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{97109{,}6}{348 \times 0{,}925 \times 40{,}5} = 7{,}45\ cm^2$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 30 \times 40{,}5 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}47 cm^2$$

❖ **Situation accidentelle :**

$$\mathbf{M_t^{acc} = 201{,}491\ KN.m = 201491\ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{201491}{18{,}48 \times 30 \times (40{,}5)^2} = 0{,}221$$

$\mu = 0{,}221 < \mu_L = 0{,}379$ => (acier FeE400) => A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400\ MPa$$

$\alpha = 1,25(1-\sqrt{1-2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,316$

$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,873$

- Détermination des armatures :

$$A^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{201491}{400 \times 0,873 \times 40,5} = 14,2\ cm^2$$

$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{acc}) \Rightarrow A_t = 14,2\ cm^2$

- Choix des armatures:

4T14 + 4T16 $\longrightarrow$ A =14,20cm^2

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\mathbf{M_t^s = 70,9772\ KN.m\ = 70977,2\ N.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \nexists$ $\Bigg\} \Rightarrow \alpha^? \le \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \le \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$

Acier FeE400

Avec $: \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{97109,6}{70977,2} = 1,37$

$\alpha = 0,188 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \quad \Rightarrow \sigma_b \le \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} \quad \overline{\sigma_b} = 15MPa$

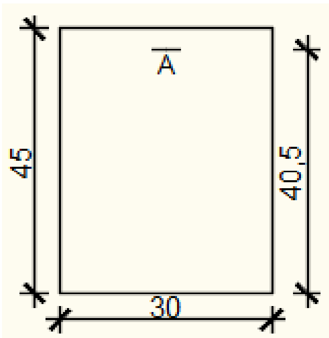
❖ Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ = 15MPa

Fissuration peu nuisible $\Bigg\} \Rightarrow$ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s)

B. En appuis :



❖ Cas fondamentaux :

➢ **Etat limite ultime (E.L.U.)** :

$$\mathbf{M_a^u = 134,1177\ KN.m = 137114,7\ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{137114,7}{14,2 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,196$$

Fig.VII.2: Section de calcul en Appuis.

$\mu = 0,196 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow$ A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1-2\mu}) => \alpha = 0,275$

$\beta = 1 - 0,4\alpha => \beta = 0,890$

- Détermination des armatures :

$A^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{137114,7}{348 \times 0,890 \times 40,5} = 10,93 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{cm}^2$

❖ **Situation accidentelle :**

$$\mathbf{M_a^{acc} = 235,491\ KN.m = 235491\ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{235491}{18,48 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,259$

$\mu = 0,259 < \mu_L = 0,379 =>$ (acier FeE400) $=>$ A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1-2\mu}) => \alpha = 0,382$

$\beta = 1 - 0,4\alpha => \beta = 0,847$

- Détermination des armatures :

$A^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{235491}{400 \times 0,847 \times 40,5} = 17,2 \text{ cm}^2$

$A_a = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{acc}) => A_a = 17,2 \text{ cm}^2$

- Choix des armatures:

6T16 + 2T20 $\longrightarrow$ A =18,34 cm^2

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\mathbf{M_a^{ser} = 97,4989\ KN.m = 97498,9\ N.m}$$

$\left.\begin{array}{l}\text{Flexion simple}\\ \text{Section rectangulaire avec } A' \nexists\\ \text{Acier FeE400}\end{array}\right\} => \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$

Avec $:\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{137114{,}7}{97498{,}9} = 1{,}40$

$\alpha = 0{,}382 < \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}45 \quad \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} \quad \overline{\sigma_b} = 15MPa$

❖ Conclusion :

$\left.\begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array}\right\} \Rightarrow$ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

c) Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$\mathbf{T_u^{max} = 197,4982\ KN = 197498\ N}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]

$\mathrm{T_u} \overset{?}{\leq} 0{,}267 \times \mathrm{a} \times \mathrm{b} \times \mathrm{f_{c28}}$

Avec :$\mathrm{a} = 0{,}9 \times \mathrm{d} = 0{,}9 \times 40{,}5 => \mathrm{a} = 36{,}45\ \mathrm{cm}$

$\mathrm{T_u^{max}} = 197498\ \mathrm{N}\ \leq 0{,}267 \times 36{,}45 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 729911{,}25\ \mathrm{N}$

Donc **:** il n'ya 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 :

$$\mathrm{A_{inf}} \overset{?}{\geq} \frac{\gamma_s}{\mathrm{f_e}}\left[\mathrm{T_u} + \frac{\mathrm{M_a^u}}{0{,}9 \times \mathrm{d}}\right]$$

$\mathrm{A_{inf}} = 6{,}03 \geq \frac{1{,}15}{400}\left[197498 + \frac{137114{,}7}{0.9 \times 36{,}45}\right] \times 10^{-2} = 5{,}79\ \mathrm{cm}^2$ ➔(Condition vérifiée)

Donc : Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{\mathrm{T_u^{max}}}{\mathrm{b} \times \mathrm{d}} = \frac{137114{,}7}{30 \times 40{,}5 \times 10^2} = 1{,}13\ \mathrm{MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\overline{\tau_u} = \min\left[0{,}2 \times \frac{\mathrm{f_{c28}}}{\gamma_b}; 5\ \mathrm{MPa}\right] = 3{,}34\ \mathrm{MPa}$

$\tau_u = 1{,}13\ \mathrm{MPa} < \overline{\tau_u} = 3{,}34\ \mathrm{MPa}$ => Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d. <u>Section et écartement des armatures transversales A_t</u> : [Article BAEL91/4.2.3]

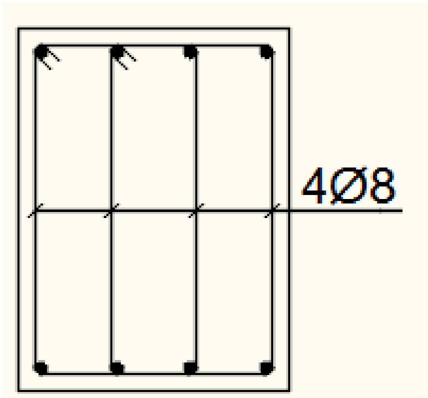
- Diamètre des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\ ;\ \emptyset_{l\,min}\right)$$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{45}{35}\ ;\ \frac{30}{10}\ ;\ 1{,}47\right) = 1{,}47\text{cm} = 14{,}7\text{mm}$$

<u>On prend</u> :

$\emptyset_t = 8$mm de nuance d'acier FeE235 => $4\emptyset_8 \longrightarrow A_t = 2{,}01\ \text{cm}^2$ (2cadre).



<u>Fig. VII. 3</u>: Armatures transversales.

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{t28} \times k}{0{,}8 \times f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)} \quad [\textbf{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90° => \sin\alpha = 1; \cos\alpha = 0 \end{cases}$$

<u>Donc</u> :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0{,}80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28})} = \frac{2{,}01 \times 0{,}80 \times 235}{30 \times (1{,}13 - 0{,}3 \times 2{,}1)} = 25{,}19 \text{ cm}$$

$\delta_{t2} \leq \min(0{,}9d\ ; 40 \text{ cm}) = \min(36{,}45\ ; 40) = 36{,}45$ cm **[CBA93/A.5.1.2.2].**

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0{,}4 \times b} = \frac{2{,}01 \times 235}{0{,}4 \times 30} = 39{,}36 \text{ cm } [\textbf{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 25{,}19$ cm

❖ <u>Selon le **RPA99 (version2003)**</u> :

➢ <u>Zone nodale</u> :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}\ ; 12\ ; \emptyset\right) = \min\left(\frac{45}{4}\ ; 12 \text{ x } 1{,}47\right) = 11{,}25 \text{ cm}$$

➢ <u>Zone courante</u> :

$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22{,}5 \text{ cm}$

Donc :

$$\begin{cases} \delta_t = 15cm & \text{en zone courante} \\ \delta_t = 10cm & \text{en zone nodale} \end{cases}$$

e. Vérification des armatures transversales:

- Zone nodale :
  $A_{t\,min} = 0{,}005 \text{ x } 10 \text{ x } 30 = 1{,}15 \text{ cm}^2$
- Zone courante :
  $A_{t\,min} = 0{,}005 \text{ x } 15 \text{ x } 30 = 2{,}25 \text{ cm}^2$

f. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est :

$L_r = 40\emptyset_{max}$ **(Zone IIa)**

∅ = 16mm → Lr = 40×1,6 = 64 cm on adopte → Lr = 64 cm
∅ = 20mm → Lr = 40×2,0 = 80 cm on adopte → Lr = 80 cm
∅ = 14mm → Lr = 40×1,4 = 56 cm on adopte → Lr = 56 cm
La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (Zones critiques).

Remarque : étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferraillage est le même que celle déjà montrée ci-avant; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferraillage.

Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif de ferraillages des poutres principales et secondaires.

Type des poutres		A min (cm^2)		A cal [cm^2]	Barres choisis	A corr [cm^2]	Recouvrement [cm]
		BAEL [cm^2]	RPA99 V(2003) [cm^2]				
poutres principales (30x45)	Travées	1,47	6,75	14,2	**4T14 + 4T16**	14,2	**64**
	Appuis	1,47	6,75	17,2	**6T16 + 2T20**	18,34	**80**
poutres secondaires (30x35)	Travées	1,14	5,25	8,4	**2T12 + 4T14**	8,42	**56**
	Appuis	1,14	5,25	10,0	**3T14 + 3T16**	10,65	**64**

❖ **Ferraillage des poutres :**

- **En travée**
- **En appui**

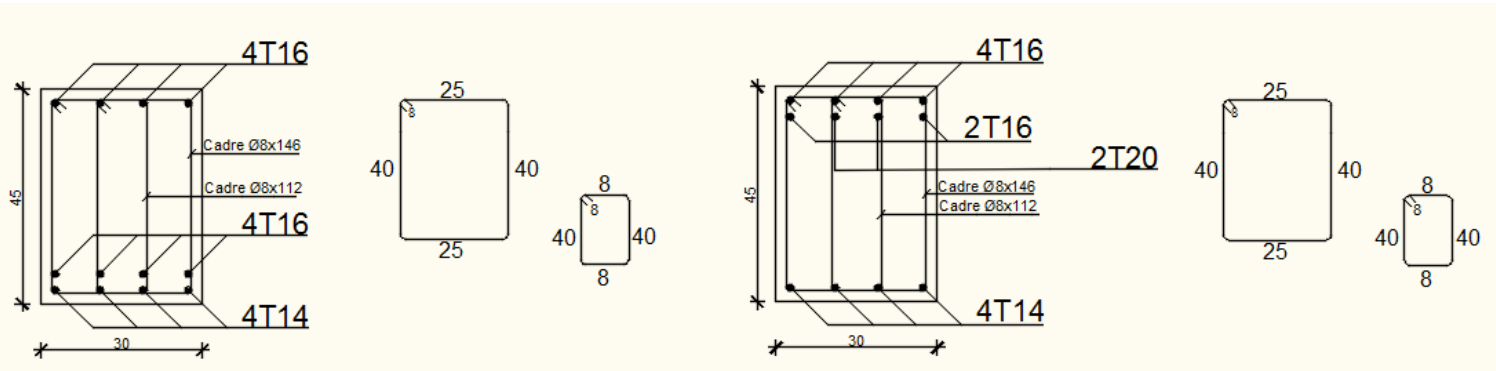


Fig.VII.4 : Ferraillage des poutres Principales.

- **En travée**
- **En appui**

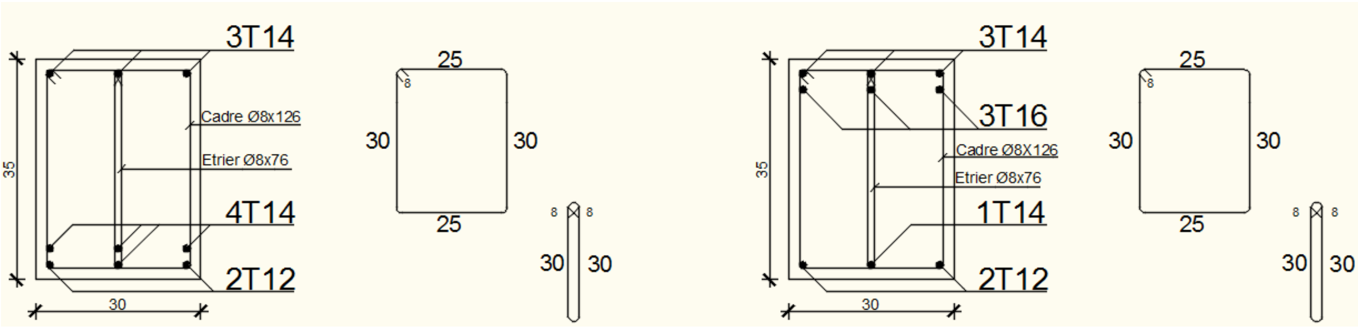


Fig.VII.5: Ferraillage des poutres secondaire

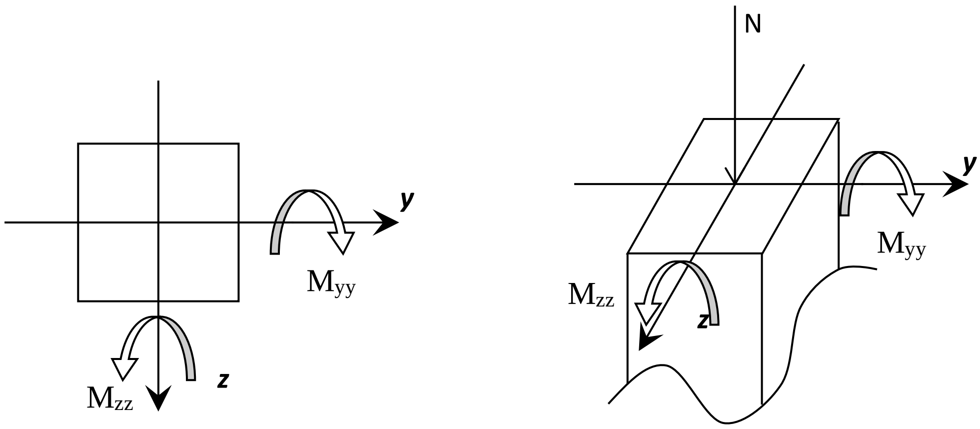
VI.3.3- <u>Etude des poteaux</u> :

- **<u>Leurs rôles :</u>**

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

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal(N) et à deux moments fléchissant (M_{y-y}, M_{z-z}) (voirfig.VII.3.3.1),



<u>Fig.VII.6</u>: Sollicitation sur les poteaux**.**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Une section partiellement comprimée **(s.p.c)**.
- Une section entièrement comprimée **(s.e.c)**.
- Une section entièrement tendue **(s.e.t)**.

- **<u>Section partiellement comprimée</u> :**

Une section partiellement comprime si :
Le centre de pression (point d'application de l'effort normal N) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction.
Le centre de pression si de trouve à l'extérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression
Si l'effort normal de compression se trouvée à l'intérieur de la section ; alors il faut vérifie :

$$(0{,}337 \text{ x h} - 0{,}81 \text{ x } c') \geq N'(d - c') - M_1$$

Avec M_1 : Moment fléchissent par rapport aux armatures tendues.

- **<u>Section entièrement comprimée</u> :**

La section est entièrement comprimé => le diagramme des déformations passe par le pivot C [domaine 3] caractérise par $\mathcal{E}_b = 2\ \%$ pour la fibre sitée à $\frac{3}{7}$ de la fibre la plus comprimé

- **Section entièrement tendue :**

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

VI. 3.3.1- Combinaison de charges :

➢ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le **[B.A.E.L 91] :**

- 1,35G +1,5Q ⟶ Etat Limite ultime.
- G+Q ⟶ Etat Limite de service.
- G

➢ Combinaisons accidentelles selon le **[RPA 99v2003] :**

- 0,8×G ± E
- G + Q ±E

VI.3.3.2- Principe de calcul :

1) N^{max} ,$M_{zz\ corr}$

2) N^{max}, $M_{yy\ corr}$

3) M_{zz}^{max}, N_{corr}

4) M_{yy}^{max} ,N_{corr}

5) N^{min},$M_{zz\ corr}$

6) N^{min} , $M_{yy\ corr}$

VI.3.3.3- Ferraillage des poteaux :

a) Ferraillage réglementaire :

1) Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.4.2.1] :

➢ **Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

➢ Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en (**Zone IIa**).

➢ Leur pourcentage maximal sera de :
  - ✓ 4% en zone courante.
  - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- ➢ Le diamètre minimum est de 12mm
- ➢ La longueur minimale du recouvrement est de :
  - ✓ 40 Φ en (**Zone IIa**).
- ➢ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
  - ✓ 25cm en (**Zone IIa**).

- 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
  - ✓ $h' = \max(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm})$

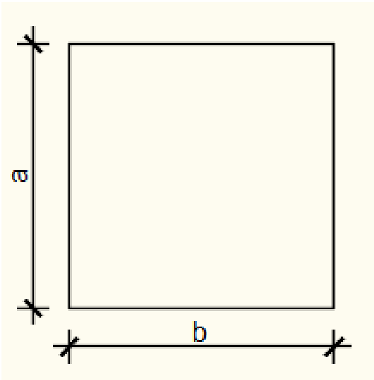


Fig.VII.7: Section de calcul du poteau

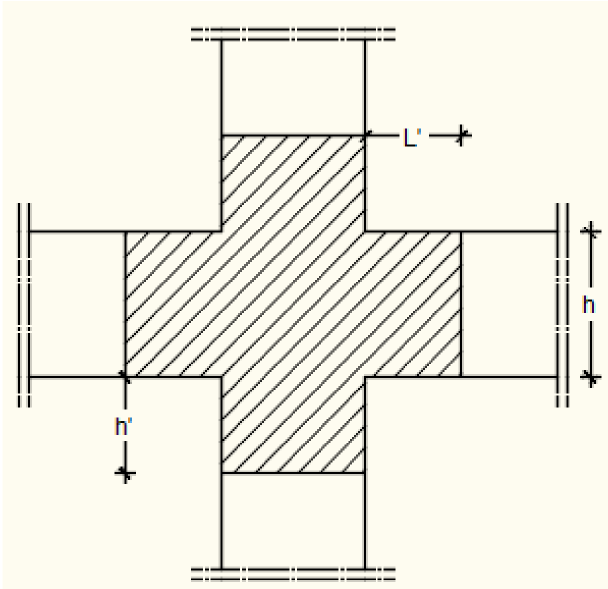


Fig. VII.8: zone nodale **[RPA99/2003.Fig.7.2].**

Avec :
h: la hauteur de la poutre ;
b et a : dimension du poteau et
he: la hauteur libre entre deux niveaux.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$ **[RPA99/7.4.2.2]**

Avec :

T_u : Effort tranchant ultime ;

a : Hauteur totale de la section brute ;

f_e: Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a: Coefficient dépendant de l'élancement géométrique λ_g.

$$\begin{cases} \rho_a = 2{,}5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad \lambda_g = \frac{L_f}{a} \\ \rho_a = 3{,}75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

δ_t: Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

- ✓ Zone nodale : :$\delta_t \leq \min(10\varnothing_L \,;\, 15cm)$ ……...**(zone IIa)**.
- ✓ Zone courante : $\delta_t \leq 15.\varnothing_L$ ……………….. **(zone IIa)**.

$\varnothing_L$: diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- <u>Section minimale des armatures transversales</u>:

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donnée comme suit :

- Si: $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- Si: $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- Si: $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$\lambda_g = (\frac{L_f}{a} \text{ou} \frac{L_f}{b})$

2) <u>Règlement BAEL91</u> :

- **<u>Armatures longitudinales</u> : [B.A.E.L91/A.8.1.2.1]**

La section A_L des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$\left.\begin{array}{l} A_L \geq 4 \text{ cm}^2 / m_L \\ 0,1\ \%\ B \leq A_L \leq 4\%\ B \end{array}\right\} \text{Pour section entièrement comprimée.}$$

Avec B : la section totale du poteau.

Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :

$A_{min} \geq \max\left[0,2 \times \frac{b \times h}{100}; 8 \times \frac{b+h}{100}\right] \Rightarrow$ Pour la compression simple ;

$A_{min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e}.b.d \Rightarrow$ Pour la flexion simple et

$A_{min} = \frac{B.f_{t28}}{f_e} \Rightarrow$ Pour la traction simple.

- **<u>Armature transversale :</u> [BAEL91/A.8.1.3]**

Le diamètre minimal des armatures transversales: $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_{L\,max}}{3}$

Et l'espacement : $\delta_t = \min(15\varphi_{lmin}, 40 \text{ cm}, (b+10) \text{ cm})$

b : plus petite dimension de la section transversale du poteau et
$\varnothing_{Lmin}$: plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaires à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir au minimum trois cours des armatures transversales.

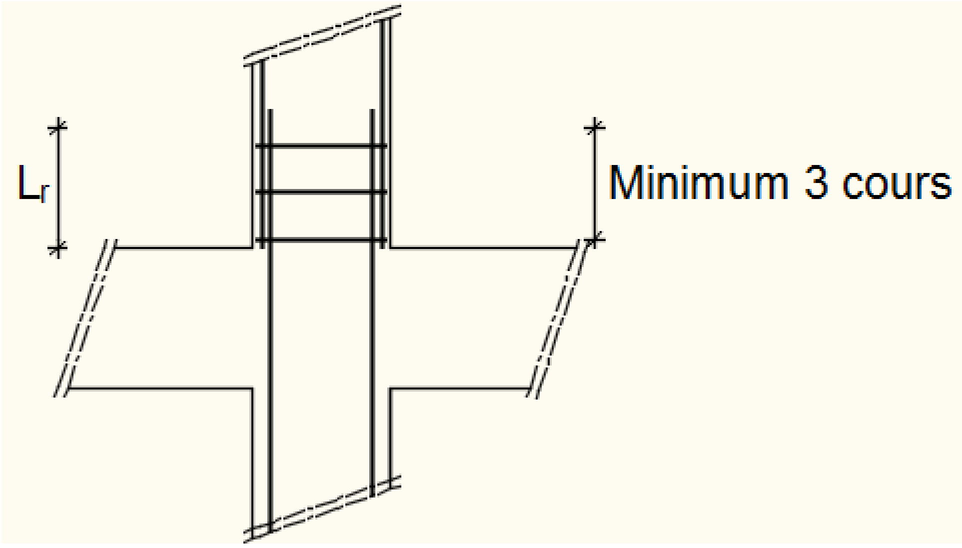


Fig. VII.9: Armatures transversales dans la zone de recouvrement.

Avec :

Lr = Longueur de recouvrement

❖ **Les types de poteaux :**

Dans notre structure, on a 6 types de poteaux :

Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux.

Types	Niveaux	Section [cm²]
1	**sous-sol et RDC**	**(60 ×60)**
2	**1er étage**	**(55 ×55)**
3	**2^{éme} - 3^{éme} étage**	**(50×50)**
4	**4^{éme} - 5^{éme} étage**	**(45 ×45)**
5	**6^{éme} - 7^{éme} étage**	**(35 ×35)**
6	**8^{éme} étage**	**(30 ×30)**

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ETABS sous les combinaisons d'action suivantes :
On prend le cas le plus défavorable **(1,35G+1,5Q)** pour la situation durable et **(G+Q±E)**

(0.8G±E) pour la situation accidentelle. **[RPA99/V2003 /ART 5.2]**

<u>Tableau VII.4</u>: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants.

Combinaisons	Section [cm²] / Sollicitations		Poteau (60×60) [cm²]	Poteau (55×55) [cm²]	Poteau (50×50) [cm²]	Poteau (45×45) [cm²]	Poteau (35×35) [cm²]	Poteau (30×30) [cm²]
E.L.U 1,35 G + 1,5 Q	Cas1	N^{max} [KN]	-2538,29	-1871,19	-1624,99	-1156,48	-710,67	-275,87
		Mz_Z^{cor} [KN.m]	6,47	11,60	5,38	12,50	19,02	15,06
	Cas2	N^{max} [KN]	-2538,29	-1871,19	-1624,99	-1156,48	-710,67	-275,87
		My_Y^{cor} [KN.m]	23,48	4,20	5,45	0,85	0,28	0,06
	Cas3	Mzz^{max} [KN.m]	84,29	76,21	81,24	90,31	69,55	47,77
		N^{cor} [KN]	-1846,16	-1627,29	-723,87	-488,04	-421,92	-180,46
	Cas4	My_Y^{cor} [KN.m]	60,19	44,44	54,44	66,09	38,77	19,23
		N^{cor} [KN]	-557,67	-869,26	-814,99	-556,52	-328,13	-188,14
	Cas5	N^{min}[KN]	-302,28	-463,12	-313,63	-178,10	-44,44	-4,07
		Mz_Z^{cor} [KN.m]	1,62	0,02	1,28	0,86	9,84	6,73
	Cas6	N^{min}[KN]	-302,28	-463,12	-313,63	-178,10	-44,44	-4,07
		My_Y^{cor} [KN.m]	6,73	1,25	0,15	0,48	4,71	4,13
	Cas1	N^{max} [KN]	-3172,59	-3155,34	-2185,70	-1444,69	-888,44	-378,88

ACC G+Q+E 0,8G±E		Mz_Z^{cor} [KN.m]	29,26	55,36	41,00	22,42	1,94	38,68
	Cas2	N^{max} [KN]	-3172,59	-3155,34	-2185,70	-1444,69	-888,44	-378,88
		My_Y^{cor} [KN.m]	23,14	17,27	27,38	10,31	9,92	1,85
	Cas3	Mzz^{max} [KN.m]	150,88	165,04	172,07	174,51	131,10	78,93
		N^{cor} [KN]	-2356,43	937,68	-548,17	-448,27	-537,78	-233,14
	Cas4	My_Y^{cor} [KN.m]	123,59	136,98	143,46	129,33	75,36	50,48
		N^{cor} [KN]	-942,37	112,08	-4,78	-160,09	-117,34	-55,33
	Cas5	N^{min}[KN]	-1780,85	1685,48	1138,77	452,63	194,18	62,19
		Mz_Z^{cor} [KN.m]	91,57	85,36	25,45	15,69	2,30	0,95
	Cas6	N^{min}[KN]	-1780,85	1685,48	1138,77	452,63	194,18	62,19
		My_Y^{cor} [KN.m]	25,59	6,02	7,30	11,38	22,31	21 ,04
E.L.S (G+Q)		Ms [KN.m]	16,96	8,34	4,04	9,19	13,89	38,83
		Ns [KN]	-1846,97	-1361,02	-1181,93	-841,49	-517,66	-378,65
Effort tranchant			94,86	66,96	72,52	79,18	72,84	33,67

1) **<u>Exemple de calcul</u> :**

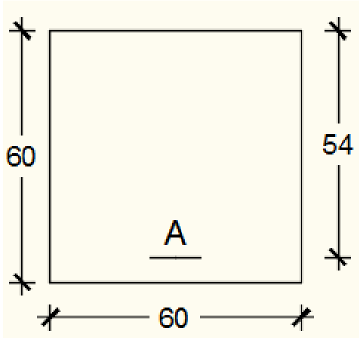
➢ **<u>Ferraillage du poteau de section (60×60) cm²</u> :**

- **<u>Les armatures longitudinales</u> :**

❖ **<u>Situation durable et transitoire</u> :**

Etat limite ultime (E.L.U) : (1,35G+1,5Q)

b = 60cm h= 60cm d= 54cm



<u>Fig.VII.10</u>: section de calcul

♦ **<u>Cas 1</u> :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $\mathbf{N^{max} = 2538{,}29\ KN}$
- $\mathbf{M_{ZZ}^{cor} = 6{,}47\ KN.m}$

- <u>Position du point d'application de l'effort normal N</u> :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{647}{2538{,}29} = 0{,}25$ cm < $\frac{h}{12} = 5$ cm ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- <u>Vérification si on a une compression excentré</u> :

$\frac{L_f}{h} \overset{?}{\leq}$ Max [15 ; $20.\frac{e_0}{h}$]

$L_f = 0{,}7 \times L_0 = 0{,}7 \times 408 = 285{,}6$ cm (Bâtiment à étages multiple) **[BAEL91/VI.2]**

$\frac{L_f}{h} = \frac{285{,}6}{60} = 4{,}76$ cm ; Max [15 ; $20\,\frac{e_0}{h}$] = max [15 ; $20 \times \frac{0{,}25}{60} =$] = 15

$\frac{L_f}{h} = 4{,}76 \leq$ Max [15 ; $20.\frac{e_0}{h}$] = 15 ➔on utilise la méthode simplifie pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

<u>Remarque</u> :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

$e_0 = \frac{M}{N}$: Excentricité géométrique

e_a : Excentricité additionnelle

e_2 : Excentricité du second ordre

✓ **<u>Excentricité additionnelle</u> e_a : [BAEL91]**

e_a = max [2 cm ; $\frac{L}{250}$] = max [2 cm ; $\frac{408}{250}$]

$e_a = 2$ cm

✓ **<u>Excentricité du second ordre</u> e_2 : [BAEL91]**

$e_2 = \frac{3\times L_f^2}{10^4\times h} \times [\,2 + \alpha\times\Phi]$; $\Phi = 2$

$\alpha = \frac{M_g}{M_g+M_q} = \frac{4,17}{4,17+0,56} = 0,88$

$e_2 = \frac{3\times \overline{285,6}^2}{10^4\times 60} \times [\,2 + 0,88 \times 2]$

$e_2 = 1,53$ cm

$M'_1 = 2538,29 \times (0,0025+0,02+0,0153)$

$M'_1 = 95,95$ KN.m

$N'_1 = 2538,29$ KN

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{9595}{2538,29} = 3,78$ cm $< \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30$ cm ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l' intérieur de la section .

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_{2}$$

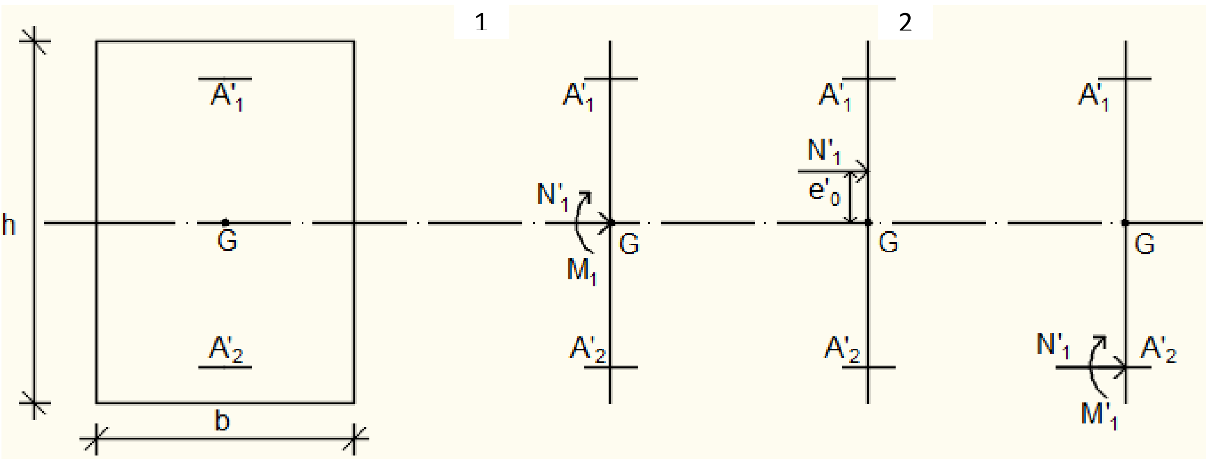


Fig.VII.11: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➢ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 95,95 + 2538,29 \times \left(0,54 - \frac{0,60}{2}\right)$$

$$M_1 = 705,14 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \text{ x } 60 - 0,81 \times 6) \text{ x } 14,2 \text{ x } 60 \text{ x } 60 = 785203 \text{ N.m}$$

$$(1) = 785,203 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2538,29 \times (0,54 - 0,06) - 705,14$$

$$(2) = 513,24 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

$(1) = 785{,}203\ \mathrm{KN.m} > (2) = 513{,}24\ \mathrm{KN.m}$ ➔ La section est partialement comprimée **(S.P.C).**

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➢ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{705140}{14{,}2 \times 60 \times (54)^2} = 0{,}284$$

$\mu = 0{,}284 < \mu_L = 0{,}392 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow$ A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348\ \mathrm{MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}428$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}829$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{705140}{348 \times 0{,}829 \times 54} = 45{,}26\ \mathrm{cm}^2$$

On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 45{,}26 - \frac{2538290}{100 \times 348} = -27{,}68 < 0 \ \Rightarrow \text{On prendera } A = 0\mathrm{cm}^2$$

- **Cas 2 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- **N^{max} = 2538,29 KN**
- **M_{ZZ}^{cor} =23,48 KN.m**

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2348}{2538{,}29} = 0{,}93\mathrm{cm} < \frac{h}{12} = 5\ \mathrm{cm}$ ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \overset{?}{\leq} \mathrm{Max}\left[15\ ;\ 20.\frac{e_0}{h}\right]$$

$L_f = 0{,}7 \times L_0 = 0{,}7 \times 408 = 285{,}6$ cm (Bâtiment à étages multiple) **[BAEL91/VI.2]**

$\frac{L_f}{h} = \frac{285{,}6}{60} = 4{,}76$ cm ; Max $\left[15\ ;\ 20\,\frac{e_0}{h}\right]$ = max $\left[15\ ;\ 20 \times \frac{0{,}93}{60} = \right]$ = 15

$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq$ Max [15 ; 20.$\frac{e_0}{h}$] = 15 ➔on utilise la méthode simplifie pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

e_a = max [2 cm ; $\frac{L}{250}$] = max [2 cm ; $\frac{408}{250}$]

e_a = 2 cm

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$e_2 = \frac{3\times L_f^2}{10^4\times h} \times [\, 2 + \alpha\times\Phi]$; $\Phi = 2$

$\alpha = \frac{M_g}{M_g+M_q} = \frac{13,55}{13,56+3,45} = 0,79$

$e_2 = \frac{3\times \overline{285,6}^2}{10^4\times 60} \times [\, 2 + 0,79 \times 2]$

e_2 = 1,46 cm

M'_1 = 2538,29 × (0,0093+0,02+0,0146)

M'_1 = 111,43 KN.m

N'_1 = 2538,29 KN

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{11143}{2538,29} = 4,39$ cm $< \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30$ cm ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l' intérieur de la section .

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_{2}$$

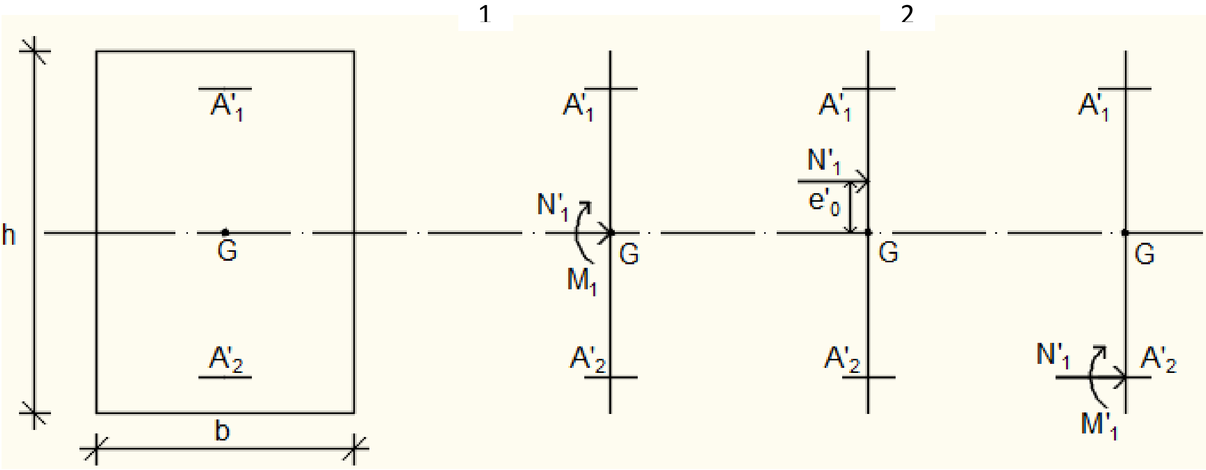


Fig.VII.12: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➢ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times (d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 111,43 + 2538,29 \times (0,54 - \frac{0,60}{2})$$

$$M_1 = 720,62 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \text{ x } 60 - 0,81 \times 6) \text{ x } 14,2 \text{ x } 60 \text{ x } 60 = 785203 \text{ N.m}$$

$$(1) = 785,203 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2538,29 \times (0,54 - 0,06) - 720,62$$

$$(2) = 497,76 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

$(1) = 785,203$ KN.m > $(2) = 497,76$ KN.m ➔ La section est partialement comprimée **(S.P.C).**

Remarque :
Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➢ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{720620}{14,2 \times 60 \times (54)^2} = 0,290$$

$\mu = 0,290 < \mu_L = 0,392$ => (acier FeE400) => A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0,439$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha => \beta = 0,824$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{720620}{348 \times 0,824 \times 54} = 46,54 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 46,54 - \frac{2538290}{100 \times 348} = -26,39 < 0 \Rightarrow \text{On prendera} \quad A = 0\text{cm}^2$$

♦ **Cas 3 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- **N^{corr} = 1846,16 KN**
- **M_{ZZ}^{max} =84,29 KN.m**

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{8429}{1846,16}$ = 4,56 cm < $\frac{h}{12}$ = 5 cm ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentré :

$\frac{L_f}{h} \overset{?}{\leq}$ Max [15 ; 20.$\frac{e_0}{h}$]

L_f = 0,7 × L_0 = 0,7 × 408 = 285,6 cm (Bâtiment à étages multiple) **[BAEL91/VI.2]**

$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76$ cm ; Max [15 ; 20 $\frac{e_0}{h}$] = max [15 ; 20 × $\frac{4,56}{60}$ =] = 15

$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq$ Max [15 ; 20.$\frac{e_0}{h}$] = 15 ➔on utilise la méthode simplifie pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N_1' = N \\ M'_1 = N_1' \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

e_a = max [2 cm ; $\frac{L}{250}$] = max [2 cm ; $\frac{408}{250}$]

e_a = 2 cm

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]$; Φ = 2

$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{49,17}{49,17+11,95}$ = 0,80

$e_2 = \frac{3 \times \overline{285,6}^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0,80 \times 2]$

e_2 = 1,47 cm

M'₁ = 1846,16 × (0,0456 + 0,02 + 0,0147)

M'_1 = 148,25 KN.m

$N_1' = 1846,16$ KN

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$e'_0 = \frac{M_1'}{N_1'} = \frac{14825}{1846,16}$ =8,03 cm < $\frac{h}{2} = \frac{60}{2}$ = 30 cm ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0{,}337 \times h - 0{,}81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_{2}$$

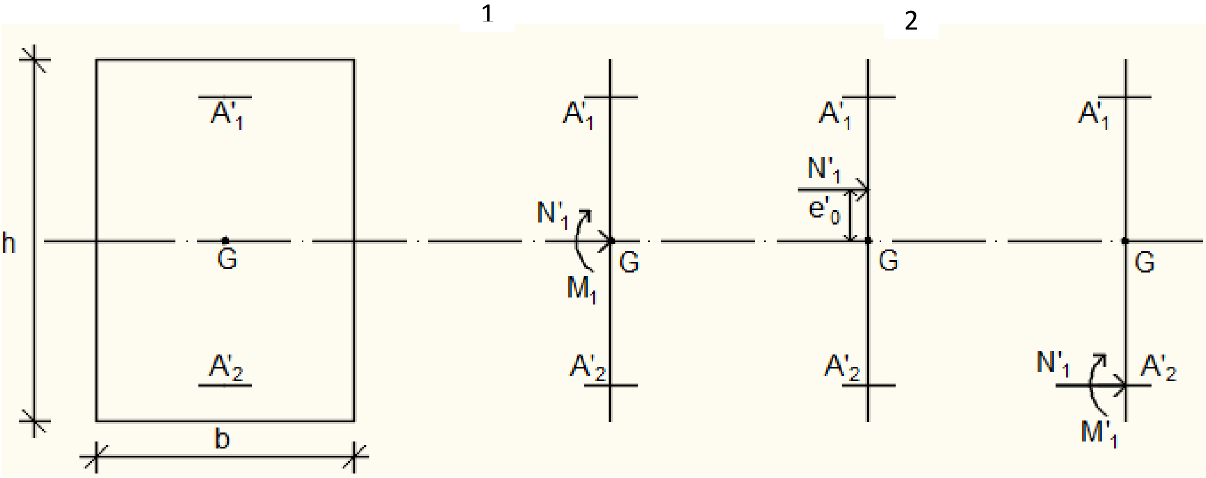


Fig.VII.13: Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.

➢ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 148{,}25 + 1846{,}16 \times \left(0{,}54 - \frac{0{,}60}{2}\right)$$

$$M_1 = 591{,}33\ \mathrm{KN.m}$$

$(1) = (0{,}337 \text{ x } 60 - 0{,}81 \times 6) \text{ x } 14{,}2 \text{ x } 60 \text{ x } 60 = 785203\ \mathrm{N.m}$

$(1) = 785{,}203\ \mathrm{KN.m}$

$(2) = 1846{,}16 \times (0{,}54 - 0{,}06) - 591{,}33$

$(2) = 294{,}83\ \mathrm{KN.m}$

- **Conclusion :**

$(1) = 785{,}203\ \mathrm{KN.m} > (2) = 294{,}83\ \mathrm{KN.m}$ ➔ La section est partialement comprimée **(S.P.C).**

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➢ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{785203}{14{,}2 \times 60 \times (54)^2} = 0{,}316$$

$\mu = 0{,}316 < \mu_L = 0{,}392$ => (acier FeE400) => A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$ =>

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348\ \mathrm{MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}492$$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}803$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{785203}{348 \times 0{,}803 \times 54} = 52{,}04\ \text{cm}^2$$

On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 52{,}04 - \frac{1846160}{100 \times 348} = -1{,}01 < 0 \ \Rightarrow \text{On prendera } A = 0\text{cm}^2$$

♦ **Cas 4 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- **N^{corr} = 557,67 KN**
- **M_{yy}^{max} = 60,19 KN.m**

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6019}{557{,}67} = 10{,}79$ cm $< \frac{h}{2} = 30$ cm ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0{,}337 \times h - 0{,}81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_{2}$$

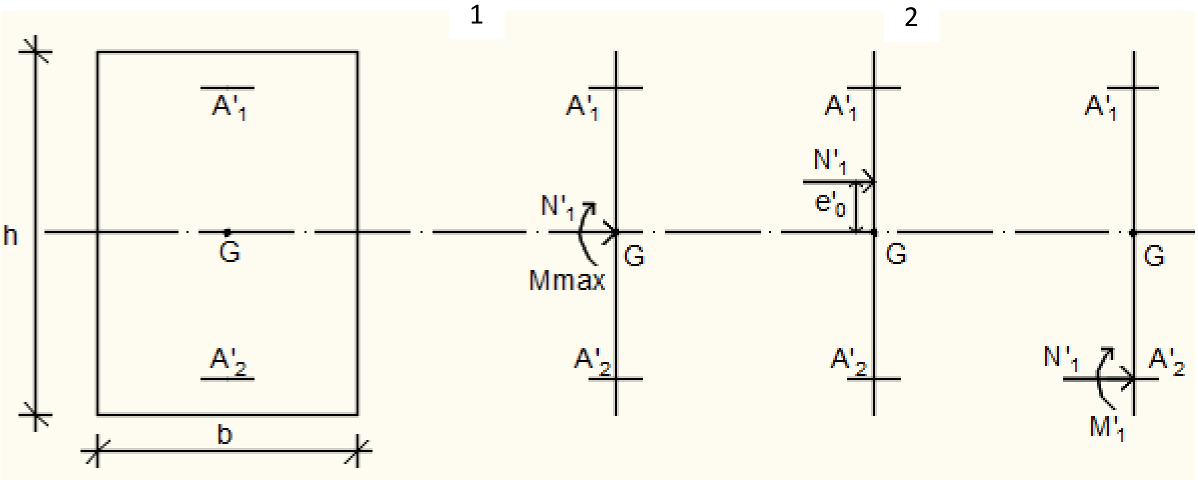


Fig.VII.14: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➢ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = N \times \left(e_0 + d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 557{,}67 \times \left(0{,}1079 + 0{,}54 - \frac{0{,}60}{2}\right)$$

$$M_1 = 194{,}01\ \text{KN.m}$$

$(1) = (0{,}337 \text{ x } 60 - 0{,}81 \times 6) \text{ x } 14{,}2 \text{ x } 60 \text{ x } 60 = 785203\ \text{N.m}$

$(1) = 785{,}203\ \text{KN.m}$

$(2) = 557{,}67 \times (0{,}54 - 0{,}06) - 194{,}01$

$(2) = 73{,}671\ \mathrm{KN.m}$

- **Conclusion :**

$(1) = 785{,}203\ \mathrm{KN.m} > (2) = 73{,}671\ \mathrm{KN.m}$ ➔ La section est partialement comprimée **(S.P.C).**

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➢ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{194010}{14{,}2 \times 60 \times (54)^2} = 0{,}078$$

$\mu = 0{,}078 < \mu_L = 0{,}392 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow$ A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348\ \mathrm{MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}102$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}959$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{194010}{348 \times 0{,}959 \times 54} = 10{,}77\ \mathrm{cm}^2$$

On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 10{,}77 - \frac{557670}{100 \times 348} = -5{,}26 < 0 \Rightarrow \text{On prendera } A = 0\mathrm{cm}^2$$

- **Cas 5 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- **N^{min} = 302,28 KN**
- **M_{ZZ}^{cor} =1,62 KN.m**

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{162}{302{,}28} = 0{,}54\ \mathrm{cm} < \frac{h}{12} = 5\ \mathrm{cm}$ ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentré :

$\frac{L_f}{h} \overset{?}{\leq}$ Max [15 ; $20.\frac{e_0}{h}$]

$L_f = 0{,}7 \times L_0 = 0{,}7 \times 408 = 285{,}6$ cm (Bâtiment à étages multiple) **[BAEL91/VI.2]**

$\frac{L_f}{h} = \frac{285{,}6}{60} = 4{,}76$ cm ; Max [15 ; $20\frac{e_0}{h}$] = max [15 ; $20 \times \frac{0{,}54}{60}$ =] = 15

$\frac{L_f}{h} = 4{,}76 \leq$ Max [15 ; $20.\frac{e_0}{h}$] = 15 ➔on utilise la méthode simplifie pour la détermination des armateurs en compression excentrée

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N_1' = N \\ M'_1 = N_1' \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

- ✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

e_a = max [2 cm ; $\frac{L}{250}$] = max [2 cm ; $\frac{408}{250}$]

e_a = 2 cm

- ✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]$; $\Phi = 2$

$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{0{,}9}{0{,}9+0{,}27} = 0{,}77$

$e_2 = \frac{3 \times \overline{285{,}6}^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0{,}77 \times 2]$

e_2 = 1,44 cm

M'_1 = 302,28 × (0,054 + 0,02 + 0,0144)

M'_1 = 26,72 KN.m

N_1' = 302,28 KN

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$e'_0 = \frac{M_1'}{N_1'} = \frac{2672}{302{,}28}$ = 8,89 cm < $\frac{h}{2} = \frac{60}{2}$ = 30 cm ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l' intérieur de la section .

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0{,}337 \times h - 0{,}81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_{2}$$

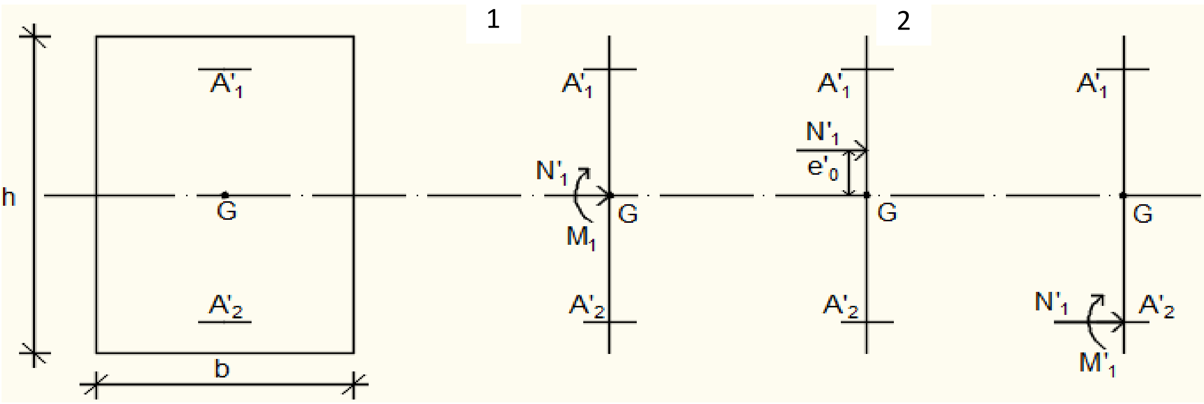


Fig.VII.15: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➢ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$M_1 = M'_1 + N'_1 \times (d - \frac{h}{2})$

$M_1 = 26{,}72 + 302{,}28 \times (0{,}54 - \frac{0{,}60}{2})$

$M_1 = 99{,}267 \text{ KN.m}$

$(1) = (0{,}337 \text{ x } 60 - 0{,}81 \times 6) \text{ x } 14{,}2 \text{ x } 60 \text{ x } 60 = 785203 \text{ N.m}$

$(1) = 785{,}203 \text{ KN.m}$

$(2) = 302{,}28 \times (0{,}54 - 0{,}06) - 99{,}267$

$(2) = 45{,}83 \text{ KN.m}$

- **Conclusion :**

$(1) = 785{,}203 \text{ KN.m} > (2) = 45{,}83 \text{ KN.m}$ ➔ La section est partialement comprimée **(S.P.C).**

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➢ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{99267}{14{,}2 \times 60 \times (54)^2} = 0{,}039$$

$\mu = 0{,}039 < \mu_L = 0{,}392 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow$ A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}049$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}980$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{99267}{348 \times 0{,}980 \times 54} = 5{,}39 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 5{,}39 - \frac{302280}{100 \times 348} = -3{,}29 < 0 \Rightarrow \text{On prendera } A = 0\text{cm}^2$$

- **Cas 6 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $\mathbf{N^{min} = 302{,}28\ KN}$
- $\mathbf{M_{yy}^{cor} = 6{,}73\ KN.m}$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{673}{302,28} = 2,23 < \frac{h}{12} = 5cm$ ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentrée :
  $\frac{L_f}{h} \overset{?}{\leq}$ Max [15 ; 20.$\frac{e_0}{h}$]

$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6$ cm (Bâtiment à étages multiple) **[BAEL91/VI.2]**

$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76$ cm ; Max [15 ; 20 $\frac{e_0}{h}$] = max [15 ; 20 × $\frac{2,23}{60}$ =] = 15

$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq$ Max [15 ; 20.$\frac{e_0}{h}$] = 15 ➔on utilise la méthode simplifie pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N_1' = N \\ M'_1 = N_1' \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

e_a = max [2 cm ; $\frac{L}{250}$] = max [2 cm ; $\frac{408}{250}$]

e_a = 2 cm

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$e_2 = \frac{3\times L_f^2}{10^4\times h} \times [2 + \alpha\times\Phi]$; Φ = 2

$\alpha = \frac{M_g}{M_g+M_q} = \frac{4,14}{4,14+0,76} = 0,85$

$e_2 = \frac{3\times\overline{285,6}^2}{10^4\times 60} \times [2 + 0,85 \times 2]$

e_2 = 1,50cm

M'_1 = 302,28 × (0,0223+0,02+0,015)

M'_1 = 17,32 KN.m

$N_1' = 302,28$ KN

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$e'_0 = \frac{M_1'}{N_1'} = \frac{1732}{302,28}$ =5,73 cm < $\frac{h}{2} = \frac{60}{2}$ = 30 cm ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l' intérieur de la section .

- <u>Vérification si la section est entièrement comprimée</u> :

$$\underbrace{(0{,}337 \times h - 0{,}81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \le \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_{2}$$

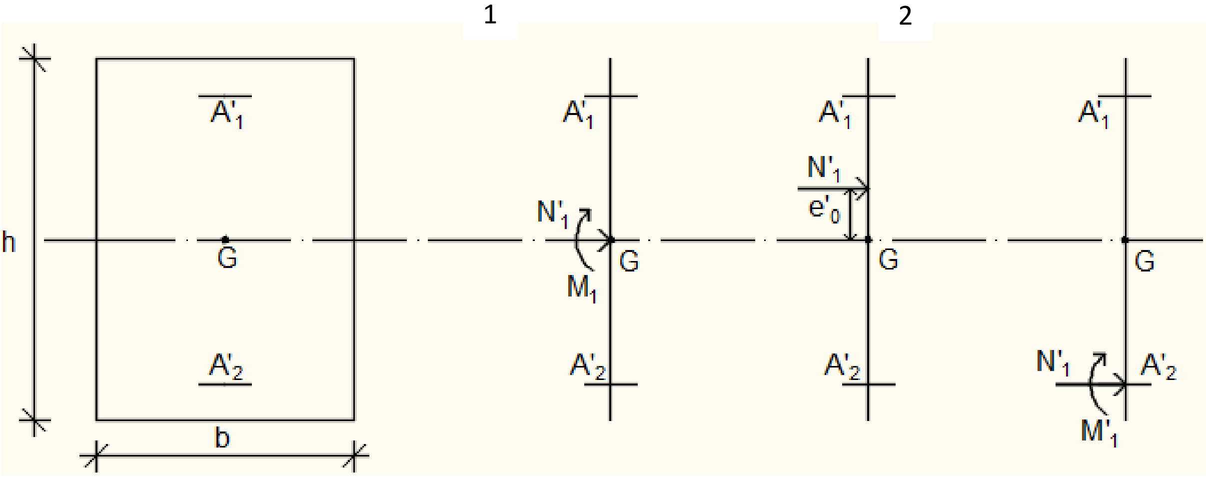


Fig.VII.16: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➢ <u>Moment par rapport aux armatures les moins comprimées</u> :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 17{,}32 + 302{,}28 \times \left(0{,}54 - \frac{0{,}60}{2} \right)$$

$$M_1 = 89{,}87\ \mathrm{KN.m}$$

$$(1) = (0{,}337 \times 60 - 0{,}81 \times 6) \times 14{,}2 \times 60 \times 60 = 785203\ \mathrm{N.m}$$

$$(1) = 785{,}203\ \mathrm{KN.m}$$

$$(2) = 302{,}28 \times (0{,}54 - 0{,}06) - 89{,}87$$

$$(2) = 55{,}23\ \mathrm{KN.m}$$

- **<u>Conclusion</u> :**

$(1) = 785{,}203\ \mathrm{KN.m} > (2) = 55{,}23\ \mathrm{KN.m}$ ➔ La section est partialement comprimée **(S.P.C).**

<u>Remarque</u> :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➢ <u>Calcul des armatures en flexion simple</u> :

- <u>Vérification de l'existence des armatures comprimées</u> :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{89870}{14{,}2 \times 60 \times (54)^2} = 0{,}036$$

$\mu = 0{,}036 < \mu_L = 0{,}392$ => (acier FeE400) => A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348\ \mathrm{MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0{,}045$$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}982$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{89870}{348 \times 0{,}982 \times 54} = 4{,}87\ \text{cm}^2$$

On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N_1'}{100 \times \sigma_s} = 4{,}87 - \frac{302280}{100 \times 348} = -3{,}82 < 0 \ \Rightarrow \text{On prendera} \quad A = 0\text{cm}^2$$

❖ **<u>Situation accidentelle</u> : (G+Q±E ; 0.8G±E)**

b = 60cm h= 60cm d= 54cm

♦ **<u>Cas 1</u> :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- **N^{max} = 3172,59 KN**
- **M_{ZZ}^{cor} = 29,26 KN.m**

- <u>Position du point d'application de l'effort normal N</u> :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2926}{3172{,}59} = 0{,}92\text{cm} < \frac{h}{12} = 5$ cm ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- <u>Vérification si on a une compression excentré</u> :

$\frac{L_f}{h} \overset{?}{\leq}$ Max [15 ; $20.\frac{e_0}{h}$]

$L_f = 0{,}7 \times L_0 = 0{,}7 \times 408 = 285{,}6$ cm (Bâtiment à étages multiple) **[BAEL91/VI.2]**

$\frac{L_f}{h} = \frac{285{,}6}{60} = 4{,}76$ cm ; Max [15 ; $20\,\frac{e_0}{h}$] = max [15 ; $20 \times \frac{0{,}92}{60} =$] = 15

$\frac{L_f}{h} = 4{,}76 \leq$ Max [15 ; $20.\frac{e_0}{h}$] = 15 ➔on utilise la méthode simplifie pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

<u>Remarque</u> :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N_1' = N \\ M'_1 = N_1' \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **<u>Excentricité additionnelle</u> e_a : [BAEL91]**

e_a = max [2 cm ; $\frac{L}{250}$] = max [2 cm ; $\frac{408}{250}$]

e_a = 2 cm

✓ **<u>Excentricité du second ordre</u> e_2 : [BAEL91]**

$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [\,2 + \alpha \times \Phi]$; $\Phi = 2$

$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{4,17}{4,17+0,56} = 0,88$

$e_2 = \frac{3 \times \overline{285,6}^2}{10^4 \times 60} \times [\,2 + 0,88 \times 2]$

$e_2 = 1,53$ cm

$M'_1 = 3172,59 \times (0,0092 + 0,02 + 0,0153)$

$M'_1 = 141,18$ KN.m

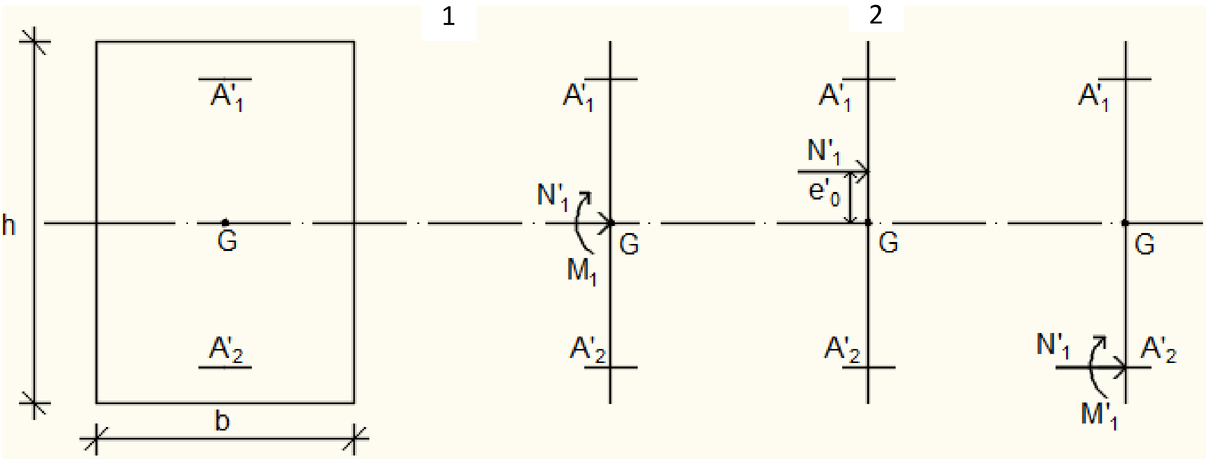
$N'_1 = 3172,59$ KN

- <u>Position du point d'application de l'effort normal de compression N'₁</u> :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{14118}{3172,59} = 4,45 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$ ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l' intérieur de la section .

- <u>Vérification si la section est entièrement comprimée</u> :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_{2}$$



<u>Fig.VII.17</u>: Position de N'₁ M'₁ et M₁ sur la section transversale.

➢ <u>Moment par rapport aux armatures les moins comprimées</u> :

$M_1 = M'_1 + N'_1 \times (d - \frac{h}{2})$

$M_1 = 141,18 + 3172,59 \times (0,54 - \frac{0,60}{2})$

$M_1 = 902,60 \text{ KN.m}$

$(1) = (0,337 \text{ x } 60 - 0,81 \times 6) \text{ x } 18,48 \text{ x } 60 \text{ x } 60 = 785203 \text{ N.m}$

$(1) = 1021,87 \text{ KN.m}$

$(2) = 3172,59 \times (0,54 - 0,06) - 902,60$

$(2) = 620,24 \text{ KN.m}$

- **<u>Conclusion</u> :**

$(1) = 1021,87 \text{ KN.m} > (2) = 620,24 \text{ KN.m}$ ➔ La section est partialement comprimée **(S.P.C).**

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➢ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{902600}{18{,}48 \times 60 \times (54)^2} = 0{,}279$$

$\mu = 0{,}279 < \mu_L = 0{,}379$ => (acier FeE400) => A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right) => \alpha = 0{,}419$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha => \beta = 0{,}832$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{902600}{400 \times 0{,}832 \times 54} = 50{,}22 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 50{,}22 - \frac{3172590}{100 \times 400} = -29{,}09 < 0 \Rightarrow \text{On prendera } A = 0\text{cm}^2$$

♦ **Cas 2 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $\mathbf{N^{max} = 3172{,}59}$ **KN**
- $\mathbf{M_{yy}^{\ cor} = 23{,}14}$ **KN.m**

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2314}{3172{,}59} = 0{,}73$ cm $< \frac{h}{12} = 5$ cm ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentré :

$\frac{L_f}{h} \overset{?}{\leq}$ Max $[15 ; 20.\frac{e_0}{h}]$

$L_f = 0{,}7 \times L_0 = 0{,}7 \times 408 = 285{,}6$ cm (Bâtiment à étages multiple) **[BAEL91/VI.2]**

$\frac{L_f}{h} = \frac{285{,}6}{60} = 4{,}76$ cm ; Max $[15 ; 20\,\frac{e_0}{h}]$ = max $[15 ; 20 \times \frac{0{,}73}{60} =] = 15$

$\frac{L_f}{h} = 4{,}76 \leq$ Max $[15 ; 20.\frac{e_0}{h}] = 15$ ➔on utilise la méthode simplifie pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$N'_1 = N$

$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$

✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

$e_a = \max[\,2\text{ cm} ; \frac{L}{250}\,] = \max[\,2\text{ cm} ; \frac{408}{250}\,]$

$e_a = 2$ cm

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [\,2 + \alpha \times \Phi\,]$; $\Phi = 2$

$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{13,55}{13,56+3,45} = 0,79$

$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 60} \times [\,2 + 0,79 \times 2]$

$e_2 = 1,46$cm

$M'_1 = 3172,59 \times (0,0073 + 0,02 + 0,0146)$

$M'_1 = 132,93$ KN.m

$N'_1 = 3172,59$ KN

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{13293}{3172,59} = 4,19\text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30\text{ cm}$ ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l' intérieur de la section .

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_{2}$$

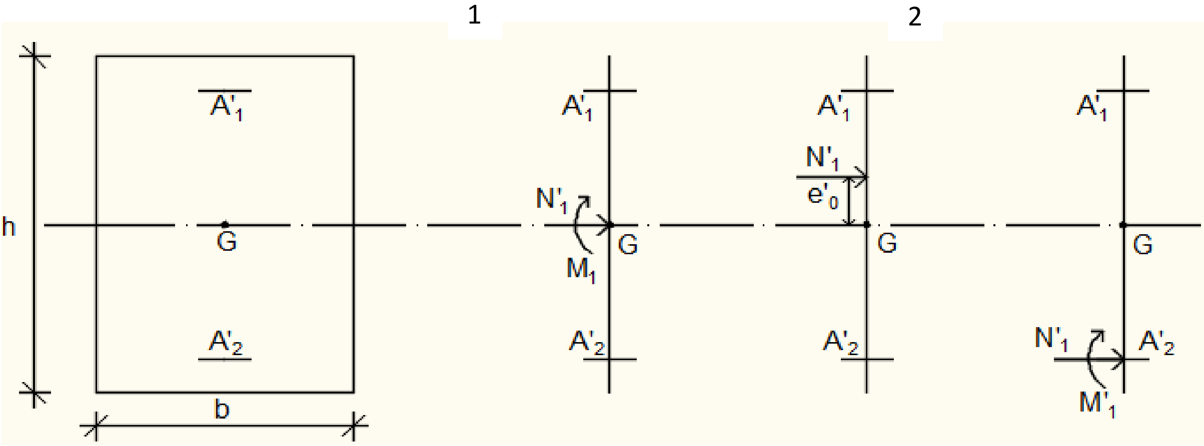


Fig.VII.18: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➢ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$M_1 = M'_1 + N'_1 \times (\,d - \frac{h}{2})$

$M_1 = 132,93 + 3172,59 \times (\,0,54 - \frac{0,60}{2})$

$M_1 = 894{,}35\ \mathrm{KN.m}$

$(1) = (0{,}337 \text{ x } 60 - 0{,}81 \times 6) \text{ x } 18{,}48 \text{ x } 60 \text{ x } 60$
$(1) = 1021{,}87\ \mathrm{KN.m}$

$(2) = 3172{,}59 \times (0{,}54 - 0{,}06) - 894{,}35$
$(2) = 628{,}49\ \mathrm{KN.m}$

- **Conclusion :**

$(1) = 1021{,}87\ \mathrm{KN.m} > (2) = 628{,}49\ \mathrm{KN.m}$ ➔ La section est partialement comprimée **(S.P.C).**

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➢ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{894350}{18{,}48 \times 60 \times (54)^2} = 0{,}277$$

$\mu = 0{,}277 < \mu_L = 0{,}379 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow$ A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}415$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}834$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{894350}{400 \times 0{,}834 \times 54} = 49{,}65 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N_1'}{100 \times \sigma_s} = 49{,}65 - \frac{3172590}{100 \times 400} = -29{,}66 < 0 \Rightarrow \text{On prendera} \quad A = 0\text{cm}^2$$

♦ **Cas 3 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- **N^{corr} = 2356,43 KN**
- **M_{zz}^{max} =150,88 KN.m**

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{15088}{2356{,}43} = 6{,}40$ cm $< \frac{h}{2} = 30$ cm ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0{,}337 \times h - 0{,}81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

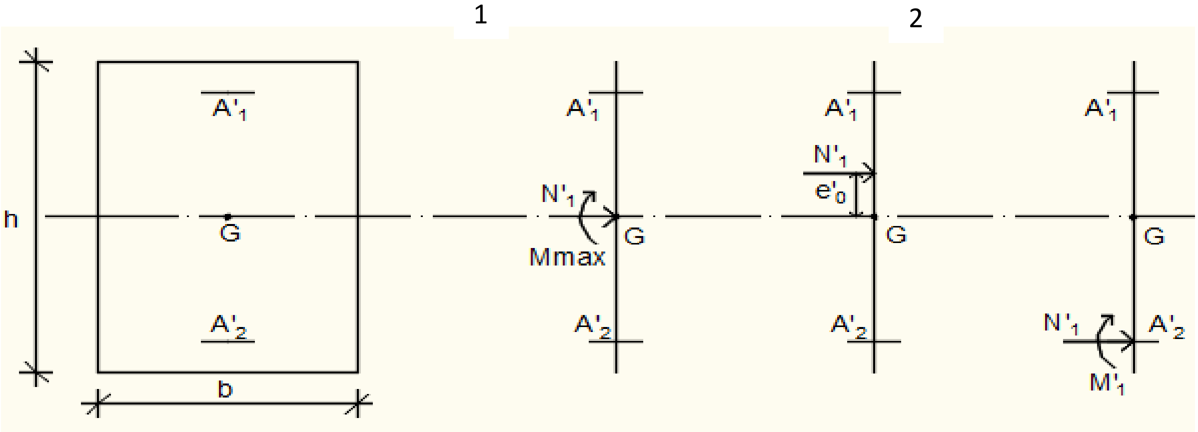


Fig.VII.19: Position de N'₁ M'₁ et M₁ sur la section transversale.

➢ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$M_1 = N \times (e_0 + d - \frac{h}{2})$

$M_1 = 2356{,}43 \times (0{,}064 + 0{,}54 - \frac{0{,}60}{2})$

$M_1 = 716{,}35$ KN.m

$(1) = (0{,}337 \text{ x } 60 - 0{,}81 \times 6) \text{ x } 18{,}48 \text{ x } 60 \text{ x } 60 = 785203$ N.m

$(1) = 1021{,}87$ KN.m

$(2) = 2356{,}43 \times (0{,}54 - 0{,}06) - 716{,}35$

$(2) = 414{,}74$ KN.m

- **Conclusion :**

$(1) = 1021{,}87$ KN.m > $(2) = 414{,}74$ KN.m ➔ La section est partialement comprimée **(S.P.C).**

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➢ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{716350}{18{,}48 \times 60 \times (54)^2} = 0{,}222$$

$\mu = 0{,}222 < \mu_L = 0{,}379$ => (acier FeE400) => A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right) => \alpha = 0{,}318$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha => \beta = 0{,}873$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{716350}{400 \times 0{,}873 \times 54} = 37{,}98 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N_1'}{100 \times \sigma_s} = 37{,}98 - \frac{2356430}{100 \times 400} = -20{,}93 < 0 \Rightarrow \text{On prendera } A = 0\text{cm}^2$$

- **Cas 4:**

Les sollicitations prises en compte sont :

- **N^{corr} = 942,37 KN**
- **M_{yy}^{max} = 123,59 KN.m**

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{12359}{942{,}37} = 13{,}12$ cm $< \frac{h}{2} = 30$ cm ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0{,}337 \times h - 0{,}81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_{2}$$

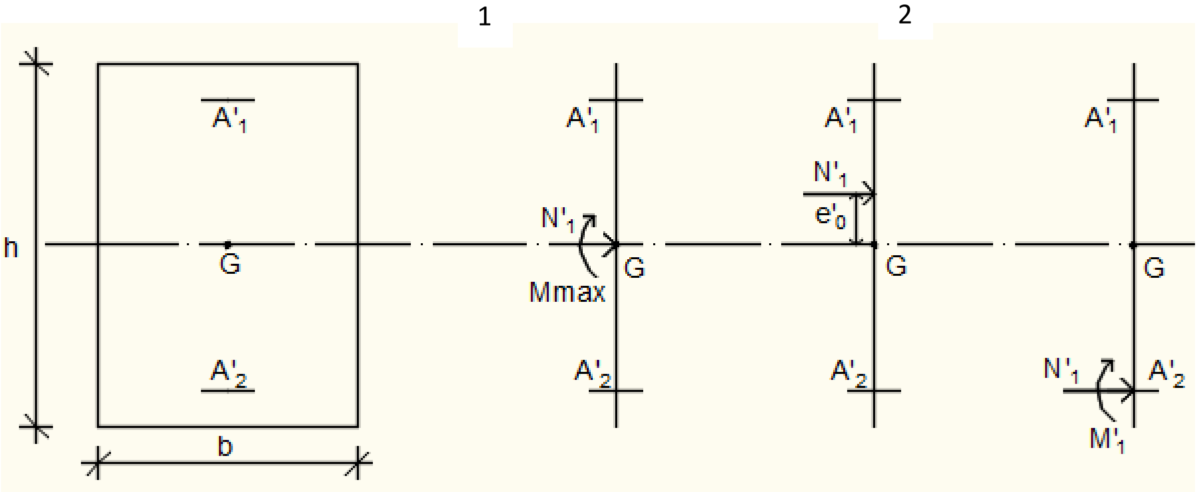


Fig.VII.20: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➢ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = N \times \left(e_0 + d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 942{,}37 \times \left(0{,}1312 + 0{,}54 - \frac{0{,}60}{2}\right)$$

$$M_1 = 349{,}80 \text{ KN.m}$$

$(1) = (0{,}337 \text{ x } 60 - 0{,}81 \times 6) \text{ x } 18{,}48 \text{ x } 60 \text{ x } 60$
$(1) = 1021{,}87 \text{ KN.m}$

$(2) = 942{,}37 \times (0{,}54 - 0{,}06) - 349{,}80$
$(2) = 102{,}54 \text{ KN.m}$

- **Conclusion :**

$(1) = 1021{,}87 \text{ KN.m} > (2) = 102{,}54 \text{ KN.m}$ ➔ La section est partialement comprimée **(S.P.C).**

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➢ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{349800}{18{,}48 \times 60 \times (54)^2} = 0{,}108$$

$\mu = 0{,}108 < \mu_L = 0{,}379 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow$ A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}143$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}943$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{349800}{400 \times 0{,}943 \times 54} = 17{,}17 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N_1'}{100 \times \sigma_s} = 17{,}17 - \frac{942370}{100 \times 400} = -6{,}39 < 0 \Rightarrow \text{On prendera } A = 0\text{cm}^2$$

♦ **Cas 5 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $\mathbf{N^{max} = 1780{,}85 \text{ KN}}$
- $\mathbf{M_{ZZ}^{cor} = 25{,}59 \text{ KN.m}}$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2559}{1780{,}85} = 1{,}44 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$ ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentré :

?

$\frac{L_f}{h} \leq$ Max [15 ; 20.$\frac{e_0}{h}$]

$L_f = 0{,}7 \times L_0$ = 0,7 × 408 = 285,6 cm (Bâtiment à étages multiple) **[BAEL91/VI.2]**

$\frac{L_f}{h} = \frac{285{,}6}{60} = 4{,}76$ cm ; Max [15 ; 20 $\frac{e_0}{h}$] = max [15 ; 20 × $\frac{1{,}44}{60}$ =] = 15

$\frac{L_f}{h} = 4{,}76 \leq$ Max [15 ; 20.$\frac{e_0}{h}$] = 15 ➔on utilise la méthode simplifie pour la détermination des armateurs en compression excentrée

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

- ✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

e_a = max [2 cm ; $\frac{L}{250}$] = max [2 cm ; $\frac{408}{250}$]

e_a = 2 cm

- ✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]$; Φ = 2

$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{0{,}9}{0{,}9+0{,}27} = 0{,}77$

$e_2 = \frac{3 \times \overline{285{,}6}^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0{,}77 \times 2]$

e_2 = 1,44 cm

M'_1 = 1780,85 × (0,0144 + 0,02 + 0,0144)

M'_1 = 86,90 KN.m

N'_1 = 1780,85 KN

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{8690}{1780{,}85}$ = 4,88 cm < $\frac{h}{2} = \frac{60}{2}$ = 30 cm ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l' intérieur de la section .

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0{,}337 \times h - 0{,}81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_{2}$$

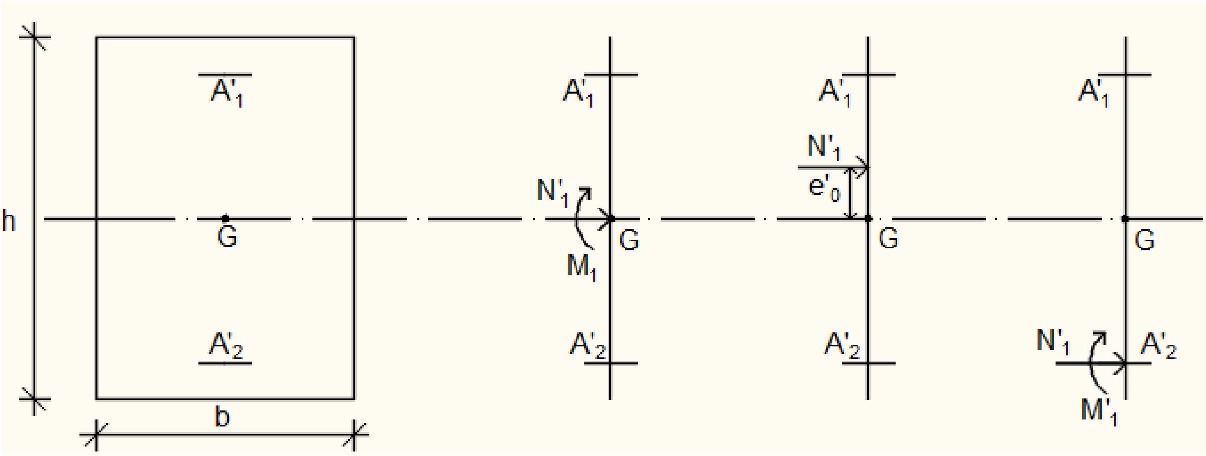


Fig.VII.21: Position de N'₁ M'₁ et M₁ sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 86{,}90 + 1780{,}85 \times \left(0{,}54 - \frac{0{,}60}{2}\right)$$

$$M_1 = 514{,}30 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0{,}337 \text{ x } 60 - 0{,}81 \times 6) \text{ x } 18{,}48 \text{ x } 60 \text{ x } 60$$

$$(1) = 1021{,}87 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1780{,}85 \times (0{,}54 - 0{,}06) - 514{,}30$$

$$(2) = 340{,}51 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

$(1) = 1021{,}87$ KN.m $> (2) = 340{,}51$ KN.m ➔ La section est partialement comprimée **(S.P.C).**

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

- Calcul des armatures en flexion simple :

  - Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{514300}{18{,}48 \times 60 \times (54)^2} = 0{,}159$$

$\mu = 0{,}159 < \mu_L = 0{,}379$ => (acier FeE400) => A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0{,}218$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha => \beta = 0{,}913$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{514300}{400 \times 0{,}913 \times 54} = 26{,}08 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N_1'}{100 \times \sigma_s} = 26{,}08 - \frac{1780850}{100 \times 400} = -18{,}44 < 0 \Rightarrow \text{On prendera} \quad A = 0\text{cm}^2$$

- ♦ **Cas 6 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- **N^{max} =1780,85 KN**
- **M_{YY}^{cor} = 91,57 KN.m**

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{9157}{1780{,}85} = 5{,}14$ cm < $\frac{h}{2} = 30$ cm ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0{,}337 \times h - 0{,}81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_{2}$$

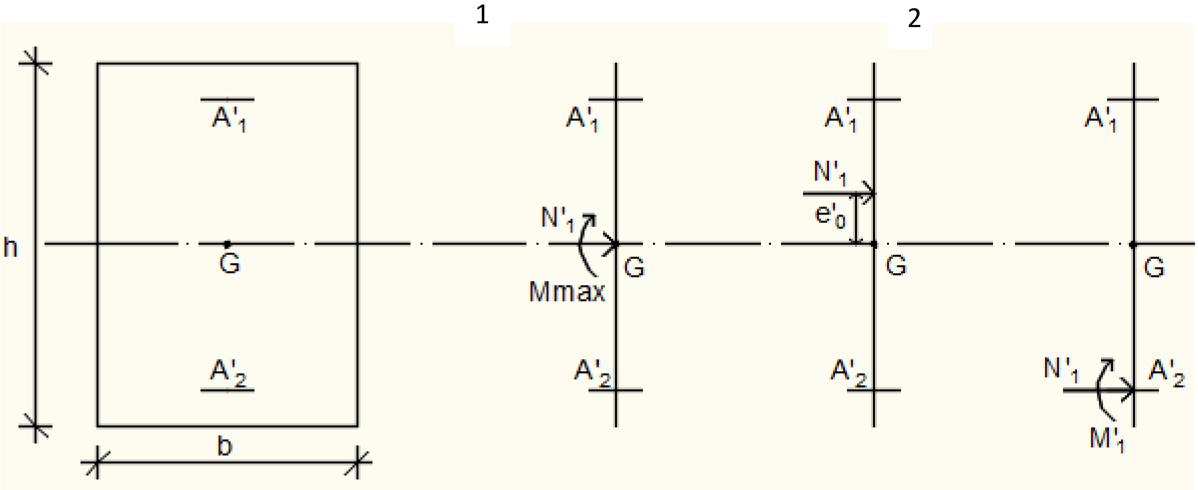


Fig.VII.22: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➢ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = N \times \left(e_0 + d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 1780{,}85 \times \left(0{,}0514 + 0{,}54 - \frac{0{,}60}{2}\right)$$

$$M_1 = 518{,}94 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0{,}337 \text{ x } 60 - 0{,}81 \times 6) \text{ x } 18{,}48 \text{ x } 60 \text{ x } 60$$

$$(1) = 1021{,}87 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1780{,}85 \times (0{,}54 - 0{,}06) - 518{,}94$$

$$(2) = 335{,}87 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

$(1) = 1021,87\ \text{KN.m} > (2) = 335,87\ \text{KN.m}$ ➔ La section est partialement comprimée **(S.P.C).**

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➢ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{518940}{18,48 \times 60 \times (54)^2} = 0,161$$

$\mu = 0,161 < \mu_L = 0,379$ => (acier FeE400) => A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400\ \text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0,221$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha => \beta = 0,912$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{518940}{400 \times 0,912 \times 54} = 26,34\ \text{cm}^2$$

On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 26,34 - \frac{1780850}{100 \times 400} = -18,18 < 0 \Rightarrow \text{On prendera } A = 0\text{cm}^2$$

- **Conclusion :**

$A_{cal} = \max (A_{ELU} ; A_{ACC}) = 0\ \text{cm}^2$

- **Armatures minimales :**

➢ Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$A_{min} = 0,8\% \times (b \times h) = 0,008 \times 60 \times 60 = 28,8\ \text{cm}^2$

➢ Suivant B.A.E.L 91 :

$$A_{min} = \max\left(\frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8 \times (b + h)}{100}\right) = \max\left(\frac{0,2 \times 60 \times 60}{100} ; \frac{8 \times (60 + 60)}{100}\right)$$

$$A_{min} = \max(7,2 ; 9,6)$$

$$A_{min} = 9,6\ \text{cm}^2$$

- **Conclusion :**

$A = \max(A_{CAL};\ A_{minRPA};\ A_{minBAEL}) = 28{,}8\ cm^2$

- **<u>Choix des armatures</u>** :

4T12 +8T20 $\longrightarrow$ A = 29,65 cm^2

➢ <u>Etat limite de service (E.L.S.)</u> :

$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1696}{1846{,}97} = 0{,}91\ cm < \frac{h}{6} = 10\ cm$ => la section est entièrement comprimée et il nous faut vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28}$

$b = 60cm\ ;\ h = 60\ ; c = 6\ ;\ d = 54cm$ et $A'_1 = A'_2 = 29{,}65\ cm^2$

$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 60 \times 60 + 15(29{,}65 \times 2) = 4489{,}5\ cm^2$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times \left(A'_1 \times d' + A'_2 \times d\right)\right]$$

$$=> V_1 = \frac{1}{4489{,}5} \times \left[\frac{60 \times 60^2}{2} + 15 \times (29{,}65 \times 6 + 29{,}65 \times 54)\right] = 30\ cm$$

$V_2 = h - V_1 = 60 - 30 = 30\ cm$

$I_{XX'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [\ A'_1 \times (V_1 - d')^2\ +\ A'_2 \times (d - V_1)^2] \Longrightarrow$

$$I_{XX'} = \frac{60}{3} \times (30^3 + 30^3) + 15 \times [\ 29{,}65 \times (30 - 6)^2\ + 29{,}65 \times (54 - 30)^2] \Longrightarrow$$

$I_{XX'} = 1592352\ \ cm^4$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V_1\right) = 16{,}96 - 1846{,}97 \times \left(\frac{60}{2} - 30\right) = 16{,}96\ KN.m$$

- **<u>Verification exacte</u> :**

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \overset{?}{\leq} \frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{1696}{1846{,}97} = 0{,}91\ cm$$

$$\frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = \frac{1592352}{4489{,}5 \times 30} = 11{,}82$$

$e_G = 0{,}91\ cm < \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = 11{,}82\ cm$ => la section est entierement comprimee (SEC).

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{1846970}{100 \times 4489{,}5} = 4{,}11 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX'}} = \frac{16960}{1592352} = 0{,}01$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 4{,}11 + 0{,}01 \times 30 = 4{,}41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^1 = 4{,}41 \text{ MPa} \leq \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

=> les armature déterminés pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

a. <u>Vérification de l'effort tranchant</u> :

<u>D'après le fichier de résultats **Etabs**</u> : $T_u^{max} = 94{,}86$ KN

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \text{ x } d} = \frac{94860}{60 \text{ x } 60 \text{ x } 100} = 0{,}26 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left[0{,}2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right] = 3{,}34 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 0{,}26\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3{,}34$ MPa => Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

b. <u>Diamètre des armatures transversales</u> :

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_{Lmax}}{3} = \frac{2}{3} = 0{,}66 \text{ cm} = 6{,}6 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\emptyset_t = 8$ mm avec une nuance d'acier FeE235

c. <u>Espacement des armatures transversales</u> :

- **<u>Suivant les règles BAEL 91</u>** :

$\delta_t \leq \min(15\emptyset_L^{min}$; 40cm ; b+10cm) = 18cm

⇨ δ_t = 15 cm

- <u>D'après les règles RPA 99 (version 2003</u>): (zone II)

<u>Zone nodale</u> : $\delta_t \leq$ min (10 $\emptyset_L^{min}$; 15 cm) = 15 cm

$\delta_t = 10$cm

<u>Zone courante</u> : $\delta_t \leq 15\emptyset_L^{min}$ = 18cm

$\delta_t = 15$cm

d. <u>Armatures transversales minimales</u> :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{285{,}6}{60} = 4{,}76\text{cm} < 5 \rightarrow A_{min} = 0{,}5\% \times b \times \delta_t = 0{,}005 \times 60 \times 15 = 4{,}5 \text{ cm}^2$$

e. <u>Détermination de la zone nodale</u> : [RPA99 V2003.Art 7.4.2.1 page 49]

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

L'=2.h → L'=2 x 40 → L'=80 cm

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\right) = \max\left(\frac{363}{6}; 60; 60; 60\right) = 60{,}5\text{cm}$$

f. Longueur de recouvrement :

$Lr = 40.\varnothing_{Lmax}$

L_r = 80 cm

Remarque :

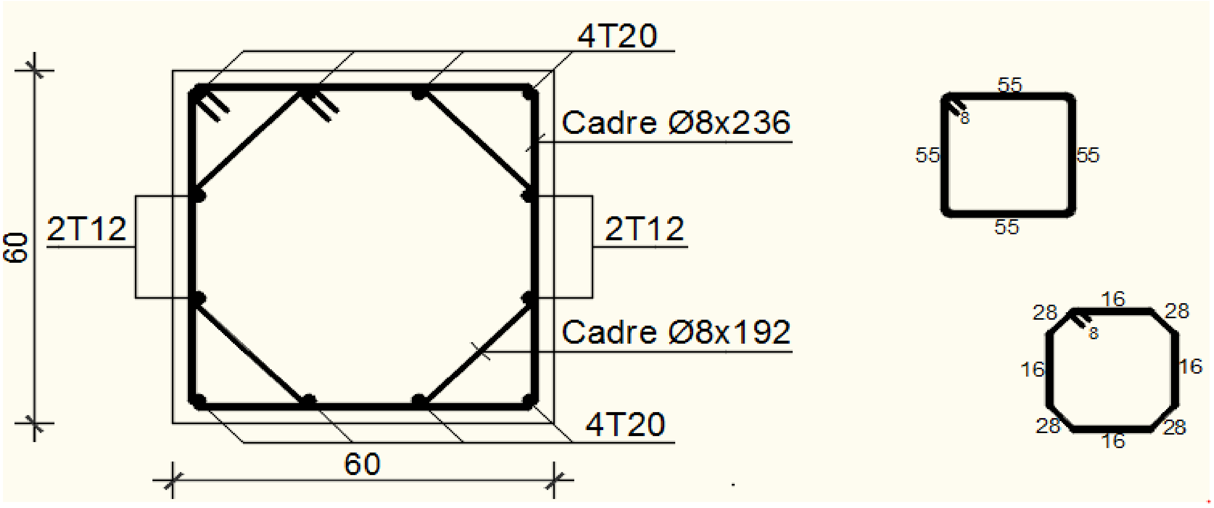
Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment; et le ferraillage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau.VII.5 : Tableau récapitulatif du ferraillage des poteaux

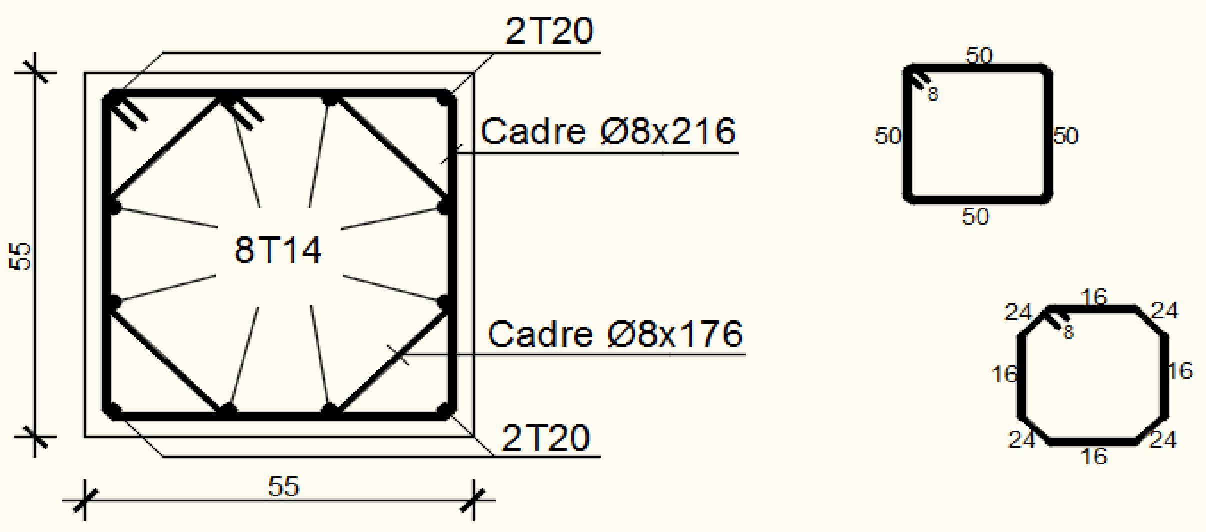
Type	Section $[cm^2]$	A_{CAL} $[cm^2]$	A_{minRPA} $[cm^2]$	$A_{minBAEL}$ $[cm^2]$	Choix	$A_{Adopté}$ $[cm^2]$	Recouvrement [cm]
1	**(60 ×60)**	0	28,8	9,6	**4T12 +8T20**	29,65	**80**
2	**(55 ×55)**	21,1	24,2	8,8	**8T14 + 4T20**	24,89	**80**
3	**(50×50)**	3,39	20	8	**8T14+4T16**	20,36	**64**
4	**(45 ×45)**	6,45	16,2	7 ,2	**12T14**	18,47	**56**
5	**(35 ×35)**	7,27	9,8	5,6	**6T12+2T14**	9.87	**56**
6	**(30 ×30)**	5,99	7,2	4,8	**8T12**	9.05	**48**

❖ **Ferraillage des poteaux** :

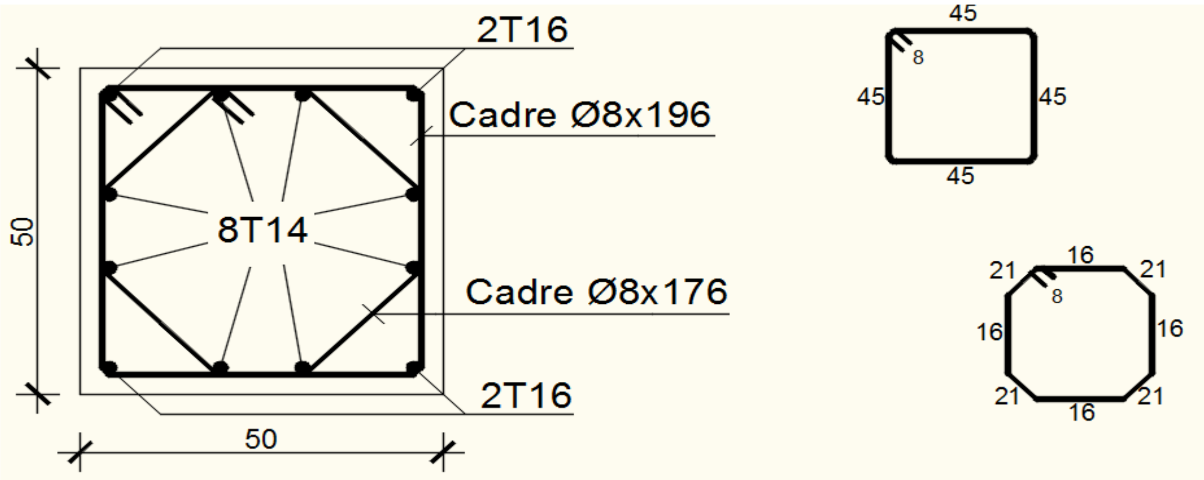
- **Poteaux 60 x 60** :



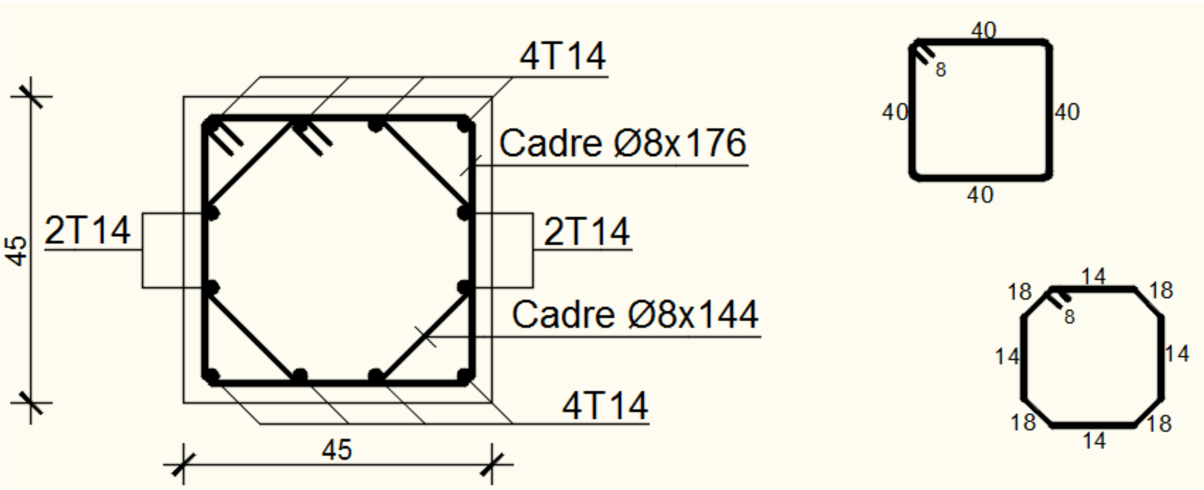
- **Poteaux 55 x 55** :



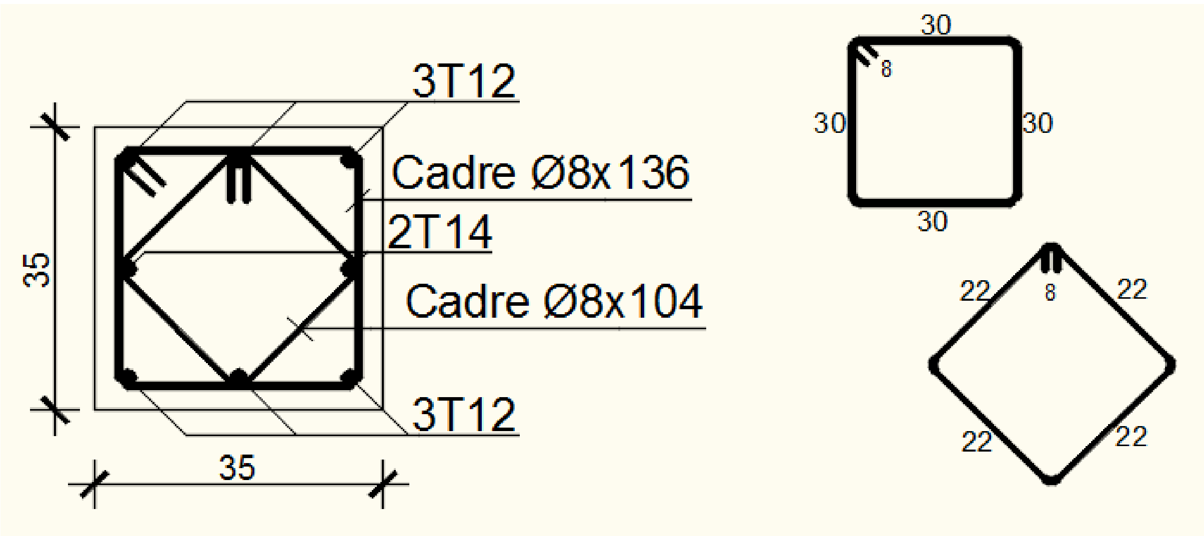
- **Poteaux 50 x 50** :



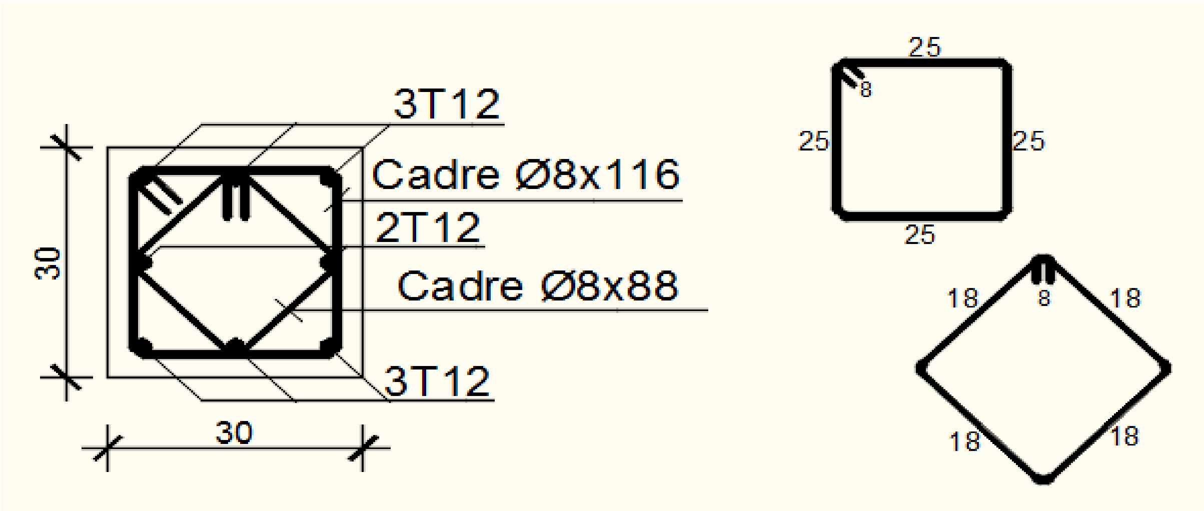
- **Poteaux 45 x 45 :**



- **Poteaux 35 x 35 :**



- **Poteaux 30 x 30 :**



VIII. Etude des voiles

VIII.1- Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieur à l'épaisseur et la longueur est au moins quatre fois supérieure à l'épaisseur

Dans notre structure , on distingue trois types de voiles :

1- Voiles périphériques ;
2- Voiles de contreventement sans ouvertures et
3- Voiles de contreventement avec ouvertures.

Les Voiles sont ferraillés à l'aide des résultats donnés par le logiciel **ETABS**.

VIII.2- Ferraillage des voiles de contreventement :

Selon l'article **[7.7.4 de RPA99 version 2003]**, le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé **(DTR-B.C.-2.41 "CBA93 ")** si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement des voiles de contreventement fixées par l'article **[7.7.1/ RPA99, V2003]** (voir chapitre II).
- Pour notre structure, les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales et satisfais les deux conditions précédentes (voir chapitre II), par la suite on devra disposer les ferraillages suivants :

✓ Des aciers verticaux ;
✓ Des aciers horizontaux. **[RPA99/2003/7.7.4]**

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

$$\left.\begin{array}{l} \bullet\ 1{,}35G + 1{,}5Q \\ \bullet\ G + Q \\ \bullet\ G + Q \pm E \\ \bullet\ 0{,}8G \pm E \end{array}\right\} \textbf{[RPA99/2003/V.5.2]}$$

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferraillages sont Composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

VIII.2.1- Les armatures verticales [RPA99/7.7.4.1] :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens voire (figure VIII.1) , et seront calcul à la flexion composées **[RPA99/v.2003/7.7.4]**.

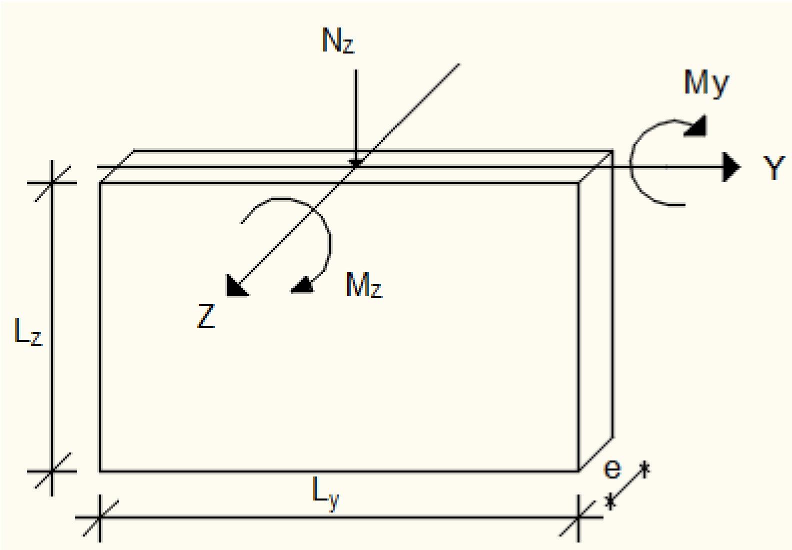


Fig.VIII. 1: Les sollicitations de calcul d'un voile.

Sens z-z :
Nz ; My $\Rightarrow$ section des armatures verticales à L'extrémité du voile (voir figure. VIII.2)

Sens y-y :

Nz; Mz $\Rightarrow$ section des armatures verticales parallèles au parement du voile (Voir figure. VIII.2).

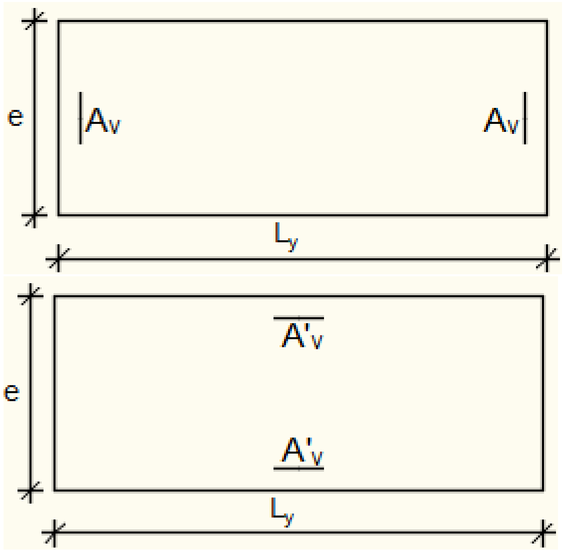


Fig.VIII.2: les sections de calcul

- **Condition le Règlement Parasismique Algérienne version 2003/7.7.4.1 :**

- **Armatures minimales :**

✓ A chacune des extrémités du voile $\longrightarrow$ AV $\geq$ 4HA10.

✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0{,}10\%$$
$$A_2 = [L \times e \times 0{,}15\%\,] - 2\,A_v$$
$$A'_v = \max\,(A_1\,;\,A_2).$$

✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des force verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0,20%**

✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- **Espacement des barres verticales :**

$S = \min(1{,}5 \times a\ ;\ 30\ cm)$ en zone courante ;
À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largueur
du voile **(figure VII.3)**. .Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.
Le diamètre des barres verticales du voile : $\phi \leqslant \frac{L}{10}.e$

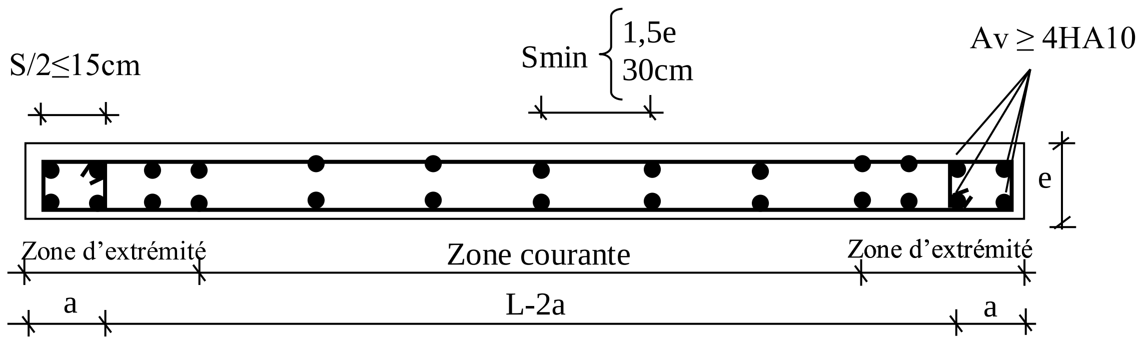


Fig.VIII.3 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

VIII.2.2- Les Armatures horizontales :

Les armaure horizontales sont calcules à l'effort tranchant avec :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{t28} \times k}{0{,}9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\mathbf{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

$$\begin{cases} k = 0(\text{Pas de reprise de betonage }) \\ \alpha = 90° \end{cases}$$

- **Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]**
  - ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur De 10Φ Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.
  - ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être disposées vers l'extérieure.
  - ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
    - 40Φ pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et
    - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.
  - ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

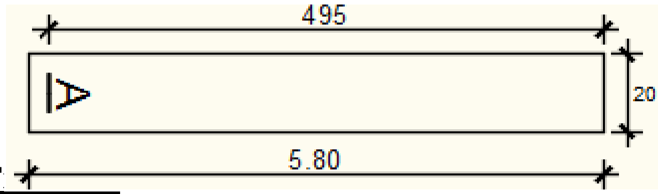
❖ **Exemple de calcul :**

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (Etabs) ; les sollicitations maximales sont :

Tableau. VIII.1 : Les sollicitations de calcul du voile

N [KN]	Mx [KN.m]	My [KN.m]	T [KN]
-3301,76	6732,89	10,72	1183,89

❖ **Siuation accidentalle :**



- **Cas 1 :**

Les sollicitation prises en compte sont :

$$\begin{cases} N = -3301{,}76 \text{ KN.} \\ M_y = 6732{,}89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Position du point d'applicationl'effort normal N :**

$e_0 = \frac{M_x}{N} = \frac{673289}{3301{,}76} = 203{,}92\ \text{cm} < \frac{h}{2} = 290\ \text{cm}$ ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0{,}337 \times h - 0{,}81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_{2}$$

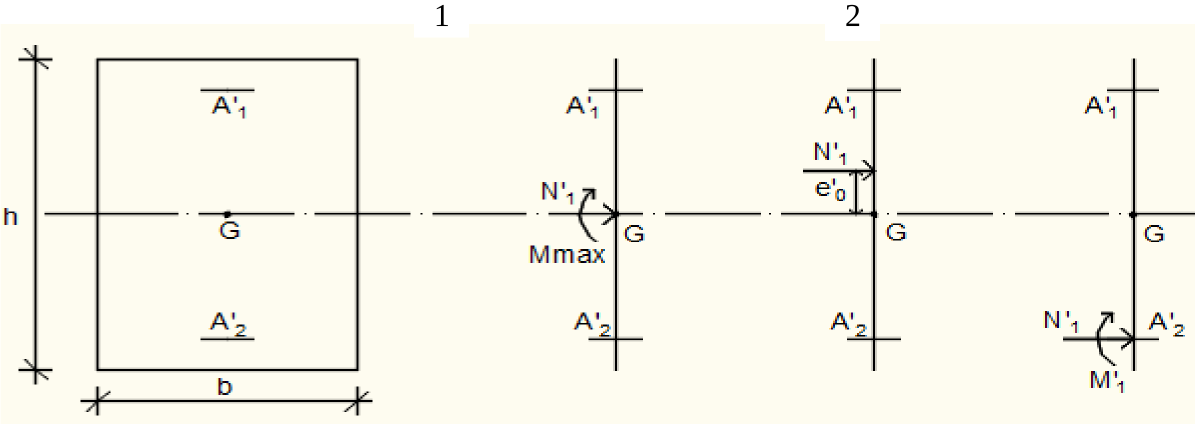


Fig.VIII.5: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➢ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 6732{,}89 + 3301{,}76 \times \left(5{,}22 - \frac{5{,}80}{2}\right)$$

$M_1 = 14392{,}97\ \text{KN.m}$

$(1) = (0{,}337 \times 580 - 0{,}81 \times 0{,}58) \times 18{,}48 \times 20 \times 580$

$(1) = 41799{,}659\ \text{KN.m}$

$(2) = 3301{,}76 \times (5{,}22 - 0{,}58) - 14392{,}97$

$(2) = 927{,}196\ \text{KN.m}$

- **Conclusion :**

$(1) = 41799{,}659\ \text{KN.m} > (2) = 927{,}196\ \text{KN.m}$ ➔ La section est partialement comprimée **(S.P.C).**

Remarque :
Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➢ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{14392970}{18{,}48 \times 20 \times (522)^2} = 0{,}143$$

$\mu = 0{,}143 < \mu_L = 0{,}379 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow$ A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400\ \text{MPa}$$

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}194$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}923$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{14392970}{400 \times 0{,}923 \times 522} = 74{,}68\ \text{cm}^2$$

On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 74{,}68 - \frac{3301760}{100 \times 400} = -7{,}86 < 0 \Rightarrow \text{On prendera}\quad A = 0\text{cm}^2$$

- Les armatures minimales : **RPA : [Article7.7.4.3]**

$A_1 = [(L - 2a) \times e)] \times 0{,}10\%$

$A_1 = [(L - 2a) \times e)] \times 0{,}10\% = [(580 - 2 \times 60) \times 20)] \times 0{,}10\% = 9{,}2\ \text{cm}^2$

$A_2 = [0{,}15\% \times L \times e] - 2\,A_v \Rightarrow A_2 = 17{,}4\ \text{cm}^2$

$A = \max(Acal; A_1; A_2) \Rightarrow A = 17{,}4\ \text{cm}^2$

- Choix des armatures :

16T12 ⟶ A= 18,10 cm²

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

$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{8884}{1465,47} = 6,06 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 64,45 \text{ cm}$ => la section est entièrement comprimée.

- Verification des contraintes :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

Fissuration peu nuisible => aucune vérification pour σ_s

$b = 20\text{cm} \; ; \; h = 580 \; ; c = 58 \; ; \; d = 522\text{cm} \;$ et $\; A'_1 = A'_2 = 18,10\text{cm}^2$

$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 20 \times 580 + 15(18,10 \times 2) = 12143 \text{ cm}^2$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times \left(A'_1 \times d' + A'_2 \times d\right)\right]$$

$$=> V_1 = \frac{1}{12143} \times \left[\frac{20 \times 580^2}{2} + 15 \times (18,10 \times 58 + 18,10 \times 522)\right] = 290 \text{ cm}$$

$V_2 = h - V_1 = 580 - 290 = 290 \text{ cm}$

$I_{XX'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [\, A'_1 \times (V_1 - d')^2 \; + \; A'_2 \times (d - V_1)^2] \Longrightarrow$

$$I_{XX'} = \frac{20}{3} \times (290^3 + 290^3) + 15 \times [\, 18,10 \times (290 - 58)^2 \; + 18,10 \times (522 - 290)^2] \Longrightarrow$$

$I_{XX'} = 354413098,7 \;\; \text{cm}^4$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V_1\right) = 88,84 - 1465,47 \times \left(\frac{580}{2} - 290\right) = 88,84 \text{ KN.m}$$

- **Verification exacte :**

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \overset{?}{\leq} \frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{8884}{1465,47} = 6,06 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = \frac{354413098,7}{12143 \times 290} = 100,64$$

$e_G = 6,06 \text{ cm} < \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = 100,64 \text{ cm}$ => la section est entierement comprimee (SEC).

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{1465470}{100 \times 12143} = 1,21 \text{ MPa}$$

$K = \frac{M_G}{I_{XX'}} = \frac{88840}{354413098{,}7} = 0{,}00025$

$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 1{,}21 + 0{,}00025 \times 290 = 1{,}28 \text{ MPa}$

$\sigma_b^1 = 1{,}28 \text{ MPa} \leq \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

=> les armature déterminés pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

- **Cas 2 :**

$$\begin{cases} N = -3301{,}76 \text{ KN} \\ M_y = 10{,}72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

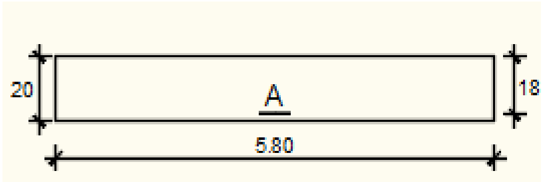


Fig.VIII.6: Section du calcul de voile suivant l'axe y-y.

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$e_0 = \frac{M_y}{N} = \frac{1072}{3301{,}76} = 0{,}33\text{cm} < \frac{h}{12} = 1{,}67 \text{ cm}$ ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentré :

$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max}[15; 20.\frac{e_0}{h}]$

$L_f = 0{,}7 \times L_0 = 0{,}7 \times 408 = 285{,}6 \text{ cm}$ (Bâtiment à étages multiple) **[BAEL91/VI.2]**

$\frac{L_f}{h} = \frac{285{,}6}{20} = 14{,}28 \text{ cm}$; $\text{Max}[15; 20.\frac{e_0}{h}] = \text{Max}\left[15; 20.\frac{0{,}33}{20}\right] = 15\text{cm}$

$\frac{L_f}{h} = 14{,}28 \leq \text{Max}[15 ; 20.\frac{e_0}{h}] = 15$ ➔on utilise la méthode simplifie pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N_1' = N \\ M'_1 = N_1' \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{408}{250}]$

$e_a = 2$ cm

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]$; $\Phi = 2$

$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{1319{,}39}{1319{,}39 + 137{,}07} = 0{,}91$

$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 20} \times [\,2 + 0,91 \times 2]$

$e_2 = 4,67cm$

$M'_1 = 3301,76 \times (0,0033 + 0,02 + 0,0467)$

$M'_1 = 231,12$ KN.m

$N'_1 = 3301,76$ KN

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{23112}{3301,76} = 6,99 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$ ➔ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \le \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_{2}$$

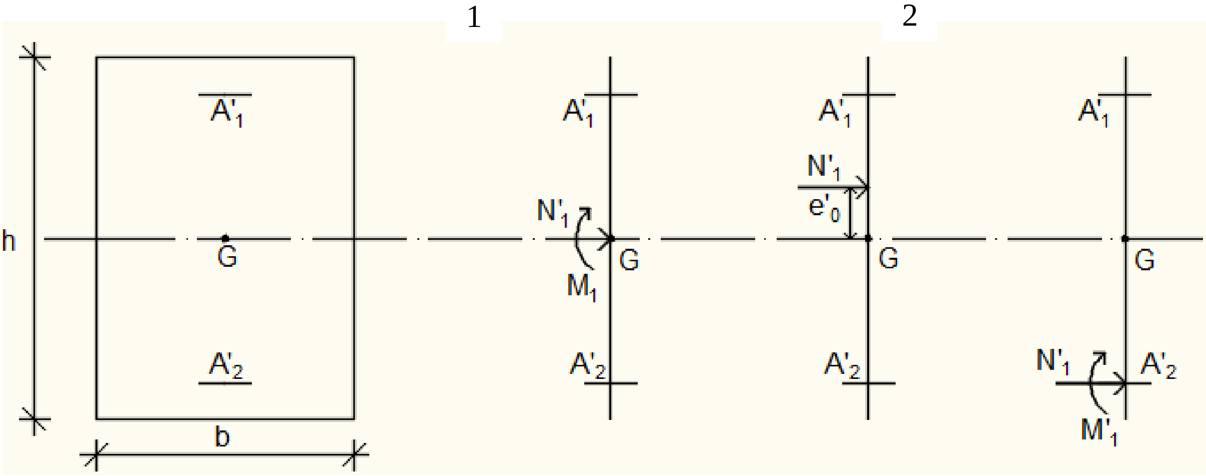


Fig.VII.7: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➢ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$M_1 = M'_1 + N'_1 \times (\,d - \frac{h}{2})$

$M_1 = 231,12 + 3301,76 \times (\,0,18 - \frac{0,20}{2})$

$M_1 = 495,26$ KN.m

$(1) = (0,337 \times 20 - 0,81 \times 2) \times 18,48 \times 20 \times 580$

$(1) = 1097,564$ KN.m

$(2) = 3301,76 \times (0,18 - 0,02) - 495,26$

$(2) = 33,02$ KN.m

$(1) = 1021,87$ KN.m $> (2) = 340,51$ KN.m ➔ La section est partialement comprimée **(S.P.C).**

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➢ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{495260}{18{,}48 \times 580 \times (18)^2} = 0{,}143$$

$\mu = 0{,}143 < \mu_L = 0{,}379 => (\text{acier FeE400}) => \text{A' n'existe pas} ;\ 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0{,}194$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha => \beta = 0{,}923$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{495260}{400 \times 0{,}923 \times 18} = 74{,}52 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 74{,}52 - \frac{3301760}{100 \times 400} = -8{,}024 < 0 \Rightarrow \text{On prendera} \quad A = 0\text{cm}^2$$

- Les armatures minimales : **RPA : [Article7.7.4.3]**

$A_1 = [(L - 2a) \times e)] \times 0{,}10\%$.

$$A_1 = [(L - 2a) \times e)] \times 0{,}10\% = [(580 - 2 \times 60) \times 20)] \times 0{,}10\% = 9{,}2 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0{,}15\% \times L \times e => A_2 = 17{,}4 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(\text{Acal} ;\ A_1;\ A_2) => A = 17{,}4 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

16T12 $\longrightarrow$ A= 18,10 cm^2

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{439}{1465{,}47} = 0{,}29 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 3{,}34 \text{ cm}$ => la section est entièrement comprimée .

- Verification des contraintes :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

Fissuration peu nuisible => aucune vérification pour σ_s

$b = 580\text{cm} ;\ h = 20 ; c = 2 ;\ d = 18\text{cm}$ et $A'_1 = A'_2 = 18{,}10\text{cm}^2$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 580 \times 20 + 15(18{,}10 \times 2) = 12143 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times \left(A_1' \times d' + A_2' \times d\right)\right]$$

$$=> V_1 = \frac{1}{12143} \times \left[\frac{580 \times 20^2}{2} + 15 \times (18{,}10 \times 2 + 18{,}10 \times 18)\right] = 10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10 = 10 \text{ cm}$$

$$I_{XX'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [\,A_1' \times (V_1 - d')^2 \;+\; A_2' \times (d - V_1)^2] \Rightarrow$$

$$I_{XX'} = \frac{580}{3} \times (10^3 + 10^3) + 15 \times [\,18{,}10 \times (10 - 2)^2 + 18{,}10 \times (18 - 10)^2] \Rightarrow$$

$$I_{XX'} = 421418{,}67 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V_1\right) = 4{,}39 - 1465{,}47 \times \left(\frac{20}{2} - 10\right) = 4{,}39 \text{ KN.m}$$

- **<u>Verification exacte :</u>**

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \overset{?}{\leq} \frac{I_{XX'}}{[B + 15(A_1' + A_2')] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{439}{1465{,}47} = 0{,}29 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{XX'}}{[B + 15(A_1' + A_2')] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = \frac{421418{,}67}{12143 \times 10} = 3{,}47 \text{ cm}$$

$e_G = 0{,}29 \text{ cm} < \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = 3{,}47 \text{ cm}$ => la section est entierement comprimee (SEC).

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{1465470}{100 \times 12143} = 1{,}21 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX'}} = \frac{4390}{421418{,}67} = 0{,}01$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 1{,}21 + 0{,}01 \times 4{,}39 = 1{,}25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^1 = 1{,}25 \text{ MPa}_b \leq \overline{\sigma_b} = \; 0{,}6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

=> les armature déterminés pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

- <u>L'espacement minimal des barres verticales et horizontales</u> :

Selon RPA99 (version 2003) :

- ✓ S≤min (1.5 x a ; 30cm)
- ✓ S≤min (1.5 x 20 ; 30cm) = 30cm, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : S ≤ 30cm

Donc, on adoptera un espacement : S=20cm.

S'=20/2=10cm

A. <u>Calcul des armatures transversales</u> :

- <u>Vérification de l'effort tranchant</u> **:**

$$\overline{\tau_u} = \min\left[0{,}2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ \text{MPa}\right] = 3{,}34\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\overline{T}}{b_0 \times d} \quad \text{avec} : \overline{T} = 1{,}4\ T$$

$$\tau_u = \frac{\overline{T}}{b \times d} = \frac{1{,}4 \times 1183890}{(20 \times 522 \times 0{,}9) \times 100} = 1{,}76\ \text{MPa}$$

- Espacement des armatures transversales :

S ≤ min (1,5 x 20 ; 30cm) = 30cm

Donc on adoptera un espacement : S=20cm.

- Armatures transversales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{t28} \times k}{0{,}9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\mathbf{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

$$\begin{cases} k = 0 (\text{Pas de reprise de betonage}) \\ \alpha = 90° \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{t28} \times k}{0{,}9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0{,}9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0{,}9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t = \frac{1{,}76}{0{,}9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 1{,}95\ \text{cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{tmin}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min\left[\frac{\tau_u}{2}; 0{,}4\ \text{MPa}\right]$$

$$\Rightarrow A_{tmin} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{1{,}76}{2} = 0{,}8\ \text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{tcal}; A_{tmin})$$

$$A_t = \max(1{,}95\ \text{cm}^2 ; 0{,}88\ \text{cm}^2)$$

- Choix : $4\emptyset 8 \Rightarrow A_t = 2{,}01\ \text{cm}^2$

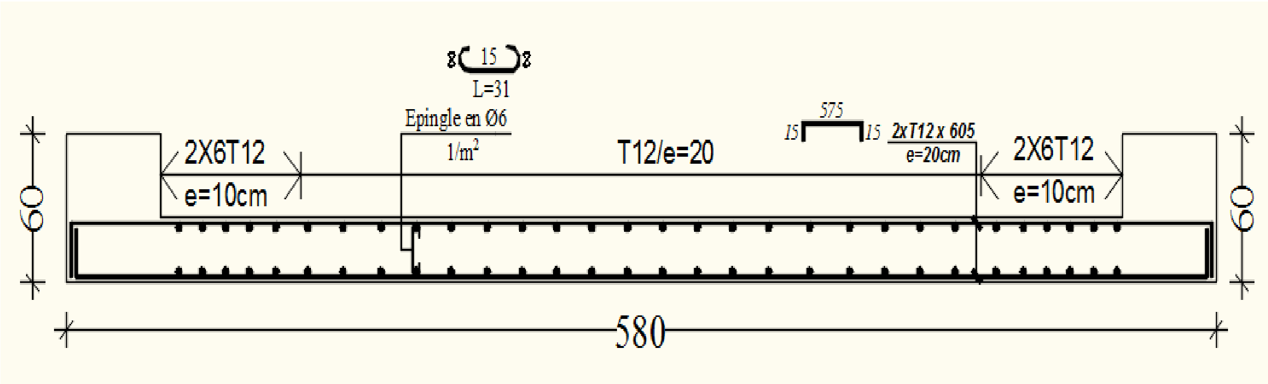


Fig.VII.8 : Dessin du ferraillage du voile de contreventement.

VIII.3- Etude des voiles périphérique :

Selon le **[RPA99V Articles 10.1.2]**, Les ossatures en dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Épaisseur ≥15cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

VIII.3.1- Détermination des sollicitations :

a) Poids propre du voile péripherique :

$P_{Pr} = \gamma_b x\, V_b$

$\gamma_b = 25\ KN/m^3$

$V_b = 1\ x\ h\ x\ e$

h : la hauteur de voile et

e : Epaisseur de voile.

$V_b = 1\ x\ 2{,}50\ x\ 0{,}15 = 0{,}375\ m^3$

$P_{Pr} = 25\ x\ 0{,}375 = 9{,}375\ KN$

➢ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$N_u = 1{,}35\ x\ 9{,}375 = 12{,}656\ KN$

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$N_{ser} = P_{Pr} = 9{,}375\ KN$

b) Calcul des poussée des terres : [THÉORIE DE RANKINE (1860)]

$\sigma = K_P\ x\ \gamma\ x\ h$

Avec :

K_P : coefficient de poussée $K_P = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$;

h : hauteur du voile et

γ : Masse volumique des terres.

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3}\varphi$; φ=35° (δ : frottement mur /sol)

D'après le tableau de **« L'HERMINIER-ABSI »** : K_p=0,247.

γ =17 KN/m³

- Calcul des contraintes :

$\sigma_i = K_p \times \gamma \times h$

$h = 0 => \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$

$h = 2,5 => \sigma_1 = 0,247 \times 17 \times 2,50 = 10,498 \text{ kN/m}^2$

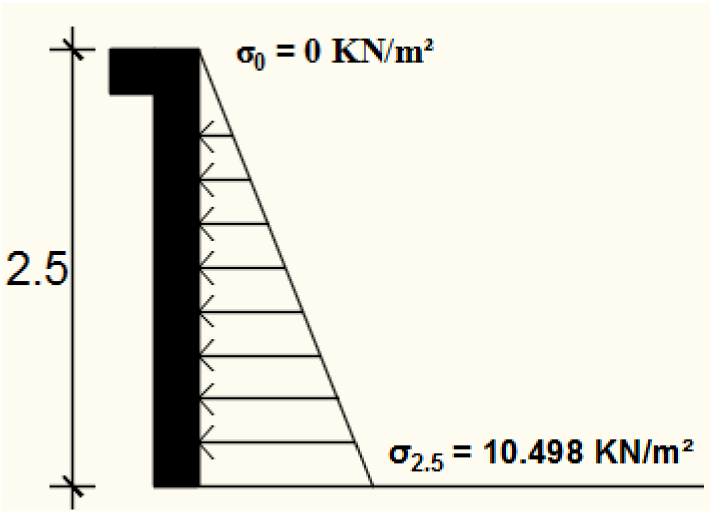


Fig.VIII.9 : Schéma des contraintes de voile périphérique.

On considère le voile est comme une dalle qui s'appuiyant Sur 4 coté avec une charge uniformément répartie

$$q = \frac{10,498 + 0}{2} = 5,249 \text{ kN/m}^2$$

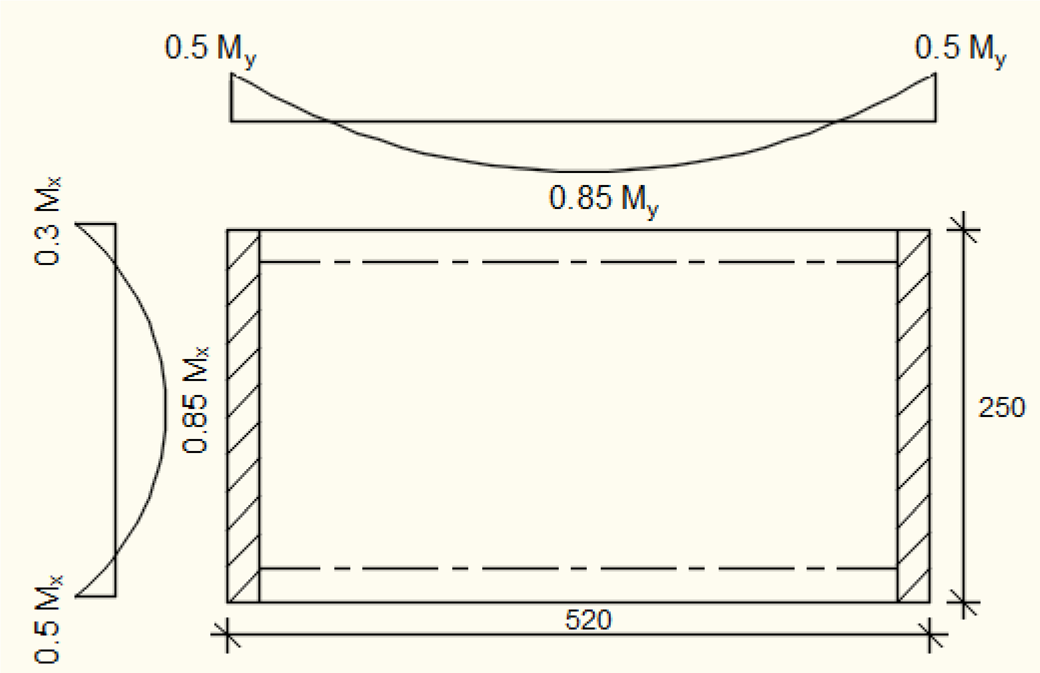


Fig.VIII.10 : Schéma Panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel

❖ **Combinaisons fondamentales :**

➢ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$\overline{q_u} = 1{,}35 \times q \Rightarrow \overline{q_u} = 1{,}35 \times 5{,}249 \Rightarrow \overline{q_u} = 7{,}086\ kN/m^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $q_u = \overline{q_u} \times 1m = 7{,}086\ kN/m$

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$\overline{q_{ser}} = q \Rightarrow \overline{q_{ser}} = 5{,}249\ kN/m^2$

Pour une bande de 1m de largeur :$q_{ser} = \overline{q_{ser}} \times 1\ m = 5{,}249\ kN/m$

- **Calcul des sollicitations :**

➢ Etat limite ultime (E .L.U) :

$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2$ =>Suivant la direction l_x ;

$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu}$ =>Suivant la direction l_y.

➢ Etat limite de service (E.L.S) :

$M_{x\,ser} = \mu_{x\,ser} \times q_{ser} \times l_x^2$ =>Suivant la direction l_x ;

$M_{y\,ser} = \mu_{y\,ser} \times M_{x\,ser}$ =>Suivant la direction l_y .

Avec :$\mu_x$et $\mu_y = f(\rho; \nu)$ et $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{250}{520} = 0{,}480 \;=>\;$ La dalle portant suivant deux directions.

- Calcul des moments pour un paneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$

$M_y = \mu_y \times M_x$

➢ Etat limite ultime :

$$\rho = 0{,}480 \;=>\; \begin{cases} \mu_x^u = 0{,}0994 \\ \mu_y^u = 0{,}2500 \end{cases} => \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \;\; => M_x^u = 4{,}402 \text{ KN.m} \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 1{,}101 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➢ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\rho = 0{,}480 \;=>\; \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0{,}1026 \\ \mu_y^{ser} = 0{,}3491 \end{cases} => \begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 \;\; => M_x^{ser} = 3{,}366 \text{ KN.m} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 1{,}175 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau.VIII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée)

	SENS X-X		**SENS Y-Y**	
combinaisons	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a [KN.m]	1,321	1,009	0,551	0,588
M_t [KN.m]	3,742	2,861	0,936	0,998

- **Calcul des ferraillages :**

➢ Enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable=> $a = 2$ cm

$\varnothing_{max} \le \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2$ cm => on prendra $\varnothing = 1$ cm

$$\begin{cases} C_X = a + \frac{\varnothing}{2} \\ C_y = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} \end{cases} => \begin{cases} C_X = 2{,}5 \text{ cm} \\ C_y = 3{,}5 \text{ cm} \end{cases}$$

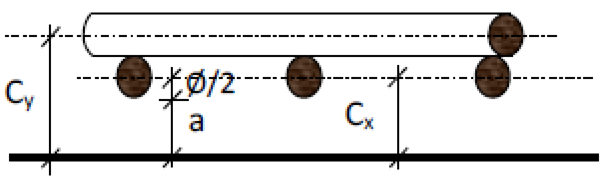


Fig.VIII.11: Enrobage.

➢ Les hauteurs utiles

$d_x = h - C_x = 15 - 2{,}5 = 12{,}5$ cm

$d_y = h - C_y = 15 - 3{,}5 = 11{,}5$ cm

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

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

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

Remarque :

Le ferraillage en appui et en travée est le même. on va prendr le moment maximal (moment en travée).

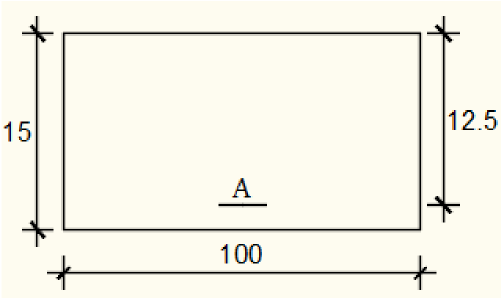


Fig.VIII.12: Section de calcul en travée (x-x).

- **Sens x-x :**

- Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$\mathbf{M_{tx}^{u} = 3,742\ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^{u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3742}{14,2 \times 100 \times (12,5)^2} = 0,017$$

$\mu = 0,017 < \mu_L = 0,392 => (\text{acier FeE400}) => \text{A' n'existe pas}\ ;\ 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348\ \text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0,0214$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha => \beta = 0,991$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3742}{348 \times 0,991 \times 12,5} = 0,87\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

Acier FeE400 : $A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2\text{cm}^2$

- Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{minRPA} = 0,1\% \times b \times h = 1,2\ \text{cm}^2$$

$$A_{minRPA} = 0,0001 \times 100 \times 15 = 1,5\ \text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{minRPA}) => A = 1,5\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$7T10/m_L \longrightarrow A=5,50\ \text{cm}^2/\text{ml}$

$(T10 \longrightarrow e = 15\text{cm})$

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

$$\mathbf{M_{tx}^{ser} = 2,861\ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,50}{100} = 0,825 => D = 0,825$$

$E = 2 \times d \times D = 2 \times 12{,}5 \times 0{,}825 = 20{,}62 => E = 20{,}62$

$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} => Y_1 = 3{,}79\ cm^2$

$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 => I_1 = 8073{,}45\ cm^4$

$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2861}{8073{,}45} = 0{,}35 => K = 0{,}35$

$\sigma_b = K \times Y_1 => \sigma_b = 1{,}3\ MPa$

$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) => \sigma_s = 45{,}72\ MPa$

- Contrainte admisibles :

Fissuration préjudiciable :$\overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} => \overline{\sigma_b} = 15\ MPa$

$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}\right] => \overline{\sigma_s} = 201{,}63\ MPa$

$\left.\begin{array}{l} \sigma_b = 1{,}52 < \overline{\sigma_b} = 15\ MPa \\ \sigma_s = 63{,}83 < \overline{\sigma_s} = 201{,}63\ MPa \end{array}\right\} \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues

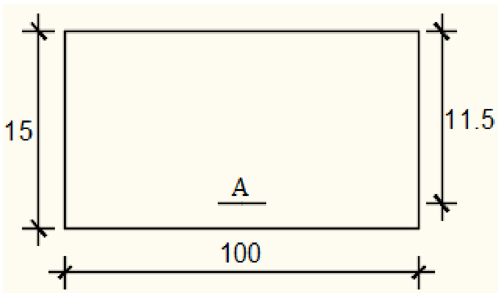


Fig.VIII.13: Section de calcul en travée (y-y).

❖ **Sens y-y :**

➢ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$\mathbf{M_{ty}^u = 0,936\ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{936}{14{,}2 \times 100 \times (11{,}5)^2} = 0{,}0049$

$\mu = 0{,}0049 < \mu_L = 0{,}392 =>$ (acier FeE400) $=>$ A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348\ MPa$

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0{,}0061$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha => \beta = 0{,}997$

- Détermination des armatures :

$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{936}{348 \times 0{,}997 \times 11{,}5} = 0{,}23\ cm^2/ml$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

Acier FeE400 : $A_{min} = 0{,}0008 \times b \times h = 1{,}2cm^2$

- Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$A_{minRPA} = 0{,}1\% \times b \times h = 1{,}2\ cm^2$

$A_{minRPA} = 0{,}0001 \times 100 \times 15 = 1{,}5\ cm^2$

$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{minRPA}) \Rightarrow A = 1{,}5\ cm^2/ml$

- Choix des armatures :

$7T10/m_L \longrightarrow A=5{,}50\ cm^2/ml$

$(T10 \longrightarrow e = 15cm)$

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

$$\mathbf{M_{tx}^{ser} = 0{,}998\ KN.m}$$

$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5{,}50}{100} = 0{,}825 \Rightarrow D = 0{,}825$

$E = 2 \times d \times D = 2 \times 11{,}5 \times 0{,}825 = 18{,}97 \Rightarrow E = 18{,}97$

$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3{,}60\ cm^2$

$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 6704{,}02\ cm^4$

$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{998}{6704{,}02} = 0{,}14 \Rightarrow K = 0{,}14$

$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0{,}50\ MPa$

$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 16{,}59\ MPa$

- Contrainte admisibles :

Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\ MPa$

$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = \min\left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}\right] \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201{,}63\ MPa$

$\left.\begin{array}{l}\sigma_b = 0{,}54 < \overline{\sigma_b} = 15\ MPa \\ \sigma_s = 21{,}27 < \overline{\sigma_s} = 201{,}63\ MPa\end{array}\right\} \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues

Tableau VIII.3 : Tableau de ferraillage du voile périphérique.

sens	**A_{CAL} $[cm^2/m_L]$**	**A_{min} $[cm^2/m_L]$**	**A_{minRPA} $[cm^2/m_L]$**	**Choix**	**$A_{Adopté}$ $[cm^2/m_L]$**	**Espacement [cm]**
X-X	0,87	1,2	1,5	7T10	5,50	15
Y-Y	0,19	1,2	1,5	7T10	5,50	15

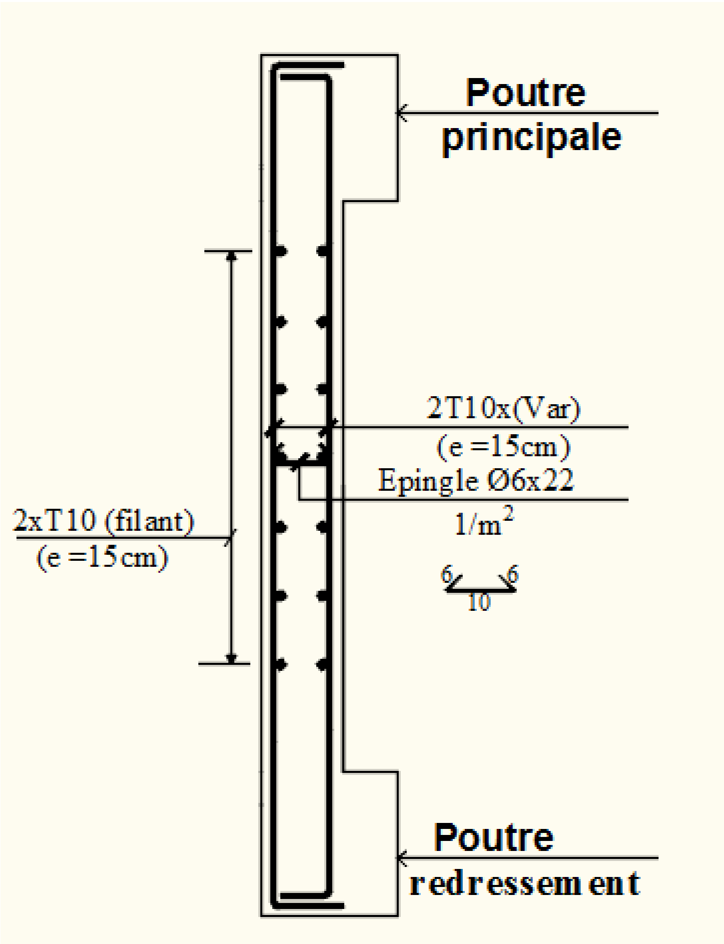


Fig.VIII.14: Ferraillage du voile périphérique.

Chapitre IX. Etude des fondations

IX.1- Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Une fondation sert à :

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure ;
- ✓ La bonne répartition des charges et
- ✓ Limiter les tassements du sol.

IX.1.1- Choix du type de fondation :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et le poids de la superstructure.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- Le raison économique (ferraillage).
- La facilité de réalisation (coffrage).

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à

$$\overline{\sigma_{Sol}} = 2,5 \text{ MPa}$$

IX.1.2- Types de fondations :

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a) Fondations superficielles :

- Semelles isolées : placées sous un poteau ;
- Semelles filantes : placées sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochées et
- Radier général.

b) Fondations superficielles :

- Semelles sur puits et
- Semelles sur pieux.

IX.1.3- Les combinaisons d'action :

D'après le RPA 99 v2003 de l'article 10.1.4.1 les fondations superficielles sont Dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left.\begin{array}{l} \bullet\ G + Q \pm E \\ \bullet\ 0,8G \pm E \end{array}\right\} \textbf{[RPA99/2003/A.10.1.4.1]}$$

D'après le DTR de l'article 2.33.1

$$\left.\begin{array}{l} \bullet\ 1,35G + 1,5Q \\ \bullet\ G + Q \end{array}\right\} \textbf{[DTR/A.2.3.3.1]}$$

IX.2- Calcul des semelles :

IX.2.1- Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des semelles, il faut que :

- La semelle soit assez rigide pour que la réaction du sol puisse être considérée comme uniforme ;
- La résistance à l'effort tranchant soit assurée : il est nécessaire de prévoir des aciers verticaux ;
- La contrainte sur le sol soit compatible avec la résistance de celui-ci et
- Les tassements n'entraînent pas de désordres dans la superstructure ou soient compatibles avec les conditions d'utilisation.

IX.2.2- Pré dimensionnement :

- **Semelle centrale :**

$N_u = 2538{,}29$ KN

$\overline{\sigma_{Sol}} = 2{,}5$ MPa

$$\begin{cases} \sigma = \dfrac{N_u}{A.B} \leq \overline{\sigma_{Sol}} \\ \dfrac{A}{B} = \dfrac{a}{b} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} A.B \geq \dfrac{N_u}{\overline{\sigma_{Sol}}} \\ \dfrac{A}{B} = \dfrac{a}{b} \end{cases}$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right).B$$

Avec : a = 60 cm ; b = 60 cm

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} x \frac{N_u}{\overline{\sigma_{Sol}}}} = \sqrt{\frac{60}{60} x \frac{253829}{2{,}5}} = 318{,}64$$

$$A = \left(\frac{60}{60}\right) x\, B \quad \Rightarrow \quad A = B$$

On prend : B = 320 cm ⇒ A = 320 cm

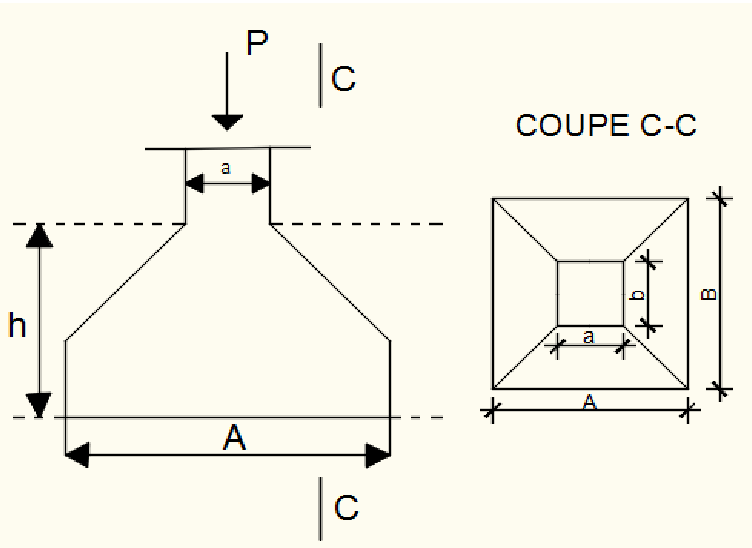


Fig. IX.1: Semelle isolée.

- **Semelle de rive :**

$N_u = 1637{,}6346$ KN

$B \geq 255{,}94$ cm

On prend : B = 260 cm ⇒ A = 260 cm

- **Semelle d'angle :**

$N_u = 2183{,}29$ KN

$B \geq 295{,}52$ cm

On prend : B = 300 cm ⇒ A = 300 cm

Vu la grandeur des efforts acheminés par la structure au sol, ainsi le type de ce dernier (sol de moyenne résistance ;$\overline{\sigma_{Sol}} = 2{,}5$ MPa) et aussi notre structure comporte des voiles de contreventement ce qu'implique l'existence des semelles filantes, et après projection des dimensions des semelles isolées, elles se chevauchent suivant les deux directions ; pour cela le choix d'un radier général serait évident.

IX.3- Etude du radier :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour supportent les poteaux, seront soumis à la réaction du sol.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.

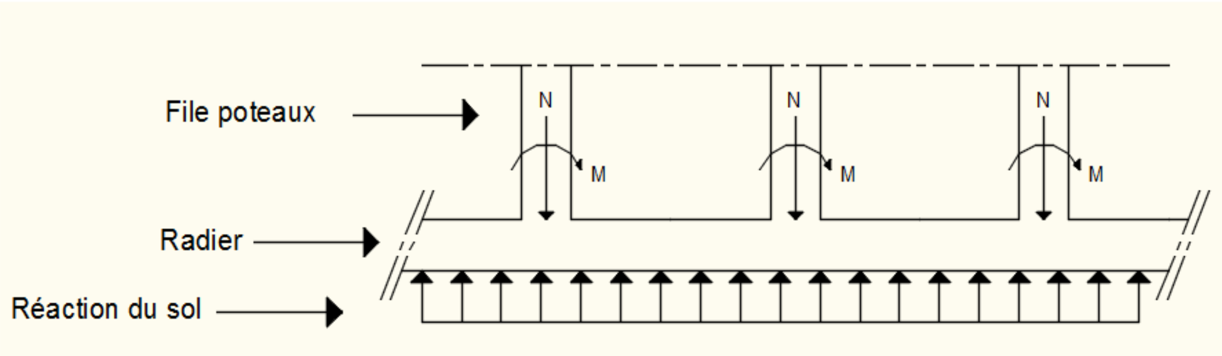


Fig. IX.2: Schéma statique du radier général.

IX.3.1- Pré-dimensionnement du radier :

Pour des raisons pratiques « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

- **Hauteur du radier :**

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hanteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous- pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes conditions suivantes :

1- Condition forfaitaire (fléché) ;

2- Condition de rigidité ;

3- Condition de non cisaillement et

4- Condition de non poinçonnement.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable (Panneau N°8

FigIII.3.6 Chapitre III)

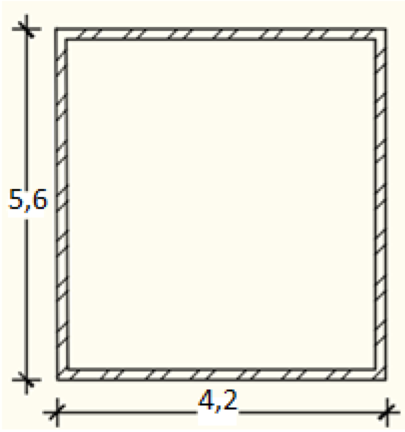


Fig.IX.3: Panneau le plus sollicité.

- **Condition forfaitaire (fléché) :**

$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.
$L_{max} = 5{,}60$ m

$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow \frac{5{,}60}{8} \leq h \leq \frac{5{,}60}{5} \Rightarrow 0{,}7 \text{ m} \leq h \leq 1{,}12 \text{ m}$

- **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \text{et } \lambda = \sqrt[4]{\frac{k \times b}{4 \times D}} \quad \text{et } D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne, K=40 MN/m^3 [1].

E : module de young du béton (E=3.10^4 MPa) ;

I : inertie du radier ; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

b : largeur du radier.

Pour notre cas $L = 5{,}20$m

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E}\left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \text{ x } 40}{3 \text{ x } 10^4}\left(\frac{2 \text{ x } 5{,}60}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0{,}80 \text{ m}$$

- **Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]**

(Fissuration préjudiciable) $\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 0{,}07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \overline{\tau_u} = 1{,}17$ MPa

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{T^{max}}{b \times 0{,}9h} \leq \overline{\tau_u} \quad [\textbf{BAEL91/A5.1,1}]$$

$$T^{max} = \max\left(T_x^{max}; T_y^{max}\right)$$

Avec:

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\overline{\tau_u}$: Contrainte tangentielle admissible et

T^{max} : Effort tranchant max.

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,20}{5,60} = 0,75 \Rightarrow$ le panneau de dalle travail suivant deux directions.

Donc :

$$\left.\begin{array}{l} T_x^u = \frac{\overline{q_u} \text{ x } l_x}{2} \text{ x } \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ \\ T_y^u = \frac{\overline{q_u} \text{ x } l_y}{2} \text{ x } \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{array}\right\}$$

➤ **Calcul $\overline{q_u}$:**

❖ **<u>La surface du radier est de</u> :**

$S_r = S_b + S_{débordement} => S_r = 469,26 \text{ m}^2$

❖ **<u>Le poids de superstructure</u> :**

$G = 48678,5989 \text{ KN} ; \ Q = 5 \text{ KN/m}^2$

$$\overline{q_u} = 1,35 \times \frac{G}{S_r} + 1,5Q = 1,35 \times \frac{48678,5989}{469,26} + 1,5 \text{ x } 5 => \overline{q_u} = 147,54 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 métré de largeur : $q_u = \overline{q_u} \times 1,00 = 147,54 \text{ KN/m}_L$

$$T_x^u = \frac{147,54 \text{ x } 3,9}{2} \text{ x } \frac{5,6^4}{5,6^4 + 4,2^4} = 218,55 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{147,54 \text{ x } 5,3}{2} \text{ x } \frac{4,2^4}{4,2^4 + 5,6^4} = 93,97 \text{ KN}$$

$$T^{max} = \max\left(T_x^{max}; T_y^{max}\right) => T^{max} = 218,55 \text{ KN/ml}$$

$$h \geq \frac{T^{max}}{0,9 \times b \times \overline{\tau_u}} = \frac{218550}{0,9 \times 100 \times 1,17 \text{ x } 100} = 20,75 \text{ cm} => h \geq 20,75 \text{ cm}$$

- **<u>Condition de non poinçonnement</u> : [CBA 93/ A.5.2.4.2]**

$$N_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots\dots \ (1)$$

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R ;

U_C: Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen et

h : Epaisseur totale du radier.

Pour notre structure ;

$N_{umax} = 2538{,}29$ KN (Appliquée par un poteau de section carré (60x60) cm²).

$U_C = 2 \text{ x } (a_1 + b_1)$

$a_1 = (a + h)$

$b_1 = (b + h)$

$U_C = 2 \text{ x } (a_1 + b_1 + 2h)$

a: section du poteau le plus sollicité

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0{,}045 \times 2 \text{ x } (0{,}6 + 0{,}6 + 2h) \times h \times \frac{25}{1{,}5}$$

$$N_u \leq 0{,}045 \times 2 \text{ x } (0{,}6 + 0{,}6 + 2h) \times h \times 16{,}67$$

$$2{,}99h^2 + 1{,}79h - N_u \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité :

$N_u = 2538{,}29 \text{ KN} = 2{,}53829 \text{ MN}$

On aura : $h \geq 0{,}67\text{m} \Rightarrow h \geq 67\text{cm}$

<u>Remarque</u> :

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment ; on prend la hauteur du radier égale

$h = 120$ cm.

- **<u>La hauteur des nervures</u> :**

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{560}{10} = 56\text{cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_n = 100 \text{ cm}.$$

- **<u>Epaisseur de la dalle</u> :**

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{560}{20} = 28 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_0 = 40 \text{ cm}.$$

IX.3.2- <u>Pré dimensionnement des poutres</u> :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$0{,}3h \leq b_0 \leq 0{,}4h$ [**BAEL91**]

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y - b_0}{2}; \frac{L_x}{10}\right)$$

$L_x = 420$ cm ; $L_y = 560$ cm

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{560 - 30}{2} = 265 \text{ cm} \end{cases}$$

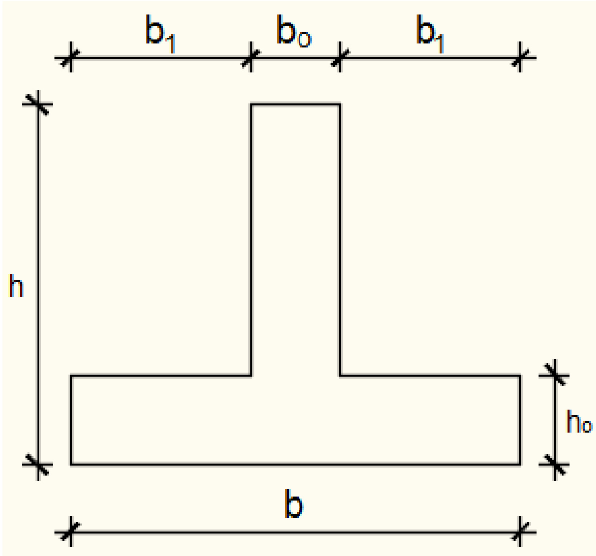


Fig.IX.4: dimension de la poutre.

Tableau IX.1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements

Type des poutres	h [cm]	h0 [cm]	b0 [cm]	b1 [cm]	b [cm]
Poutre principale	140	40	50	45	140
Poutre secondaire	140	40	50	45	140

IX.3.3- Détermination des sollicitations :

a) Caractéristiques du radier :

$h = 140$ cm ; $h_0 = 40$cm ; $h_n = 100$ cm

Surface du radier : $S = 469{,}26\ m^2$

Inerties du radier : $I_{XX} = 25184{,}52\ m^4$; $I_{YY} = 15507{,}43\ m^4$

Abscisses du centre de gravité du radier : $V_X = 11{,}83$ m ; $V_Y = 12{,}38$ m

b) Calcul du poids propre du radier Pr :

Poids du radier sans poutres :$p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b$

Avec :

h_0 : Épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton.

Poids des poutres principales : $p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

Poids des poutres secondaires :$p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales ;

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires.

$p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b = 469{,}26 \times 0{,}4 \times 25 = 4692{,}6$ KN

$p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 130{,}1 \times (1{,}4 - 0{,}4) \times 0{,}50 \times 25 = 1626{,}25$ KN

$p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 125{,}7 \times (1{,}4 - 0{,}4) \times 0{,}50 \times 25 = 1571{,}25$ KN

$p_r = p_1 + p_p + p_s = 4692{,}6 + 1626{,}25 + 1571{,}25 = 7890{,}1$ KN

c) <u>Surcharges d'exploitation Qr</u> :

$Q_r = 5 \times S$

$Q_r = 5 \times 469{,}26 \Rightarrow Q_r = 2346{,}3$ KN

d) <u>Combinaisons d'actions</u> :

❖ **<u>Situation durable et transitoire (Etat limite ultime (E.L.U))</u>:**

$N_u = N_u^1 + N_u^2$ avec : $N_u^1 = 1{,}35G + 1{,}5Q$; $N_u^2 = 1{,}35p_r + 1{,}5Q_r$

Avec :

N_u^1: Resultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par

Le logiciel ETABS sous la combinaison fondamentale (E.L.U)

$N_u^1 = 74315{,}83$ KN

$N_u^2 = 1{,}35p_r + 1{,}5Q_r = 1{,}35(7890{,}1) + 1{,}5(2346{,}3) = 14171{,}09$ KN

$N_u = N_u^1 + N_u^2 = 88486{,}92$ KN

$M_x = 59{,}41$ KN.m ; $M_y = 24{,}82$ KN.m

Avec :
Mx et My : résultantes de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la Direction considérée (sont données par le logiciel ETABS).

$$M_{x/G} = \sum \left(M_x + F_x \times (x_i - x_g)\right)$$

$$M_{y/G} = \sum \left(M_y + F_y \times (y_i - y_g)\right)$$

❖ **<u>Etat limite service (E.L.S)</u> :**$(G + Q) + (P_r + Q_R)$

$N_S^1 = G + Q \Rightarrow N_S^1 = 54271{,}91$ KN

$N_S^2 = p_r + Q_r \Rightarrow N_S^2 = (7890,1) + (2346,3) = 10236,4 \text{ KN}$

$N_s = N_s^1 + N_s^2 = 54271,91 + 10236,4 = 64508,31 \text{ KN}$

$M_x = 43,05 \text{ KN.m} \;\; ; M_y = 18,12 \text{ KN.m}$

❖ **Situation accidentelle (ACC)** : $[(G + Q \pm E) + (p_r + Q_r)]$ et $[(0,8G \pm E) + 0,8p_r]$

$N_{acc}^1 = 94560,54 \text{ KN}$

$N_{acc}^2 = p_r + Q_r = 10236,4 \text{ KN}$

$N_{acc} = N_{acc}^1 + N_{acc}^2 = 104796,94 \text{ KN}$

$M_x = 1718,71 \text{ KN.m} \;\; ; M_y = 360,41 \text{ KN.m}$

e) Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}.v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure.

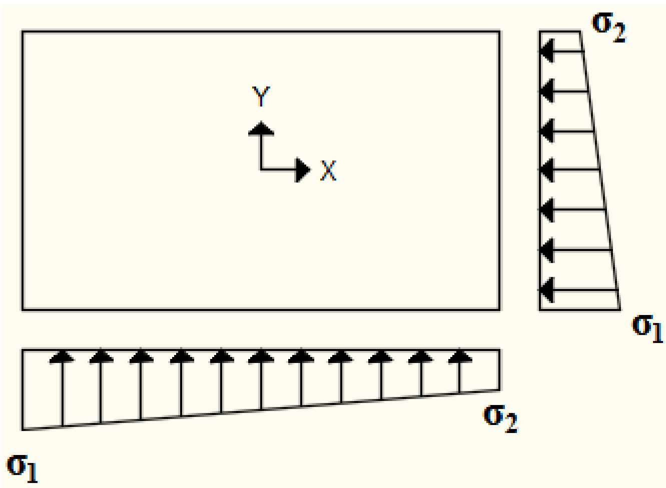


Fig.IX.5: Schéma des contraintes du sol.

$\bar{\sigma}_{Sol} = 2,5 \text{ MPa}$

✓ **Suivant l'article de RPA99/V2003[A.10.1.4.1] :**

❖ **Situation durable et transitoire :**

$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{Sol} = 2,5 \text{ bars}$

❖ **Situation accidentelle :**

$\overline{\sigma}_{adm} = \overline{\sigma}_{Sol} = 2 \times \overline{\sigma}_{sol} = 5$ bars

➢ Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u}.v$$

$N_u = 85983{,}29$ KN

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I}.v_x\right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{88486{,}92}{469{,}26} \pm \frac{59{,}41}{25184{,}52}.11{,}83\right] \times 10^{-2}$$

$\sigma_1 = 1{,}88 \text{ bars} \leq \overline{\sigma}_{adm}$

$\sigma_2 = 1{,}88 \text{ bars} \leq \overline{\sigma}_{adm}$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = 1{,}88 \text{ bars} \leq \overline{\sigma}_{adm}$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I}.v_x\right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{88486{,}92}{469{,}26} \pm \frac{24{,}82}{15507{,}43}.12{,}38\right] \times 10^{-2}$$

$\sigma_1 = 1{,}88 \text{ bars} \leq \overline{\sigma}_{adm}$

$\sigma_2 = 1{,}88 \text{ bars} \leq \overline{\sigma}_{adm}$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = 1{,}88 \text{ bars} \leq \overline{\sigma}_{adm}$

➢ Etat limite service (E.L.S) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u}.v$$

$N_S = 62653{,}77$ KN

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I}.v_x\right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{64508{,}31}{469{,}26} \pm \frac{43{,}05}{25184{,}52}.11{,}83\right] \times 10^{-2}$$

$\sigma_1 = 1{,}37$ bars

$\sigma_2 = 1{,}37$ bars

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = 1{,}37$ bars

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I}.v_x\right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{64508{,}31}{469{,}26} \pm \frac{18{,}12}{15507{,}43}.12{,}38\right] \times 10^{-2}$$

$\sigma_1 = 1{,}37 \text{ bars} \leq \overline{\sigma}_{adm}$

$\sigma_2 = 1{,}37 \text{ bars} \leq \overline{\sigma}_{adm}$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = 1{,}37 \text{ bars}$

- <u>Situation accidentelle (ACC)</u> :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u}.v$$

$N_{acc} = 104683{,}6 \text{ KN}$

<u>Sens X-X</u> :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I}.v_x\right] \times 10^{-2} => \sigma_{1,2} = \left[\frac{104796{,}94}{469{,}26} \pm \frac{1718{,}71}{25184{,}52}.11{,}83\right] \times 10^{-2}$$

$\sigma_1 = 2{,},24 \text{ bars } \leq \overline{\sigma}_{adm}$

$\sigma_2 = 2{,}24 \text{ bars } \leq \overline{\sigma}_{adm}$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = 2{,}24 \text{ bars} \leq \overline{\sigma}_{adm}$

<u>Sens Y-Y</u> :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I}.v_x\right] \times 10^{-2} => \sigma_{1,2} = \left[\frac{104796{,}94}{469{,}26} \pm \frac{360{,}41}{15507{,}43}.12{,}38\right] \times 10^{-2}$$

$\sigma_1 = 2{,}23 \text{ bars } \leq \overline{\sigma}_{adm}$

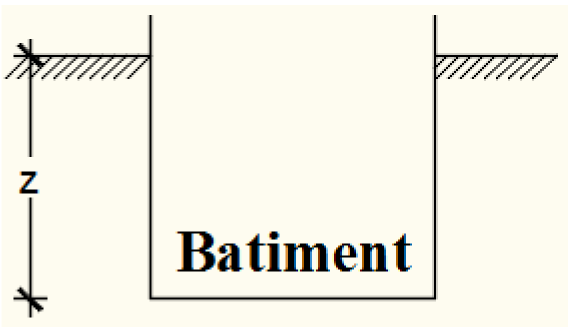
$\sigma_2 = 2{,}23 \text{ bars } \leq \overline{\sigma}_{adm}$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = 2{,}23 \text{ bars } \leq \overline{\sigma}_{adm}$

f) <u>Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement</u> :

On doit vérifier que sous la pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$p \geq 1{,}5 \times S \times \gamma \times Z$$



<u>Fig.IX.6</u> : L'encrage de de la structure.

Avec :

P : Poids du bâtiment ;

S : Surface d'assise du bâtiment;

Z : L'ancrage et

γ : Poids volumique de l'eau ; $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$

Pour la structure à étudier :

$P = P_{Batiment} + P_{radier} = 48678{,}98 + 7890{,}1 = 56569{,}08 \text{ KN}$

$1{,}5 \times S \times \gamma \times Z =>$

$1{,}5 \times 469{,}26 \times 10 \times 3{,}166 = 22285{,}16 \text{ KN}$

$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$ => La structure est stable ; Donc il n'y pas de risque au soulèvement.

IX.4- Ferraillage du radier :

IX.4.1- Ferraillage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a) Détermination des efforts :

Pour une bande de 1m $q = \sigma_m \times 1m$

Le panneau le plus sollicite :

$L_X = 4,20m$; $L_y = 5,60$ m

On à $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,20}{5,60} = 0,75 \Rightarrow$

le panneau travaille suivant deux directions.

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$ =>Suivant la direction l_x ;

$M_y = \mu_y \times M_x$ =>Suivant la direction l_y.

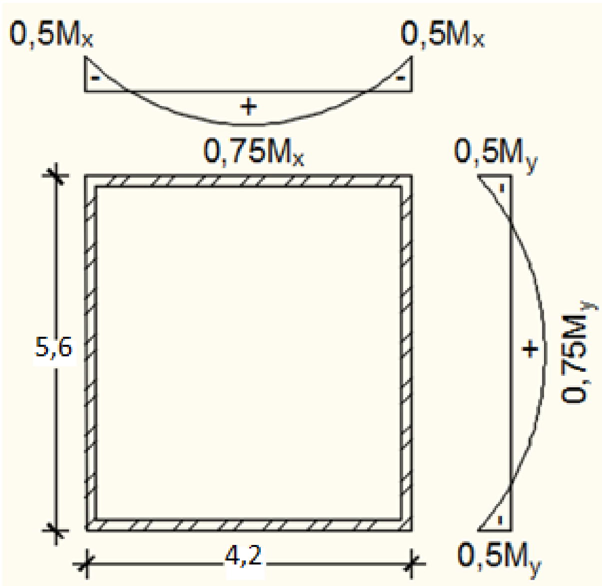


Fig.IX.7: Schéma du panneau de la dalle.

➢ Etat limite ultime (E L U) :

$q = \sigma_m \times 1ml = 188 \times 1m_L = 188 \text{ KN}/m_L$

$\rho = 0,75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0,0419 \\ \mu_y^u = 0,8661 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$

$\Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0,0419 \times 188 \times 4,90^2 = 189,13 \text{ KN.m} \\ M_y^u = 0,8661 \times 189,13 = 163,80 \text{ KN.m} \end{cases}$

a. Moment en travée :

$Mt_x^u = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 189,13 = 141,85 \text{ KN.m}$

$Mt_y^u = 0,75 \times M_y^u = 0,75 \times 163,80 = 122,85 \text{ KN.m}$

b. Moment en appuis intermédiaires :

$Ma_x^u = 0,5 \times M_x^u = 0,5 \times 189,13 = 94,57 \text{ KN.m}$

$Ma_y^u = 0,5 \times M_y^u = 0,5 \times 163,80 = 81,90 \text{ KN.m}$

➢ Etat limite de service (E.L.S) :

$q = \sigma_m \times 1ml = 137 \times 1m_L = 137 \text{ KN}/m_L$

$$\rho = 0{,}94 \;=> \begin{cases} \mu_x^s = 0{,}0491 \\ \mu_y^s = 0{,}9087 \end{cases} => \begin{cases} M_x^s = \mu_x^s \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^u \end{cases}$$

$$=> \begin{cases} M_x^s = 0{,}0491 \times 137 \times 4{,}90^2 = 161{,}50\ \mathrm{KN.m} \\ M_y^s = 0{,}9087 \times 161{,}50 = 146{,}75\ \mathrm{KN.m} \end{cases}$$

c. <u>Moment en travée</u> :

$Mt_x^s = 0{,}75 \times M_x^s = 0{,}75 \times 161{,}50 = 121{,}13\ \mathrm{KN.m}$

$Mt_y^s = 0{,}75 \times M_y^s = 0{,}75 \times 146{,}75 = 110{,}06\ \mathrm{KN.m}$

d. <u>Moment en appuis intermédiaires</u> :

$Ma_x^s = 0{,}5 \times M_x^s = 0{,}5 \times 161{,}50 = 80{,}75\ \mathrm{KN.m}$

$Ma_y^s = 0{,}5 \times M_y^s = 0{,}5 \times 146{,}75 = 73{,}38\ \mathrm{KN.m}$

<u>Tableau IX.2</u> : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées :

	ELU		**ELS**	
Sens	**M travée [KN.m]**	**M appuis [KN.m]**	**M travée [KN.m]**	**M appuis [KN.m]**
Sens X-X	141,85	94,57	121,13	80,75
Sens Y-Y	122,85	81,90	110,06	73,38

- **<u>Calcul des armatures</u> :**

a. <u>Enrobage</u> :

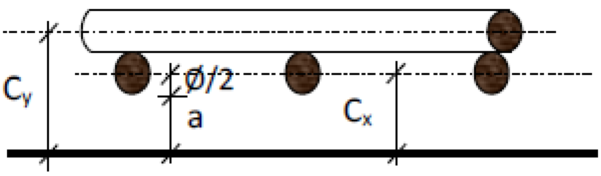
La fissuration est considérée comme préjudiciable => $a = 4$ cm

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. (B.A.E.L 91).

$\emptyset_{max} \leq \frac{h_0}{10}$ Avec $h_0 = 40$ cm

$\emptyset_{max} \leq \frac{40}{10} = 4\ \mathrm{cm} = 40\ \mathrm{mm}$ => on prendra

$\emptyset = 20$ mm



<u>Fig.IX.8</u>: Enrobage.

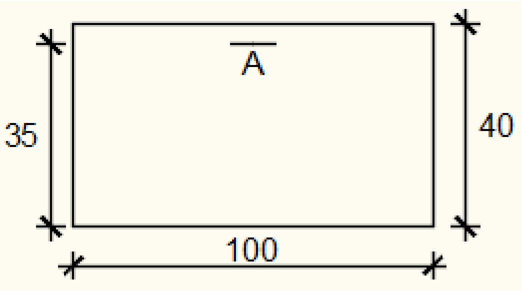
$$\begin{cases} C_X = a + \frac{\emptyset}{2} \\ C_y = a + \emptyset + \frac{\emptyset}{2} \end{cases} => \begin{cases} C_X = 4 + \frac{2}{2} = 5\ \mathrm{cm} \\ C_y = 4 + 2 + \frac{2}{2} = 7\ \mathrm{cm} \end{cases}$$

$d_x = h_0 - C_x = 40 - 5 = 35$ cm

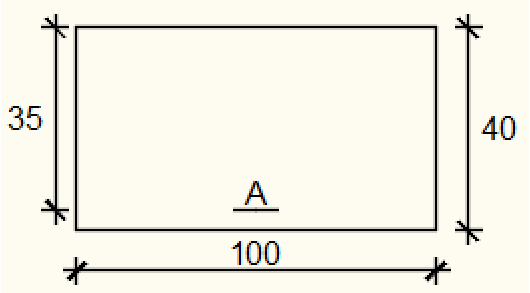
$d_y = h_0 - C_y = 40 - 7 = 33$ cm

b. Section de Calcul :

❖ **Sens X-X :**



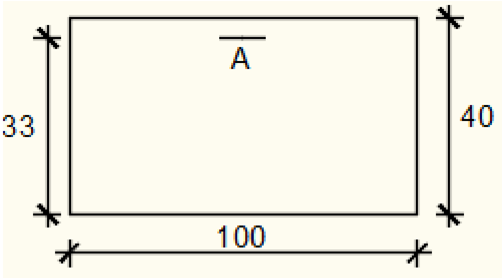
- **En travée**



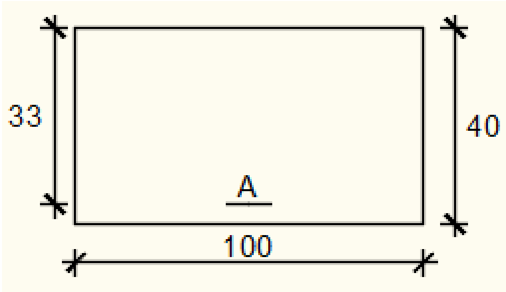
- **En appuis**

Fig.IX.9: Section de calcul dans le sens xx.

❖ **Sens Y-Y :**



- **En travée**



- **En appuis**

Fig.IX.10: Section de calcul dans le sens yy.

- **Calcul du ferraillage de la dalle pleine :**

❖ **Sens X-X :**

a) **En travées :**

$$\mathbf{Mt_x^u = 141,85\ KN.m = 141850\ N.M}$$

➢ Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mt_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{141850}{14,2 \times 100 \times (35)^2} = 0,081$$

$\mu = 0,081 < \mu_L = 0,392 => (\text{acier FeE400}) => A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348\ MPa$$

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0,105$$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}958$

- <u>Détermination des armatures</u> :

$$A = \frac{Mt_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{141850}{348 \times 0{,}958 \times 35} = 12{,}16\ cm^2/ml$$

- <u>Condition de non fragilité</u> : **[CBA91/A4.2.1]**

Acier FeE400 : $A_{min} = 0{,}0008 \times b \times h = 3{,}2\ cm^2/ml$

$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 12{,}16\ cm^2/ml$

- <u>Choix des armatures</u> :

5T20/ml $\rightarrow$A = 15,71 cm²/ml

(T20 $\rightarrow$ e = 20cm)

➢ <u>Etat limite de service (E. L.S.)</u> :

$$\mathbf{Mt_x^{ser} = 121{,}13\ KN.m = 121130\ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 15{,}71}{100} = 2{,}36\ cm$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 2{,}36 = 165{,}2\ cm^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2{,}36 + \sqrt{2{,}36^2 + 165{,}2} = 10{,}70\ cm$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10{,}70^3}{3} + 15 \times 15{,}71 \times (35 - 10{,}70)^2 = 179983{,}74\ cm^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{121130}{179983{,}74} = 0{,}67$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 7{,}16\ MPa < \overline{\sigma_b} = 0{,}6 f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0{,}67 \times (35 - 10{,}70) = 244{,}21\ MPa$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 201{,}63\ MPa$$

$$\left.\begin{array}{l}\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\ MPa \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 201{,}63\ MPa\end{array}\right\}$$ ==> le ferraillage doit être recalculé à l'E.L.S

- **<u>Détermination des armatures à l'Etat limite de service</u> :**

$$\mu_1 = \frac{Mt_x^{ser}}{\overline{\sigma_s} \times b \times d^2} = \frac{121130}{201{,}63 \times 100 \times (35)^2} = 0{,}0049$$

$$\mu_1 = 0{,}0049 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases}\beta_1 = 0{,}889 \\ K_1 = 30{,}04\end{cases}$$

- <u>Vérification de l'existence des armatures comprimées</u> :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{K_1} = \frac{201{,}63}{30{,}04} = 6{,}71 \leq \overline{\sigma_b} = 15\ MPa$$ => A' n'existe pas.

$$A_s = \frac{Mt_x^{ser}}{\overline{\sigma_s} \times \beta_1 \times d} = \frac{121130}{201{,}63 \times 0{,}889 \times 35} = 19{,}30 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

7T20/ml → A = 21,99 cm²/ml
(T20 → e = 14cm)

b) En appuis :

$$\mathbf{Ma_x^u = 94{,}57\ KN.m = 94570\ N.m}$$

➢ Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{94570}{14{,}2 \times 100 \times (35)^2} = 0{,}054$$

$\mu = 0{,}054 < \mu_L = 0{,}392 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow$ A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}069$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}972$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{94570}{348 \times 0{,}972 \times 35} = 7{,}99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

Acier FeE400 : $A_{min} = 0{,}0008 \times b \times h = 3{,}2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 7{,}99 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Choix des armatures :

6T14/ml →A = 9,24 cm²/ml
(T20 → e = 15cm)

➢ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$\mathbf{Mt_x^{ser} = 80{,}75\ KN.m = 80750\ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9{,}24}{100} = 1{,}38 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 1{,}38 = 96{,}6 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1{,}36 + \sqrt{1{,}36^2 + 96{,}6} = 8{,}56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8{,}56^3}{3} + 15 \times 9{,}24 \times (35 - 8{,}56)^2 = 117799{,}00 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{80750}{117799{,}00} = 0{,}68$$

$\sigma_b = K \times y_1 = 5{,}82 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 0{,}6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0{,}68 \times (35 - 8{,}56) = 269{,}68 \text{ MPa}$

$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 201{,}63 \text{ MPa}$

$\left.\begin{array}{l}\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}\\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 201{,}63 \text{ MPa}\end{array}\right\}$ ==> le ferraillage doit être recalculé à l'E.L.S

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{Mt_x^{ser}}{\overline{\sigma_s} \times b \times d^2} = \frac{80750}{201{,}63 \times 100 \times (35)^2} = 0{,}0032$$

$$\mu_1 = 0{,}0032 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases}\beta_1 = 0{,}907\\ K_1 = 38{,}76\end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{K_1} = \frac{201{,}63}{38{,}76} = 5{,}20 \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \implies \text{A' n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{Mt_x^{ser}}{\overline{\sigma_s} \times \beta_1 \times d} = \frac{80750}{201{,}63 \times 0{,}907 \times 35} = 12{,}61 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

7T16/ml → A = 14,07 cm²/ml

(T16 → e = 14cm)

- ❖ **Sens Y-Y :**

c) **En travées :**

$$\mathbf{Mt_x^u = 122{,}85\ KN.m = 122850\ N.m}$$

- ➢ Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mt_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{122850}{14{,}2 \times 100 \times (33)^2} = 0{,}079$$

$\mu = 0{,}079 < \mu_L = 0{,}392 \implies$ (acier FeE400) $\implies$ A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\implies \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348 \text{ MPa}$$

$\alpha = 1{,}25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0{,}103$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \implies \beta = 0{,}958$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{122850}{348 \times 0{,}958 \times 33} = 11{,}17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

Acier FeE400 : $A_{min} = 0{,}0008 \times b \times h = 3{,}2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 11{,}17\ cm^2/ml$

- Choix des armatures :

5T20/ml →A = 15,71 cm²/ml

(T20 → e = 20cm)

➢ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$\mathbf{Mt_x^{ser} = 110{,}06\ KN.m = 110060\ N.m}$$

$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 15{,}71}{100} = 2{,}36\ cm$

$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 33 \times 2{,}36 = 155{,}76\ cm^2$

$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2{,}36 + \sqrt{2{,}36^2 + 155{,}76} = 10{,}34\ cm$

$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$

$I = \frac{100 \times 10{,}34^{\ 3}}{3} + 15 \times 15{,}71 \times (33 - 10{,}34\ )^2 = 157850{,}77\ cm^4$

$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{110060}{157850{,}77} = 0{,}69$

$\sigma_b = K \times y_1 = 7{,}13\ MPa < \overline{\sigma_b} = 0{,}6 f_{c28} = 15\ MPa$

$\sigma_s = 15 \times k \times \left(d - y_1\right) = 15 \times 0{,}69 \times (33 - 10{,}34\ ) = 234{,}53\ MPa$

$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta\ \times f_{t28}}\right] = 201{,}63\ MPa$

$\left.\begin{matrix}\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\ MPa \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 201{,}63\ MPa\end{matrix}\right\}$ ==> le ferraillage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{Mt_x^{ser}}{\overline{\sigma_s} \times b \times d^2} = \frac{110060}{201{,}63 \times 100 \times (33)^2} = 0{,}0050$$

$$\mu_1 = 0{,}0050 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0{,}888 \\ K_1 = 29{,}64 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{K_1} = \frac{201{,}63}{29{,}64} = 6{,}80 \leq \overline{\sigma_b} = 15\ MPa \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{Mt_x^{ser}}{\overline{\sigma_s} \times \beta_1 \times d} = \frac{110060}{201{,}63 \times 0{,}888 \times 33} = 18{,}62\ cm^2$$

- Choix des armatures :

6T20/ml →A = 18,85 cm²/ml

(T20 → e = 15cm)

Remarque :

Pour des Raison Pratique on prendra (e=14cm)

d) **En appuis:**

$$\mathbf{Ma_x^u = 81,90\ KN.m = 81900\ N.M}$$

➢ Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{81900}{14,2 \times 100 \times (33)^2} = 0,052$$

$\mu = 0,052 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow$ A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348\ \text{MPa}$$

$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,067$

$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,973$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{81900}{348 \times 0,973 \times 33} = 7,33\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

Acier FeE400 : $A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2\ \text{cm}^2/\text{ml}$

$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 7,33\ \text{cm}^2/\text{ml}$

- Choix des armatures :

5T14/ml →A = 7,70 cm²/ml

(T20 → e = 15cm)

➢ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$\mathbf{Mt_x^{ser} = 73,38\ KN.m = 73380\ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,70}{100} = 1,15\ \text{cm}$$

$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 33 \times 1,15 = 75,9\ \text{cm}^2$

$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,15 + \sqrt{1,15^2 + 75,9} = 7,64\text{cm}$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 7,64^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (33 - 7,64)^2 = 89146,26\ \text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{73380}{89146,26} = 0,82$$

$\sigma_b = K \times y_1 = 6,26\ \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 0,6f_{c28} = 15\ \text{MPa}$

$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,82 \times (33 - 7,64) = 311,928\ \text{MPa}$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 201,63\ \text{MPa}$$

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15$ MPa
$\sigma_s > \overline{\sigma_s} = 201{,}63$ MPa } ==> le ferraillage doit être recalculé à l'E.L.S

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{Mt_x^{ser}}{\overline{\sigma_s} \times b \times d^2} = \frac{73380}{201{,}63 \times 100 \times (33)^2} = 0{,}0033$$

$$\mu_1 = 0{,}0033 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0{,}906 \\ K_1 = 38{,}19 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{K_1} = \frac{201{,}63}{38{,}19} = 5{,}27 \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \text{ => A' n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{Mt_x^{ser}}{\overline{\sigma_s} \times \beta_1 \times d} = \frac{73380}{201{,}63 \times 0{,}906 \times 33} = 12{,}17 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

7T16/ml → A = 14,07 cm²/ml
(T16 → e = 14cm)

IX.4.2- Ferraillage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

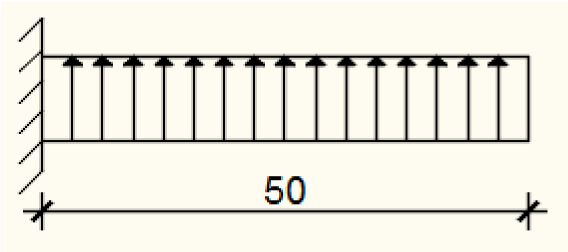


Fig.IX.11 : Schéma statique du débordement.

➢ Etat limite ultime (E L U) :

$\sigma_m = 183$ KN/m²

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q = \sigma_m \times 1ml = 188 \times 1m_L = 188 \text{ KN/m}_L$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -188 \times \frac{0{,}50^2}{2} = -23{,}50 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{23500}{14{,}2 \times 100 \times (36)^2} = 0{,}012$$

$\mu = 0{,}012 < \mu_L = 0{,}392$ => A' n'existe pas et

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348 \text{ MPa}$$

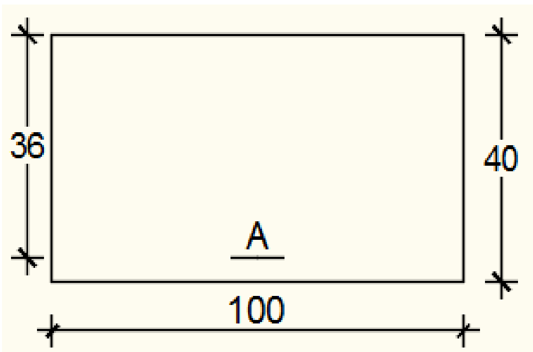


Fig.IX.12 : Section de calcul.

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}015$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}994$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{23500}{348 \times 0{,}994 \times 36} = 1{,}89\ cm^2/ml$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0{,}23\ \times b \times d\ \times \frac{2{,}1}{f_e}\ = 0{,}23\ \times 100\ \times 36\ \times \frac{2{,}1}{400} = 4{,}35\ cm^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) => A = 4{,}35\ cm^2/ml$$

- Choix des armatures :

5T14/ml →A = 7,70 cm²/ml
(T14 → e = 20cm)

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

$$\sigma_m = 137\ KN/m^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_{ser} = \sigma_m \times 1ml = 137\ \times 1m_L = 137\ KN/m_L$$

$$M_{ser} = -q_{ser} \times \frac{l^2}{2} = -137 \times \frac{0{,}50^2}{2} = -17{,}12\ KN.m$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7{,}70}{100} = 1{,}16\ cm$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 36 \times 1{,}16\ = 83{,}52\ cm^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}\ = -1{,}16\ + \sqrt{1{,}16\ ^2 + 83{,}52} = 8{,}05\ cm$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8{,}05^3}{3} + 15 \times 7{,}70 \times (36 - 8{,}05)^2\ = 107617{,}56\ cm^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{17120}{107617{,}56} = 0{,}16$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1{,}29\ MPa\ < \overline{\sigma_b} = 0{,}6f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times \left(d - y_1\right) = 15 \times 0{,}16 \times (36 - 8{,}05\ )\ = 67{,}08\ MPa$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta\ \times f_{t28}}\right] = 201{,}63\ MPa$$

$$\left.\begin{array}{l}\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\ MPa \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 201{,}63\ MPa\end{array}\right\}$$ ==> Les ferraillages calculés à l'ELUR sont maintenues.

Remarque :

Pour des raisons pratiques, on utilise pour le ferraillage du débordement le prolongement des armatures en appui et travée du radier.

a. <u>Vérification de l'effort tranchant</u> :

$T_u^{max} = q_u \times L = 188 \times 0{,}5 = \ 94\ KN$

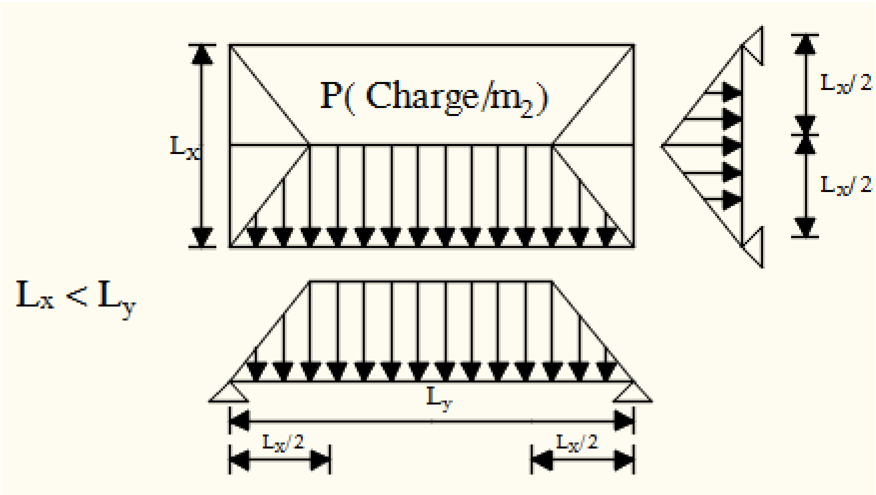
$\tau_u = \dfrac{T_u^{max}}{b \times d} = \dfrac{94000}{100 \times 36 \times 10^2} = 0{,}26\ MPa$

Fissuration préjudiciable : $\overline{\tau_u} = \min\left[0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right] = 2{,}5MPa$

$\tau_u = 0{,}26\ MPa\ < \overline{\tau_u} = 2{,}5\ MPa$ => Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IX.5- <u>Ferraillage des poutres de redressement (Libages)</u> :

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celles données par une charge désignée par (q équivalente).



<u>Fig. VIII.13</u>: la répartition des charges sur une dalle portée par 4 poutres.

Disposition des charges pour la poutre la plus défavorable :

Avec :

$\overline{q_1}$: Charge surfacique provenant du radier (en [KN/m²]).

q_1 : Charge linéaire équivalente (en [KN/m$_L$]).

Pour une charge trapézoïdale : $q_1^p = \left[\overline{q_1} \times \dfrac{L_y + (L_y - L_x)}{2}\right] \times \dfrac{L_x}{Ly}$

Pour une charge triangulaire: $q_1^t = \left[\overline{q_1} \times \dfrac{{L_x}^2}{2}\right] \times \dfrac{1}{L_x}$

- **Charges équivalentes :**

Avec : $L_x = 4{,}90m$; $L_y = 5{,}20m$

❖ **Poutre principale :**

➢ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_1^u = \left[\overline{q_1} \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2}\right] \times \frac{L_x}{Ly}$$

Avec : $\overline{q_1} = 188\ KN/m^2$

$$q_{ep}^u = \left[188 \times \frac{5{,}20 + (5{,}20 - 4{,}90)}{2}\right] \times \frac{4{,}90}{5{,}20} \Rightarrow q_1^u = 487{,}17\ KN/m_L$$

➢ Etat limite de service (ELS) :

$$q_1^u = \left[\overline{q_1} \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2}\right] \times \frac{L_x}{Ly}$$

Avec : $\overline{q_1} = 137\ KN/m^2$

$$q_1^{ser} = \left[137 \times \frac{5{,}20 + (5{,}20 - 4{,}90)}{2}\right] \times \frac{4{,}90}{5{,}20} \Rightarrow q_1^{ser} = 355{,}01\ KN/m_L$$

➢ Situation accidentelle (ACC) :

$$q_1^{acc} = \left[\overline{q_1} \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2}\right] \times \frac{L_x}{Ly}$$

Avec : $\overline{q_1} = 224\ KN/m^2$

$$q_1^{acc} = \left[224 \times \frac{5{,}20 + (5{,}20 - 4{,}90)}{2}\right] \times \frac{4{,}90}{5{,}20} \Rightarrow q_1^{acc} = 580{,}46\ KN/m_L$$

❖ **Poutre secondaire :**

➢ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_1^u = \left[\overline{q_1} \times \frac{{L_x}^2}{2}\right] \times \frac{1}{L_x}$$

Avec : $\overline{q_1} = \sigma_m = 188\ KN/m^2$

$$q_1^u = \left[188 \times \frac{4{,}90}{2}\right] \Rightarrow q_1^u = 460{,}60\ KN\ /m_L$$

➢ Etat limite de service (ELS) :

$$q_1^u = \left[\overline{q_1} \times \frac{{L_x}^2}{2}\right] \times \frac{1}{L_x}$$

Avec : $\overline{q_1} = \sigma_m = 137\ KN/m^2$

$$q_1^{ser} = \left[137 \times \frac{4{,}90}{2}\right] \Rightarrow q_1^{ser} = 335{,}65\ KN/m_L$$

➢ Situation accidentelle (ACC) :

$$q_1^{acc} = \left[\overline{q_1} \times \frac{L_x{}^2}{2}\right] \times \frac{1}{L_x}$$

Avec : $\overline{q_1} = \sigma_m = 224\ \text{KN/m}^2$

$$q_1^{acc} = \left[224 \times \frac{4,90}{2}\right] \Rightarrow q_1^{acc} = 548,80\ \text{KN/m}_L$$

Tableau IX.3 : Tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres de redressement.

		$\overline{q_1}$[KN/m²]	q [KN/m$_L$]
Poutre principale	**ELU**	188	487,17
	ELS	137	355,01
	ACC	224	580,46
Poutre secondaire	**ELU**	188	460,60
	ELS	137	335,65
	ACC	224	548,80

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel **RDM6** suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments sont récapitules dans le tableau suivant :

Tableau IX.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement

Sollicitations	**Poutres Principales**		**Poutres secondaires**	
	Travées	**Appuis**	**Travées**	**Appuis**
Mu [KN.m]	-663,80	1058,0	-526,0	996,80
Mser [KN.m]	-483,80	771,00	-383,30	726,40
Macc [KN.m]	-791,00	1261,0	-626,80	1180,0
Tu [KN]	1295,0		1184,0	

- **Calcul des armatures :**

A. En travée :

➢ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\mathbf{M_t^u = 663800\ KN.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

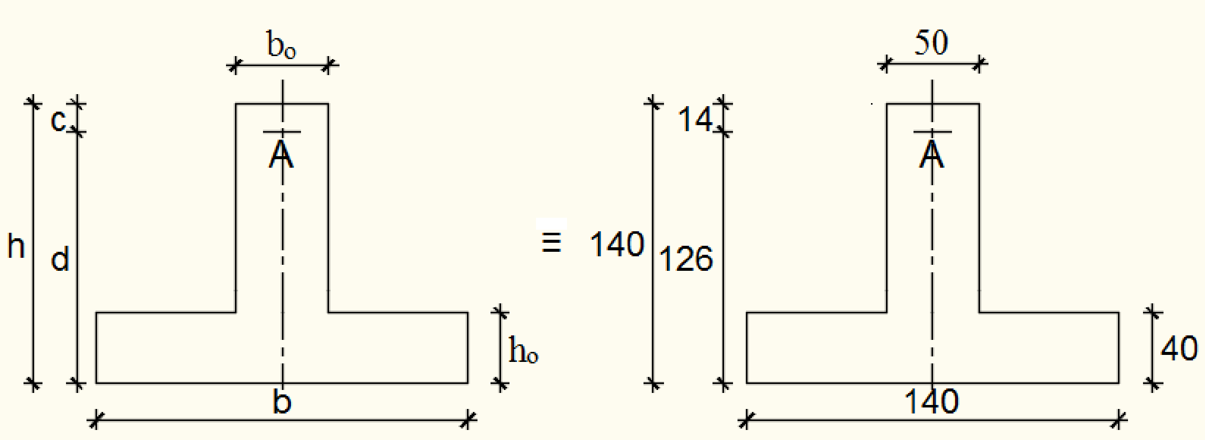


Fig. IX.16 : Section de calcul.

$M_T = 14{,}2 \times 140 \times 40 \times \left(126 - \frac{40}{2}\right) => M_T = 9542400\ \mathrm{N.m}$

$M_t^u = 663800\ \mathrm{N.m} < M_T = 6542400\ \ \mathrm{N.m}$ =>La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions ($b \times h$)

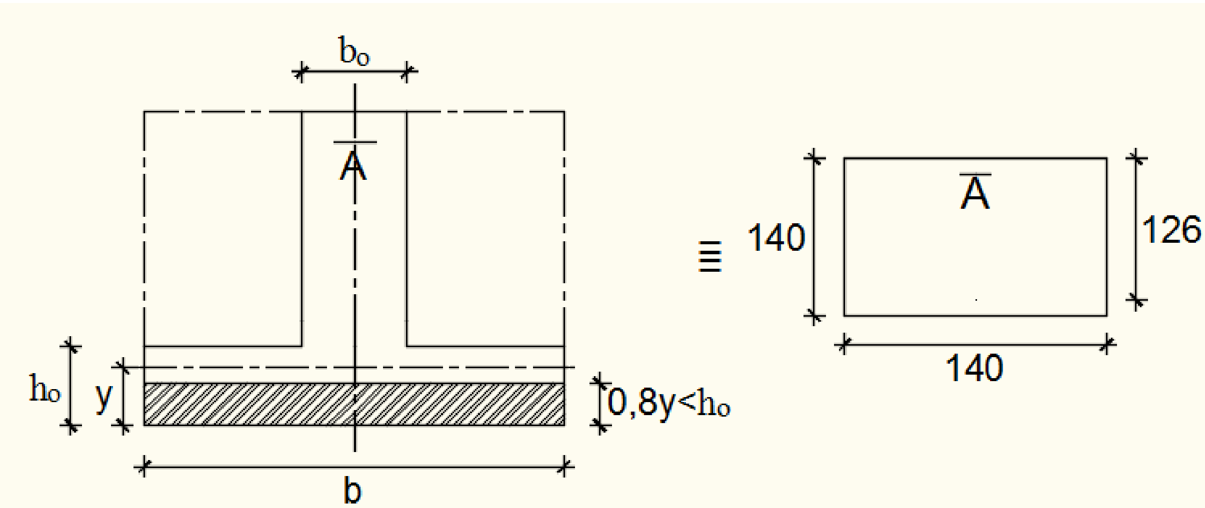


Fig. IX.17: Section de calcul en travée.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{663800}{14{,}2 \times 140 \times 126^2} = 0{,}021$$

$\mu = 0{,}021 < \mu_L = 0{,}392$ (Acier FeE400) ⇨ $A'n'$existe pas et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348\ \mathrm{MPa}$$

$\alpha = 1{,}25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) => \alpha = 0{,}026$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha => \beta = 0{,}989$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{663800}{348 \times 0{,}989 \times 126} = 15{,}30 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité **: [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 50 \times 126 \times \frac{2{,}1}{400}$$

$A_{min} = 7{,}60 \text{ cm}^2$

$A_t^u = \max(A_t^u; A_{min}) => A_t^u = 15{,}30 \text{ cm}^2$

➢ Situation accidentelle (ACC) :

$$\mathbf{M_t^{acc} = 791000\ N.m}$$

$M_t^{acc} = 791000\ N.m < M_T = 4970000\ N.m$ =>La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h)$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{791000}{18{,}48 \times 140 \times 126^2} = 0{,}019$$

$\mu = 0{,}019 < \mu_L = 0{,}379$ (Acier FeE400) ⇨ A'n'existe pas et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$\alpha = 1{,}25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) => \alpha = 0{,}023$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha => \beta = 0{,}991$

- Détermination des armatures :

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{791000}{400 \times 0{,}991 \times 126} = 15{,}83 \text{ cm}^2$$

$A_t = \max(A_t^u; A_{min}; A_t^{acc}) => A_t^u = 15{,}83$ cm

- Choix des armatures : 6T20 $\longrightarrow$ A_t= 15,85 cm²

➢ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\mathbf{M_t^{ser} = 483800\ N.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = \frac{140 \times \overline{40}^2}{2} - 15 \times 15{,}85 \times (126 - 40) = 91553{,}5 \text{ cm}^3 > 0$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression ⇒ la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions$(b \times h)$.

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 15{,}85}{140} = 1{,}69 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 126 \times 1{,}69 = 425{,}88 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1{,}69 + \sqrt{1{,}69^2 + 425{,}88} = 19{,}01 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 19{,}01^3}{3} + 15 \times 15{,}85 \times (126 - 19{,}01)^2 = 2950485{,}51 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^{ser}}{I} = \frac{483800}{2950485{,}51} = 0{,}16$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 3{,}04 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 0{,}6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0{,}16 \times (126 - 19{,}01) = 256{,}77 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 201{,}63 \text{ MPa}$$

$$\left.\begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 201{,}63 \text{ MPa} \end{array}\right\}$$ ==>le ferraillage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.

- **<u>Détermination des armatures à l'Etat limite de service</u> :**

$$\mu_1 = \frac{Mt_x^{ser}}{\overline{\sigma_s} \times b \times d^2} = \frac{483800}{201{,}63 \times 140 \times (126)^2} = 0{,}00107$$

$$\mu_1 = 0{,}00107 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0{,}944 \\ K_1 = 74{,}29 \end{cases}$$

- <u>Vérification de l'existence des armatures comprimées</u> :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{K_1} = \frac{201{,}63}{74{,}29} = 2{,}71 \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$ => A' n'existe pas.

$$A_{ser} = \frac{Mt_x^{ser}}{\overline{\sigma_s} \times \beta_1 \times d} = \frac{483800}{201{,}63 \times 0{,}944 \times 126} = 20{,}17 \text{ cm}^2$$

- <u>Choix des armatures</u> :

12T16 → A = 24,13 cm²

B. <u>En appuis</u>:

- <u>Etat limite ultime (E.L.U)</u> :

M_a^u = -1058000 N.m

<u>Remarque</u> :

La table de compression se trouve dans la partie tendue ⇒on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (50 \times 140)$ cm².

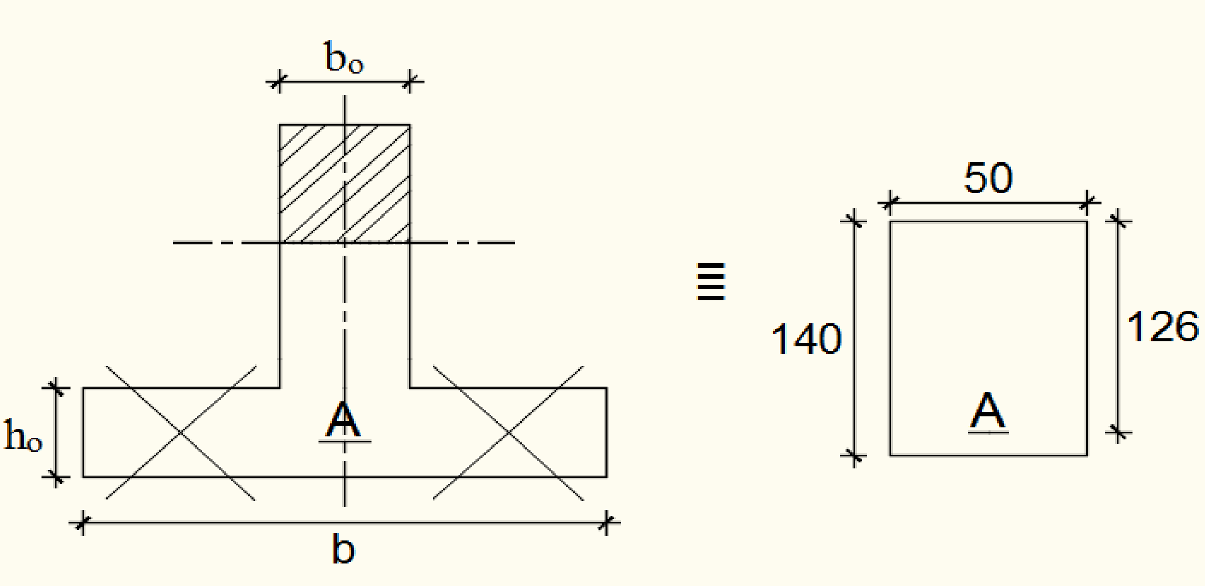


Fig. IX.18: Section de calcul en appuis.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{1058000}{14{,}2 \times 50 \times 126^2} = 0{,}093$$

$\mu = 0{,}093 < \mu_L = 0{,}392$ (Acier FeE400) ⇨ $A'n'$existe pas et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348 \text{ MPa}$$

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0{,}12$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha => \beta = 0{,}952$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1058000}{348 \times 0{,}952 \times 126} = 25{,}34 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : **[CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 35 \times 90 \times \frac{2{,}1}{400}$$

$A_{min} = 7{,}60 \text{ cm}^2$

$A_a^u = \max(A_a^u; A_{min}) => A_t^u = 25{,}34$ cm²

➢ Situation accidentelle (ACC) :

$$\mathbf{M_a^{acc} = -1261000 \text{ N.m}}$$

Remarque :

La table de compression se trouve dans la partie tendue ⇒on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h)$ = (50 × 140) cm².

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{1261000}{18{,}48 \times 50 \times 126^2} = 0{,}085$$

$\mu = 0{,}085 < \mu_L = 0{,}379$ (Acier FeE400) ⇨ $A'n'$existe pas et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$=> \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0{,}11$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha => \beta = 0{,}956$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1261000}{400 \times 0{,}956 \times 126} = 26{,}17 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_a^u; A_{min}; A_a^{acc}) => A_a^u = 26{,}17 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 10T20 ⟶ $A_a = 31{,}42$ cm²

➢ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\mathbf{M_a^{ser} = -771000\ N.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$D = \frac{15 \times A}{b_0} = \frac{15 \times 31{,}42}{50} = 9{,}42 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 126 \times 9{,}42 = 2373{,}84 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -9{,}42 + \sqrt{9{,}42^2 + 2373{,}84} = 40{,}20 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{50 \times 40{,}20^3}{3} + 15 \times 31{,}42 \times (126 - 40{,}20)^2 = 4552287{,}73 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_a^{ser}}{I} = \frac{771000}{4552287{,}73} = 0{,}17$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6{,}83 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 0{,}6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times \left(d - y_1\right) = 15 \times 0{,}16 \times (126 - 40{,}20) = 218{,}79 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 201{,}63 \text{ MPa}$$

$$\left.\begin{array}{l}\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\ \text{MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 201{,}63\ \text{MPa}\end{array}\right\}$$ ==> le ferraillage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{Mt_x^{ser}}{\overline{\sigma_s} \times b_0 \times d^2} = \frac{771000}{201{,}63 \times 50 \times (126)^2} = 0{,}0048$$

$$\mu_1 = 0{,}0048 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0{,}890 \\ K_1 = 30{,}45 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{K_1} = \frac{201{,}63}{30{,}45} = 6{,}62 \leq \overline{\sigma_b} = 15\ \text{MPa}$$ => A' n'existe pas.

$$A_{ser} = \frac{Mt_x^{ser}}{\overline{\sigma_s} \times \beta_1 \times d} = \frac{771000}{201{,}63 \times 0{,}890 \times 126} = 34{,}09\ \text{cm}^2$$

- Choix des armatures : 12T20 → A = 37,70 cm²

Tableau IX.5 : Tableau récapitulatif des choix des armatures

Les armatures	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A_u [cm²]	15,30	25,34	12,11	23,89
A_{acc} [cm²]	15,83	31,42	12,54	24,64
A_{min} [cm²]	7,60	7,60	7,60	7,60
A=max (Au ; Aacc ; Amin)	15,83	31,42	12,54	24,64
Choix des armatures	**8T20**	**12T20**	**6T20**	**12T20**
A corr [cm²]	25,13	37,70	18,85	37,70

- **Armatures transversales :**

a. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{1295000}{140 \times 126 \times 100} = 0{,}73\ \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u} = \min\left[0{,}15\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\text{Mpa}\right] = 2{,}5\ \text{MPa}$

$\tau = 0{,}73\ \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2{,}5\text{MPa}$ => Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \overset{?}{\leq} 0{,}267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0{,}9 \times d = 0{,}9 \times 126 \Rightarrow a = 113{,}4\ \text{cm}$ et $b_0 = 50\ \text{cm}$

$T_u^{max} = 1295000\ \text{N} \leq 0{,}267 \times 113{,}4 \times 50 \times 25 \times 10^2 = 3784725\ \text{N}$

Donc **:** il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales supérieure : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

$$A_{sup} \overset{?}{\geq} \frac{\gamma_s}{f_e}\left[T_u + \frac{M_a^u}{0{,}9 \times d}\right]$$

$A_{sup} = 18{,}85 \geq \frac{1{,}15}{400}\left[1295000 - \frac{1058000}{0{,}9 \times 1{,}26}\right] \times 10^{-2} = 10{,}40\ \text{cm}$ ➔(Condition vérifiée)

Donc : Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c. Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]

- Diamètre des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\ ;\ \emptyset_{l\,min}\right)$$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{140}{35}\ ;\ \frac{50}{10}\ ;\ 2\right) = 2\ \text{cm} = 20\ \text{mm}$$

On prend :

$\emptyset_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235 => $6\emptyset_8 \longrightarrow A_t = 3{,}02\ \text{cm}^2$ (3cadre).

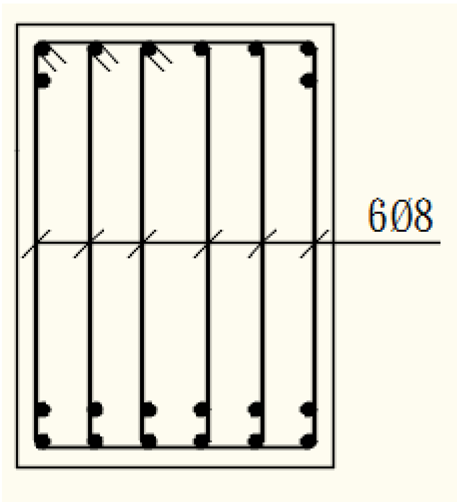


Fig.IX.19 : Armatures transversales.

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{t28} \times k}{0{,}8 \times f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)} \quad \textbf{[CBA93/A.5.1.2.3]}.$$

$$\begin{cases} k = 1\ (\text{flexion simple}) \\ \alpha = 90° \Rightarrow \sin\alpha = 1 ; \cos\alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0{,}80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28})} = \frac{3{,}02 \times 0{,}80 \times 235}{50 \times (0{,}73 - 0{,}3 \times 2{,}1)} = 113{,}55 \text{ cm}$$

$\delta_{t2} \leq \min(0{,}9d\,; 40 \text{ cm}) = \min(113{,}4\,; 40) = 40 \text{ cm}$ **[CBA93/A.5.1.2.2].**

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0{,}4 \times b_0} = \frac{3{,}02 \times 235}{0{,}4 \times 50} = 35{,}49 \text{ cm } [\mathbf{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 35{,}49 \text{ cm}$

- **Selon le RPA99 (version2003) :**
  - Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}\ ; 12\ ; \emptyset\right) = \min\left(\frac{140}{4}\ ; 12 \text{ x } 2\right) = 24 \text{ cm}$$

  - Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{140}{2} = 70 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} \delta_t = 15cm & \text{en zone courante} \\ \delta_t = 10\,cm & \text{en zone nodale} \end{cases}$$

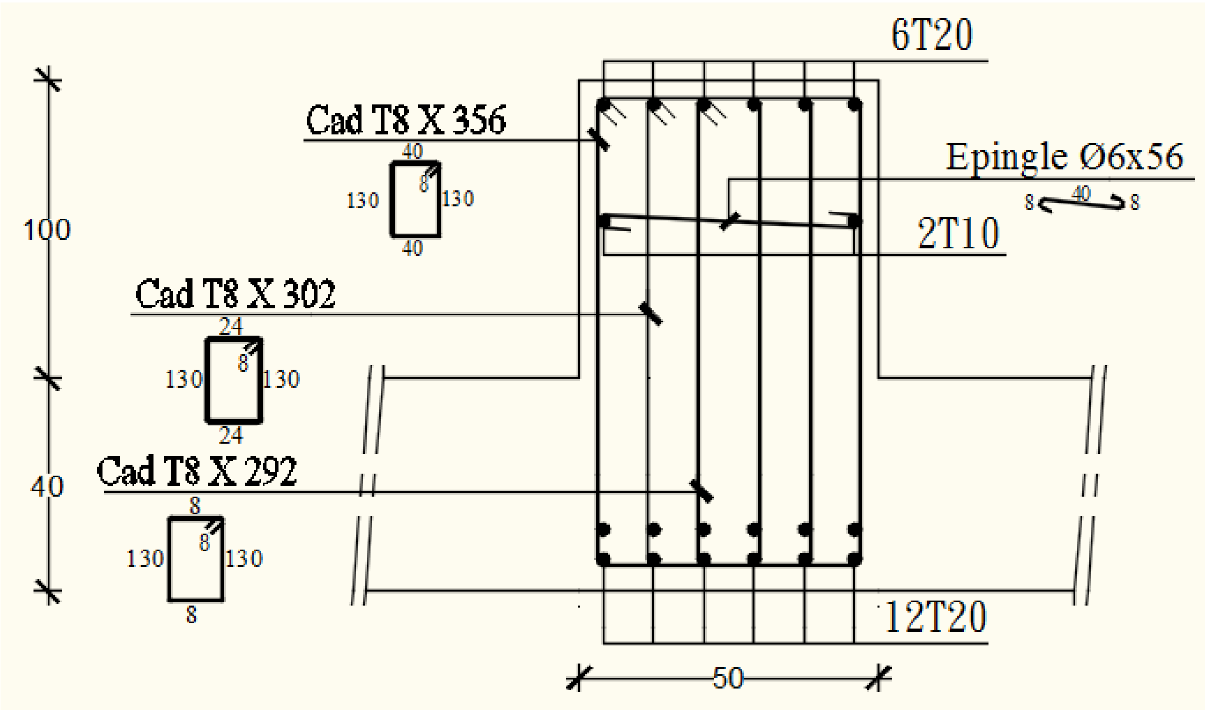


Fig.IX.20 : dessin de ferraillage d'une poutre principale en appuis.

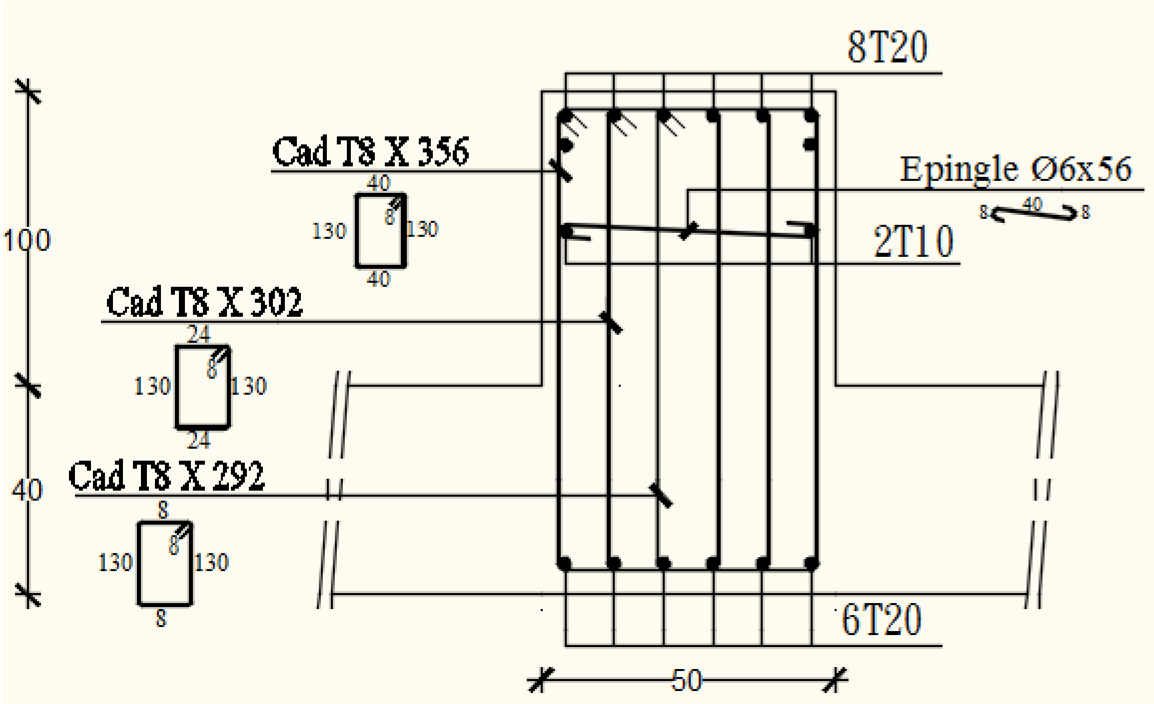


Fig.IX.21 : dessin de ferraillage d'une poutre principale en travée.

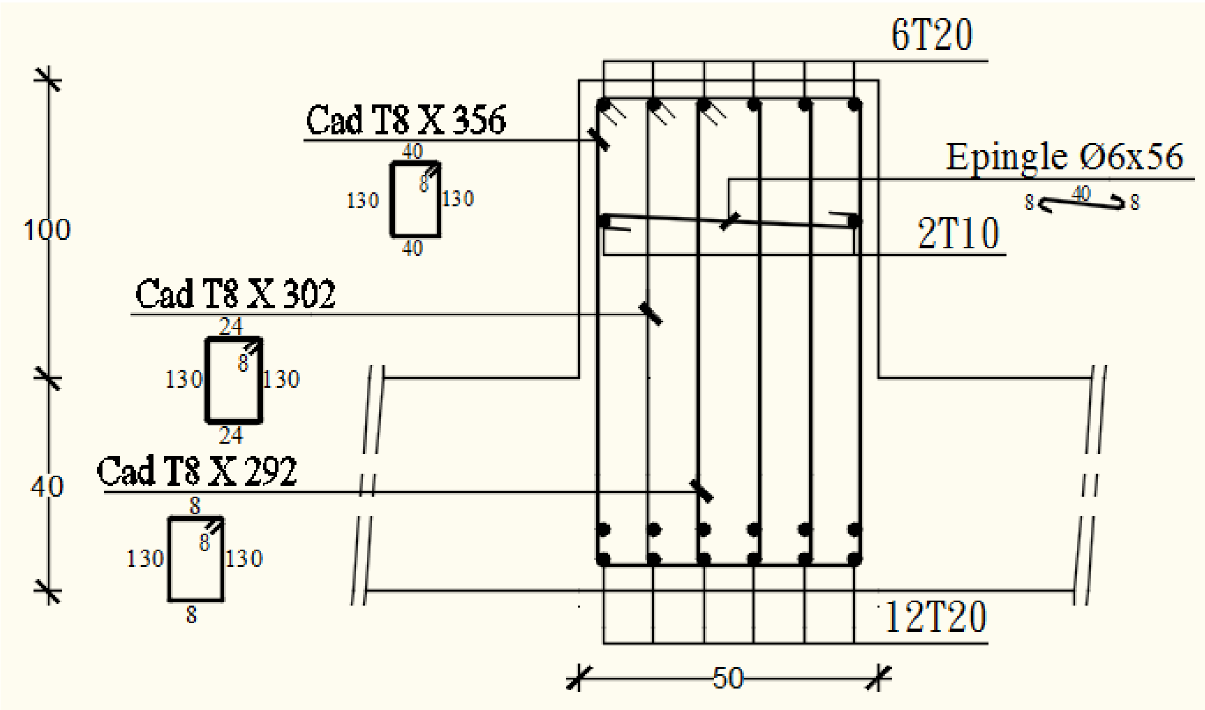


Fig.IX.22 : dessin de ferraillage d'une poutre secondaire en appuis.

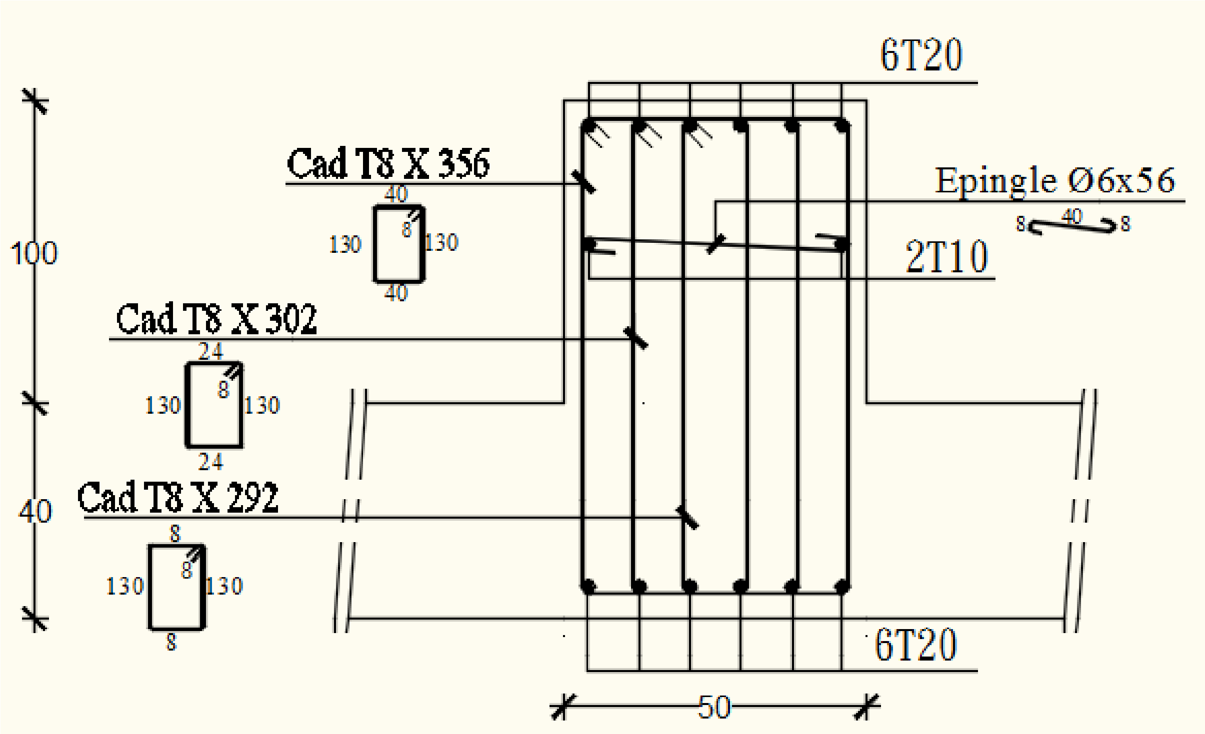


Fig.IV.23 : dessin de ferraillage d'une poutre secondaire en travée.

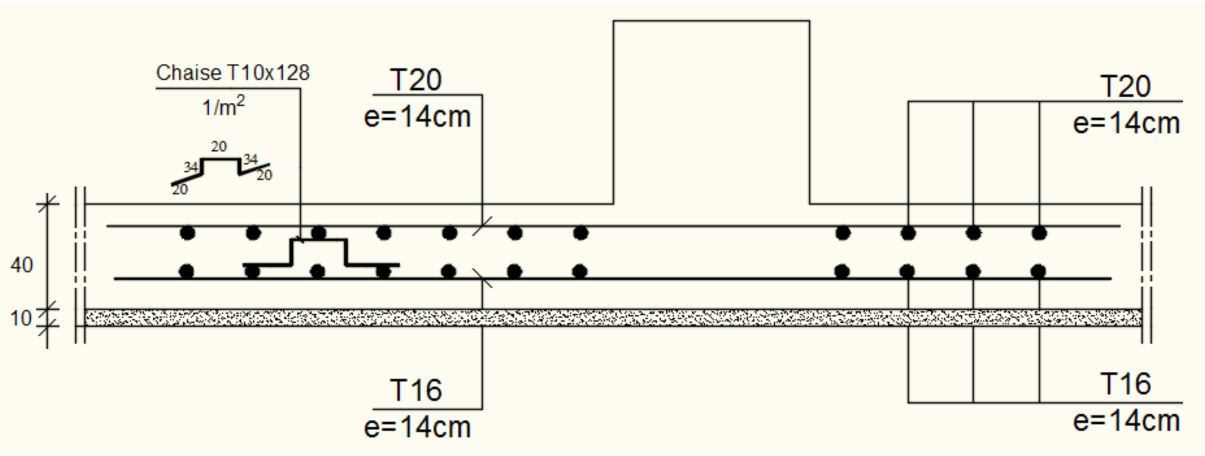


Fig.IX.24 : ferraillage de la dalle de radier.

IX.6- Etude des longrines : [RPA99/V2003/A. 10.1.]

D'après le RPA99/version2003 les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : F = $\frac{N}{\alpha} \geq$ 20 KN ; Avec:

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

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Le ferraillage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au : min (20cm ; 15Φ).

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- 25cm x 30cm : site de catégorie S2 et S3
- 30cm x 30cm : site de catégorie S4

Dans notre cas on a : $\left.\begin{matrix} Zone\ II \\ Site\ S3 \end{matrix}\right\} \Rightarrow \alpha = 12$ 2584,6577

On prendra une section de (30 x 30)

$$N_u = 2584{,}66 \text{ KN} \Rightarrow F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{2584{,}66}{12} = 215{,}39 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 1891{,}71 \text{ KN} \Rightarrow F_{ser} = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1891{,}71}{12} = 157{,}64 \text{ KN}$$

- **Détermination des armatures :**
  - Etat limite ultime :

$$A^u = \frac{F_u}{100 \times \sigma_{10}} \qquad \text{Avec : } \sigma_{10} = \frac{f_e}{\delta_s} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{215390}{100 \times 348} = 6{,}19\text{cm}^2$$

  - Etat limite de service :

$$\text{Fissuration préjudiciablemin : } \overline{\sigma_s} = \left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 201{,}63 \text{ MPa}$$

$$A^{ser} = \frac{F_{ser}}{100 \times \sigma_{10}} = \frac{157640}{100 \times 201{,}63} = 7{,}82\text{cm}^2$$

- Conclusion :

$$A = \max(A^u ; A^{ser}) = \max(6{,}19 ; 7{,}82) \Rightarrow A = 7{,}82\text{cm}^2$$

- Choix des armatures :

6T14 → A = 9,29 cm²

- Condition de non fragilité :

$$B \overset{?}{\leq} \frac{A \times f_e}{f_{t28}}$$

$$B = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2 \leq \frac{9{,}29 \times 400}{2{,}1} = 1769{,}52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section de béton est vérifée}$$

- Dessin de Ferraillage :

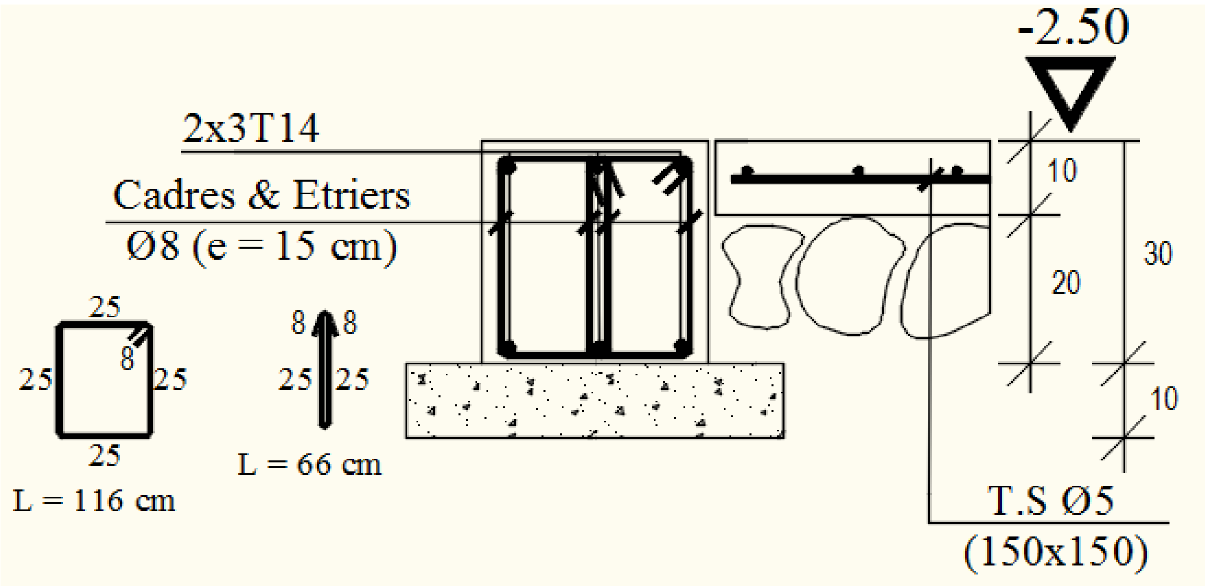


Fig.IX.25 : dessin de ferraillage de longrine.

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur les parties étudiées.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Nous avons remarqué que la quantité de voile n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre torsion donne des résultats satisfaisants et qui se traduit par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Bibliographie

- **Livre :**

[1]. HENRY THONIER : « formulaire ; conception et calcul des structures »
Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées; Édition - 5 novembre 1999.

[2]. JEAN- PIERRE MOUGIN : « B.A.E.L 91 calcul des éléments simples et des structures Des bâtiments » Edition EYROLLES PARIS 1992.

[3]. M.BELAZOUGHI : « calcul des ouvrages en béton armé » Edition office des Publications universitaires ALGER 1992.

- **Règlements :**

[4]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : «DTR – B.C.2.2 charges permanentes et charges D'exploitation » Edition office des publications universitaires ALGER 1989.

[5]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : «DTR – B.C.2.41 règles de conception et de calcul Des structures en béton armé CBA93 » Edition office des publications universitaires ALGER 1992.

[6]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : « DTR – B.C.2.48 règles parasismique algérienne RPA 99(version2003) » Edition office des publications universitaires ALGER 2003.

- **Logiciels et programmes :**
  - ✓ **AUTOCAD 2021** (Dessin)
  - ✓ **ROBOT 2019** (Analyse des structures).