



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
People's Democraticre public of Algeria  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministry of Higher Education and Scientific Research  
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم  
University Abdelhamid Ibn Badis–Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculty of Sciences and Technology  
قسم الهندسة المدنية  
Civil engineering department



**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE  
MASTER ACADEMIQUE**

**Filière :** Génie Civil  
**Spécialité :** Structures

*Thème*

**Etude d'un bâtiment en RDC+7 Etages  
À usage d'habitation**

**Présenté par:**

- HANNOUCHE Meryem
- BELARBI Nawel

*Soutenule 12/07/2021 devant le jury composé de :*

**Président:** Mr AYAD Tayeb  
**Examineur:** Mr ZELMAT Yassine  
**Encadreur:** Mr REZIGUA AHMED

**AnnéeUniversitaire: 2020/ 2021**

# Remerciement

*Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie notre encadreur M<sup>r</sup> REZIGUA pour leur soutien, leur conseil judicieux et leur grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.*

*Ainsi nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*

*Enfin, à tous ceux qui nous' ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

# Dédicaces

*Je dédie ce travail à :*

- + Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
- + soutenu dans mes études.*
- + Toute la famille hannouche et belarbi*
- + Mes amis. A toute la Promo2021*
- + Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

# **Sommaire**

## **Chapitre I : présentation de l'ouvrage**

<b>I.1 : Présentation de l'ouvrage</b>	<b>2</b>
<b>I.2 : description de l'ouvrage</b>	<b>2</b>
<b>I.3 : dimensions de l'ouvrage</b>	<b>2</b>
<b>I.3.1 : En plan</b>	<b>2</b>
<b>I.3.1 : EN élévations</b>	<b>2</b>
<b>I.4 : ossature</b>	<b>2</b>
<b>I.5 : classification selon l'RPA 99V2003</b>	<b>2</b>
<b>I.6 : les plancher</b>	<b>2</b>
<b>I.7 : Maçonnerie</b>	<b>2</b>
<b>I.8 : caractéristiques mécaniques des matériaux</b>	<b>3</b>
<b>I.8.1 : béton</b>	<b>3</b>
<b>I.8.2 : acier</b>	<b>5</b>

## **Chapitre II : Pré dimensionnement**

<b>II.1 : introduction</b>	<b>7</b>
<b>II.2 : pré dimensionnement des poteaux</b>	<b>7</b>
<b>II.3 : pré dimensionnement des poutres</b>	<b>9</b>
<b>II.4 : Pré dimensionnement des charges des plancher</b>	<b>10</b>

## **chapitre III : Etude d'un plancher**

<b>III.1 : Introduction</b>	<b>22</b>
<b>III.2 : Plancher à dalle pleine</b>	<b>22</b>
<b>III.2.1 : Evaluation des charge et combinaison fondamentales</b>	<b>22</b>
<b>III.2.2 : calcul des moments fléchissant</b>	<b>24</b>
<b>III.2.3 : Calcul du ferrailage de la dalle plein</b>	<b>26</b>
<b>III.2.4 : Vérification des l'effort tranchant</b>	<b>30</b>
<b>II.2.6 : Vérification de la flèche</b>	<b>31</b>
<b>III.3 : Étude du plancher</b>	<b>31</b>
<b>III.3.1 : Détermination des dimensions des poutrelles</b>	<b>32</b>
<b>III.3.2 : Ferrailage de la dalle de compression [BAEL91/B.6.8,423</b>	<b>33</b>

<i>III.3.3 : Etude des poutrelles</i>	<b>34</b>
<i>III.3.3.1 : Méthode forfaitaire</i>	<b>35</b>
<i>III.3.3.1.1 : Application de la méthode forfaitaire</i>	<b>37</b>
<i>III.3.3.3 : Détermination des armatures</i>	<b>43</b>

### ***Chapitre IV : Etude des éléments secondaires***

<i>IV.1 : calcul des escaliers</i>	<b>54</b>
<i>IV.2 : les balcons</i>	<b>70</b>
<i>IV.3 : l'acrotère</i>	<b>7</b>

### ***Chapitre V : étude dynamique et sismique***

<i>V.1 : introduction</i>	<b>78</b>
<i>V.2-Méthodes de calcul</i>	<b>78</b>
<i>V.2.1-Méthode statique équivalente</i>	<b>78</b>
<i>V.2.2-Méthode dynamique</i>	<b>79</b>
<i>V.3 : Etape de modélisation</i>	<b>80</b>
<i>V.4-interprétation des résultats</i>	<b>81</b>

### ***Chapitre VI : Etude des voiles***

<i>VI.1 : Introduction</i>	<b>88</b>
<i>VI.2 : ferrailage des voiles</i>	<b>88</b>
<i>VI.2.2 : Disposition constructives des armatures</i>	<b>89</b>
<i>VI.2.3 : Ferrailage minimal</i>	<b>89</b>
<i>VI.2.4 : Vérification au flambement</i>	<b>90</b>
<i>VII.2.5 : Espacement minimal des armatures horizontales</i>	<b>90</b>
<i>VII.2.6 : Détermination du Ferrailage des voiles de contreventement</i>	<b>90</b>

### ***Chapitre VII : Etude portique***

<i>VII.1 : Introduction</i>	<b>101</b>
<i>VII.2 : Etude des poutres</i>	<b>101</b>
<i>VII.2.2 : Combinaisons fondamentales</i>	<b>101</b>
<i>VII.2.3 : Ferrailage des poutres</i>	<b>102</b>
<i>VII.2.3.1 : Vérifications des règlements</i>	<b>102</b>
<i>VII.2.3.2 : Les sollicitations des poutres</i>	<b>103</b>

<i>VII.2.4 : Exemple de calcul</i>	<i>103</i>
<i>VII.2.4.1 : Calcul des armatures longitudinales</i>	<i>103</i>
<i>VI.2.4.2 : Conditions imposées par</i>	<i>105</i>
<i>VI.2.4.3 : Longueur de recouvrement</i>	<i>106</i>
<i>VII.3 : Etude des poteaux</i>	<i>107</i>
<i>VII.3.1 : Définition</i>	<i>107</i>
<i>VII.3.2 : Principe de calcul</i>	<i>108</i>
<i>VII.3.3 : Armatures longitudinales</i>	<i>108</i>
<i>VII.3.4 : Exemple de calcul</i>	<i>111</i>
<i>VII.3.4.1 : Calcul des armatures</i>	<i>111</i>
<i>VII.3.4.2 : vérification de l'effort tranchant</i>	<i>118</i>
<i>VII.3.5 : détermination de la zone nodale</i>	<i>119</i>
<i>VI.3.6 : Armatures minimales</i>	<i>119</i>
<i>VII.4 : Dessin de ferrailage</i>	<i>120</i>

## *Chapitre VIII : étude des fondations*

<i>VIII.1 : Pré-dimensionnement du radier</i>
<i>VIII.2 : Pré-dimensionnement des poutre</i>
<i>VIII.3 : Ferrailage des poutres de redressement (libages)</i>

## LISTE DE FIGURE

### Chapitre II:

<i>Fig. I.1 : Diagramme contraint déformations ELU</i>	4
<i>Fig. I.2 : Diagramme Contraintes Déformations ELS</i>	4
<i>Fig. I.3 : Diagramme contraintes déformations</i>	6

### Chapitre II:

<i>Fig. II.1: coupe transversale d'un plancher à cops creux</i>	10
<i>Fig.I.2 : Panneau de dalle pleine</i>	11
<i>Fig.I.3 : Section. afférente d'un poteau</i>	16

### Chapitre III:

<i>Fig.III.1 : moment en travée et en appuis</i>	23
<i>Fig.III.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux</i>	31
<i>FigIII.3:Section de calcul d'un plancher à corps creux</i>	31
<i>Fig.III.4: schéma statique de poutrelles type1</i>	35
<i>Fig.III.5: schéma statique de poutrelles type2</i>	35
<i>FigIII.6 :Moments sur appuis intermédiaires</i>	37
<i>FigIII.7:Moments fléchissent en appuis</i>	39
<i>FigIII.8 :Diagramme des moments fléchissant</i>	42
<i>FigIII.9 :Diagramme des efforts tranchants en</i>	42
<i>Fig III.10 :Diagramme des efforts tranchants en</i>	42
<i>FigIII.11: Influence de l'effort tranchant sur un appui de rive</i>	46
<i>FigIII.12:ferraillage de Poutrelle</i>	48

### Chapitre IV:

<i>FigVI.1 : Les éléments constitutifs d'un escalier</i>	50
<i>FigVII.2 : Vue en plan de la cage d'escalier</i>	52
<i>FigIII.3 : Schéma statique (ELU et ELS)</i>	55
<i>FigIV.4: Schéma de ferraiage</i>	64
<i>FigIV.5 :Coupe du baLcon</i>	65
<i>FigIV.6 : Schéma statique du balcon</i>	66
<i>FigIV.7: Section du calcul</i>	67
<i>FigIV.8 : Dimension de l'acrotère</i>	72
<i>FigIV.9: Position du point d'application de l'effort normal <math>N_u</math></i>	74
<i>FigIV.10:Position du point d'application de l'effort normal <math>N_s</math></i>	76

***FigIV.11 : Ferrailage de la de l'acrotère*** **79**

***Chapitre V:***

***FigV.1:Interface du Robot Bat*** **82**

***Chapitre VI:***

***FigVI.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles*** **91**

***FigVI.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles*** **93**

***FigVI.3 :section de calcul de voile suivant l'axe X-X*** **94**

***FigVI.4 : Position du point d'application de l'effort normal de compression*** **96**

***FigVI.5:Armatures diagonales des linteaux*** **96**

***FigVI.6 : Armatures de linteaux*** **66**

***FigVI.7.Schéma du ferrailage de linteau*** **102**

***Chapitre VII:***

***FigVII.1:Sollicitations sur les Poteaux*** **109**

***FigVII. 2: La zone nodale*** **110**

***FigVII.3: Position duPoint d'application de l'effort normal N'1*** **115**

***FigVII.4: Ferrailage des poteaux (50x50)cm<sup>2</sup>*** **122**

***Chapitre VIII:***

***Figure VIII.1: Schéma du radier général*** **123**

***Fig VIII.2: dimension de la poutre*** **126**

***FigVIII.3: Enrobage*** **129**

## **Liste des tableaux**

### **Chapitre I**

<b>Tableau1 : charge du plancher terrasse</b>	<b>5</b>
---	----------

### **Chapitre II**

<b>Tableau. II.1 : charge du plancher terrasse</b>	<b>12</b>
<b>Tableau. II.2 charge du plancher étage courant</b>	<b>13</b>
<b>Tableau. II.3 : Tous les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous</b>	<b>15</b>
<b>Tableau. II.4 :Tableau récapitulatif de vérification des conditions de RPA99 (version 2003)</b>	<b>19</b>

### **Chapitre V**

<b>Tableau III.1 : récapitulatif des moment fléchissant</b>	<b>25</b>
<b>Tableau III.2 : tableau récapitulatif de la sollicitation maximale</b>	<b>26</b>

### **Chapitre V**

<b>Tableau .V. 1: Valeurs des pénalités</b>	<b>85</b>
<b>Tableau.2 : période et facteur de participation massique</b>	<b>86</b>
<b>Tableau. V. 3: Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher</b>	<b>88</b>

### **Chapitre VII**

<b>tableau.VII.1:Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts normaux</b>	<b>105</b>
<b>Tableau .VII.2. : Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres</b>	<b>108</b>
<b>Tableau.VII.3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et des efforts tranchants</b>	<b>111</b>
<b>Tableau.VII.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux</b>	<b>112</b>

### **Chapitre VIII:**

***Tableau.VIII.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées*** **128**

***Tableau.VIII.2: tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres*** **135**

***Tableau.VIII.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres*** **136**

***Tableau. VIII.4 : Tableau récapitulatif des choix des armatures*** **139**

## **INTRODUCTION :**

*L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans le processus de construction des ouvrages. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation licence et master.*

*Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à :*

*Rester apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût ;*

*Ne doit pas s'endommager par des événements, tels que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines et doit résister pour des degrés de fiabilité à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard du coût d'entretien.*

*Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés et pour ce faire ? il faut impérativement se munir de règlements propres à chaque pays.*

*Dans le cadre de cette étude, on utilisera le logiciel de calcul par éléments finis Autodesk Robot Structural Analysis Professional pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par les règlements suivants : RPA99 (version 2003), BAEL91, CBA93 et DTR.*

*Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué ; tel que :*

*Stabilité d'ensemble ;*

- Effet  $P-\Delta$  ;*
- Etat limite des déplacements inter-étage ;*
- Etat limite d'ouverture des fissures et*
- Etat limite de compression de service dans le béton.*

# CHAPITRE I

## **INTRODUCTION :**

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans le processus de construction des ouvrages. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation licence et master.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à :

- Rester apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût ;
- Ne doit pas s'endommager par des événements, tels que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines et
- Doit résister pour des degrés de fiabilité à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard du coût d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés et pour ce faire ? il faut impérativement se munir de règlements propres à chaque pays.

Dans le cadre de cette étude, on utilisera le logiciel de calcul par éléments finis Autodesk Robot Structural Analysis Professional pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par les règlements suivants : RPA99 (version 2003), BAEL91, CBA93 et DTR.

Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué ; tel que :

Stabilité d'ensemble ;

- Effet  $P-\Delta$  ;
- Etat limite des déplacements inter-étage ;
- Etat limite d'ouverture des fissures et
- Etat limite de compression de service dans le béton.

# Présentation de l'ouvrage

---

## I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet étudié, est un bâtiment de 7 étages qui présente des décrochements en élévation et en plans, et sera implanté à BLIDA qui est classée comme zone sismique III (selon RPA 99ver.03).

## I.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

➤ La structure étudiée est composée d'un seul bloc.

Tous les étages est à usage d'habitation.

## I.3 DIMENSIONS DE L'OUVRAGE :

### I.3.1 EN PLAN :

La longueur totale =23.80 m

La largeur totale =10.20 m

### I.3.2 EN ELEVATION :

- La hauteur totale du bâtiment : H =24.65m
- La hauteur du rez de chaussée h=2.60 m
- La hauteur du 1<sup>ème</sup> à 7<sup>ème</sup> étage h =3.15 m

## I.4 OSSATURE :

D'après le règlement parasismique algérien (RPA99ver.03), le système de contreventement de la structure, est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques (le type 4.a).

## I.5 CLASSIFICATION SELON RPA 99 VER.03 :

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, c'est le groupe 2.

## I.6 LES PLANCHERS :

Deux types de plancher est adoptés pour cette structure, c'est le plancher à corps creux et dalle pleine.

## I.7 MAÇONNERIE :

La maçonnerie sera exécutée en brique creuse

- **Murs extérieurs** : à double cloison

- Brique creuse de 15 cm
- L'âme d'air de 5cm d'épaisseur
- Brique creuse de 10cm

- **Murs intérieurs** ;

Ils sont constitués de brique creuse de 10cm.

## Présentation de l'ouvrage

---

### I.8 CARACTERISTIQUES MECANIQUE ET MASSIQUE DES MATERIAUX :

#### I.8.1) LE BETON :

Le béton est un matériau composé de ciment, l'eau, de sable, et de granulats. Il peut être utilisé seul en grande masse, mais le plus souvent combiné avec l'acier pour donner le béton armé. Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise  $f_{c28}=25$  MPa

**A- Résistance à la compression (j) jours :**  $j \leq 28, f_{cj} = 0.685 * f_{c28} * \log(j+1)$

**B- Résistance à la traction :**  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$

#### **C- Module de déformation longitudinale :**

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

##### ➤ **Module de déformation instantanée :**

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou on a: } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

##### ➤ **Module de déformation longitudinale différée :**

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

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou on a: } E_{v28} = 10721,4 \text{ MPa}$$

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

#### **E – Coefficient de poisson :**

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

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

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

# Présentation de l'ouvrage

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

## f- Les Contrainte Limites :

En se referant au règlement du BAEL. 91 on distingue deux états limites.

### ➤ *Etat limite ultime « E.L.U » :*

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

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

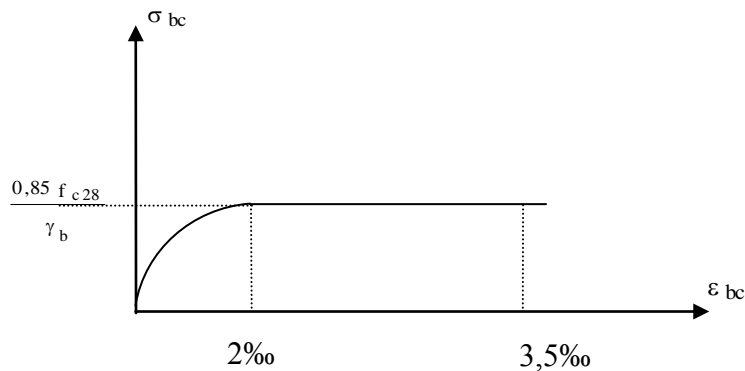
Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1,5$  cas des actions courantes transitoires

$\gamma_b = 1,15$  cas des actions accidentelles

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

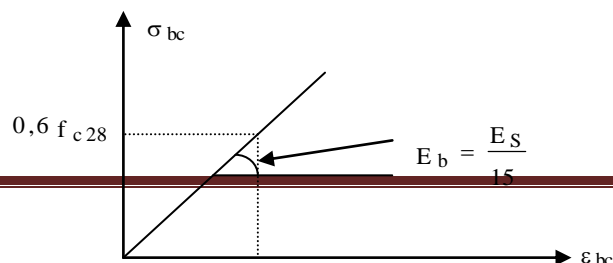


**FIGURE I.1 DIAGRAMME CONTRAINT DEFORMATIONS ELU**

### ➤ *Etat limite de service « E.L.S » :*

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$



[Tapez un texte]

**FIGURE I.2 DIAGRAMME CONTRAINTES DEFORMATIONS ELS**

## I.8.2) ACIERS :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utilisons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235
- Haute adhérences (HA) : FeE400
- Treillis soudés (TS) : TLE52  $\varnothing=6\text{mm}$  pour les dalles

### A) CONTRAINTE LIMITE DE L'ACIER

#### A.1. Etat Limite Ultime « E.L.U » :

On adopte le diagramme contrainte –déformations suivant avec :

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,15 \text{ cas d'actions courantes} \\ 1,00 \text{ cas d'actions accidentelles} \end{array} \right.$$

$\varepsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier :  $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

#### A.2. Etat limite de service « E.L.S »

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150 \eta\right)$

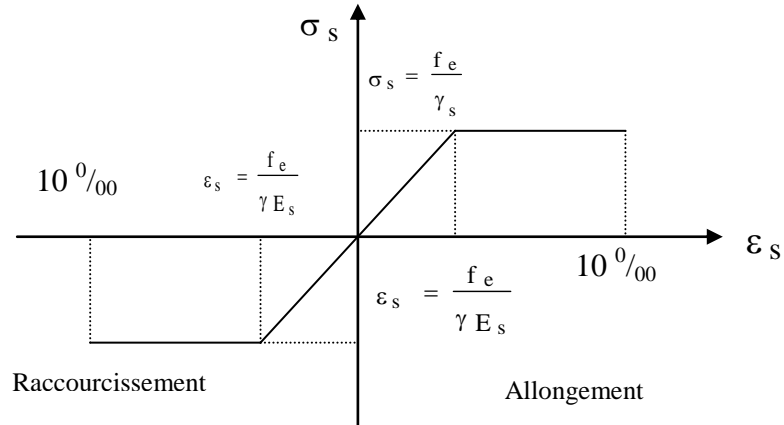
Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 110 \eta\right)$

## Présentation de l'ouvrage

---

Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques :

	Désignations	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Diamètres nominaux normalisés en [mm]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	6-8	Armatures transversales (cadres, épingles, étriers, des poutres et des poteaux)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés TS	TLE520 $\varphi \leq 6 \text{ mm}$	520	$\varphi \leq 6 \text{ mm}$	Emplois courant pour : radier, planchers et dalles.



**FIGURE 1.3 DIAGRAMME CONTRAINTES DEFORMATIONS**

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration tels que

$\eta = 1$  pour des aciers ronds lisses

## Présentation de l'ouvrage

---

$\eta = 1,6$  pour des aciers de H.A

### ***Module d'Elasticité de l'Acier :***

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à :  $E_s = 2 \cdot 10^5$  Mpa.

# CHAPITRE II

## II. Pré dimensionnement des éléments structuraux

### INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, et poutres) est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû au charge et surcharge.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, et poutres) est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû au charge et surcharge.

### II.1. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux supportent les charges et surcharges, leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 et vérifier suivent le règlement parasismique algérien RPA 99. Une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par La RDM.

Les trois étapes précédentes sont résumées comme suite :

#### A) Selon les règles BAEL 91 :

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :

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

- La largeur  $b$  de la poutre doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

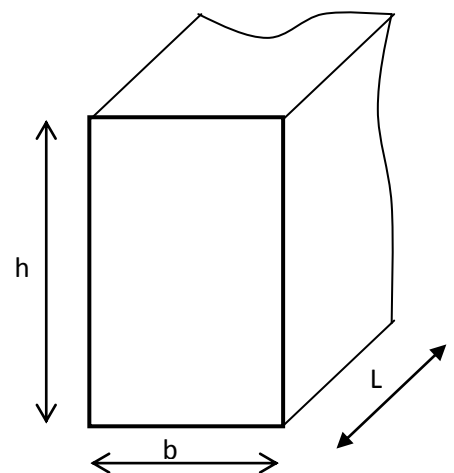
$L$  : portée de la poutre

$h$  : hauteur de la poutre

$b$  : largeur de la poutre

#### B) selon le RPA 99 pour la zone III : [2]

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $h \geq 20 \text{ cm}$
- La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $b \geq 30 \text{ cm}$



# Pré dimensionnement des éléments structuraux

- Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$

## C) vérification de la rigidité :

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui se traduit par :

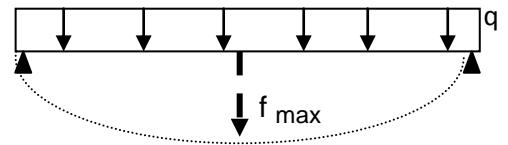
$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L \text{ (cm)}}{500}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } L > 5 \text{ cm} \quad f_{\max} \leq \bar{f} \\ \text{Si } L < 5 \text{ cm} \quad f_{\max} \leq \bar{f} \end{array} \right.$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie la flèche maximale est donnée par :

$$f_{\max} = \frac{5 q L^4}{384 EI}$$

[2]



Avec :

L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la section de la poutre.

b : la largeur de la section de la poutre.

$f_{\max}$  : La flèche maximum de la poutre.

q : la charge uniformément répartie déterminée à l' E.L.S ( $q = G+Q$ ).

G : charge permanente reprise par la poutre ainsi que son poids propre

Q : charge d'exploitation supportée par la poutre

I : moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion,  $I = \frac{b h^3}{12}$

$E_{vj}$  : Module de YOUNG différée du béton armé :  $E_{vj} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}}$

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre.

### II.1.1 : Poutres principale :

$$\text{A) Critère de rigidité : } \frac{L}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{485}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{485}{10}$$
$$\Rightarrow 32.33m \leq h_{pp} \leq 48.5cm$$

**On prend**  $h_{pp} = 40cm$

$$0.4h_{pp} \leq b_{pp} \leq 0.8h_{pp}$$

$$\Rightarrow 16cm \leq b_{pp} \leq 32cm$$

**On prend**  $b_{pp} = 30cm$

### B) Vérification RPA 99 V2003 :

$$\begin{cases} h_{pp} = 40cm > 30cm \\ b_{pp} = 30cm > 20cm \\ \frac{h_{pp}}{b_{pp}} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \end{cases}$$

### II.1.2 : Poutres secondaire :

$$\text{A) Critère de rigidité : } \frac{L}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L}{10}$$
$$\Rightarrow \frac{340}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{340}{10}$$
$$\Rightarrow 22.66m \leq h_{ps} \leq 34cm$$

**On prend**  $h_{ps} = 30cm$

$$0.4h_{ps} \leq b_{ps} \leq 0.8h_{ps}$$

$$12cm \leq b_{ps} \leq 24cm$$

**On prend**  $b_{ps} = 30cm$

### B) Vérification RPA 99 V2003 :

$$\begin{cases} h_{ps} = 30cm \geq 30cm \\ b_{ps} = 30cm > 20cm \\ \frac{h_{ps}}{b_{ps}} = \frac{30}{30} = 1.0 < 4 \end{cases}$$

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

# Pré dimensionnement des éléments structuraux

## Tableau II.1. Les dimensions des poutres :

Poutres principales (cm <sup>2</sup> )	Poutres secondaires (cm <sup>2</sup> )
(30*40)	(30*30)

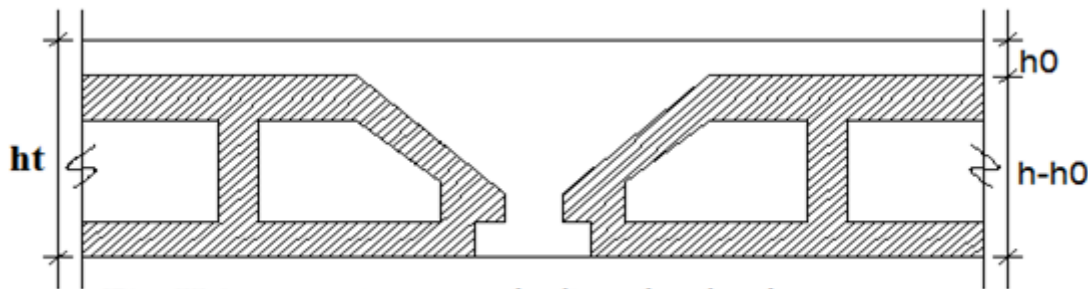
## II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les plancher sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux dimensions en plans.

Dans cet étude nous rencontrons deux type de planchers :

### II.2.1. Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux se compose d'une dalle de compression et du corps creux (voir fig.II.1)



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

**Avec :**

$h_t$  : épaisseur total du plancher ;

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression ;

$h - h_0$  : épaisseur des corps creux ;

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

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \text{ [BAEL 91 / 7.6.8, 424]}$$

**Avec :**

L : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la disposition des solives.

**On a :**  $L = \min(L_{x\max}; L_{y\max}) = \min(340; 485) = 340\text{cm}$

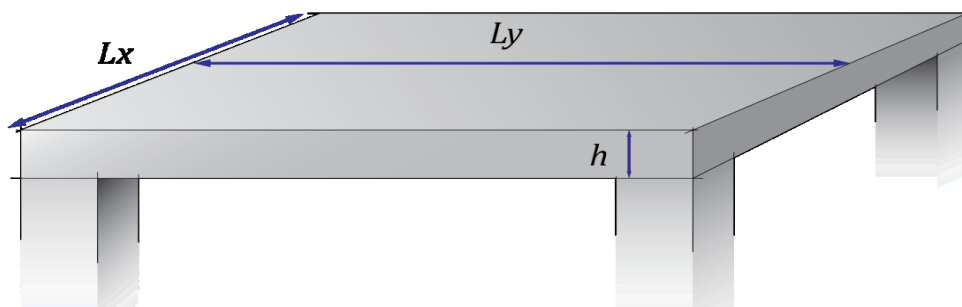
$$\Rightarrow 17.8 \leq h_t \leq 22.25$$

On prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \\ h - h_0 = 16 \text{ cm} \end{array} \right.$$

### II.2.1. Plancher à dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.



**FigII.2 : Panneau de dalle pleine.**

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} Lx : \text{étant la plus petite portée du panneau.} \\ Ly : \text{étant la plus grande portée du panneau.} \\ h : \text{hauteur (épaisseur) totale du plancher.} \end{array} \right.$

#### Résistance au feu :

hd=7cm pour une heure de coupe-feu.

hd=11cm pour 2 heures de coupe-feu.

hd=17.5cm pour 4 heures de coupe-feu.

On adopte : h=11cm.

#### Isolation phonique :

Selon les règles techniques en vigueur en Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 13cm pour une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à hd=13 cm.

# Pré dimensionnement des éléments structuraux

## Condition de résistance à la flexion :

Suivant la condition de flexibilité et de rigidité :

- **Dalle reposant suivant un seul sens :**

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

Charge uniformément répartie :

$$hd = \left( \frac{1}{35}; \frac{1}{30} \right) L_x \quad \text{avec } L_x \leq L_y$$

- **Dalle reposant suivant deux sens :**

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

Charge uniformément répartie

Charge concentrée

$$\Rightarrow hd = \left( \frac{1}{50}; \frac{1}{40} \right) L_x \quad \text{avec } L_x \leq L_y$$

**Pour notre structure, nous avons :**

$$L_x = 340 - 30 = 310 \text{ cm et } L_y = 485 - 30 = 455 \text{ cm}$$

$$0.4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{310}{455} = 0.68 \leq 1$$

Donc notre dalle travaille suivant deux sens.

$$\text{On aura : } \frac{310}{50} \leq hd \leq \frac{310}{40} \Rightarrow 6.2 \text{ cm} \leq hd \leq 7.75 \text{ cm}$$

**On prend :**  $hd = 7 \text{ cm}$


**Conclusion :**

Pour satisfaire les conditions de l'isolation acoustique et garantir la sécurité en matière d'incendie pour deux heures de coupe de feu, on prend l'épaisseur de la dalle pleine

On adopte  $hd = 16$

## II.2.2 Descente de charges :

**Tableau.II.1 : charge du plancher terrasse.**

N°	Désignation	P	E	G	
----	-------------	---	---	---	---

## Pré dimensionnement des éléments structuraux

		(KN/m <sup>2</sup> )	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	
1	Protection gravillon	17	0.05	0.9	
2	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12	
3	Forme de pente	22	0.1	2.20	
4	Isolation thermique en polystyrène	4	0.04	0.16	
5	Dalle en corps creux	14	(16+4)	2.8	
6	Enduit en ciment	10	0.01	0.10	
Charge permanent G				5.48	(KN/m <sup>2</sup> )
Charge d'exploitation Q				1.00	(KN/m <sup>2</sup> )

**Tableau.II.2 charge du plancher étage courant.**

N <sup>0</sup>	Désignation	P (KN/m <sup>2</sup> )	e (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )	
1	Dalle de sol	/	/	0.24	
2	Mortier de pose	20	0.01	0.20	
3	Dalle en corps creux (16+4)	/	/	2.8	
4	Enduit en plâtre	10	0.01	0.10	
5	Cloisons intérieures	10	0.1	1.16	
Charge permanent G				3.7	(KN/m <sup>2</sup> )
Charge d'exploitation Q				1.50	(KN/m <sup>2</sup> )

### Surcharge d'exploitation(Q) :

Plancher RDC : Q=150kg/m<sup>2</sup>

Planchers étages courants (usage habitation) : Q=150kg/m<sup>2</sup>

Plancher terrasse inaccessible : Q=100kg/m<sup>2</sup>

### Les poteaux :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes/

Respect des critères de résistance.

Respect des conditions du RPA99.

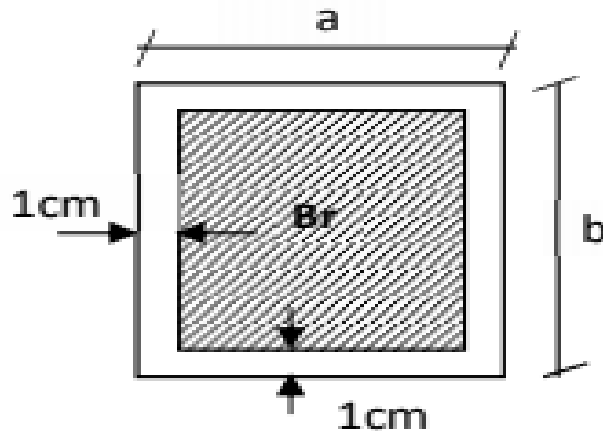
Satisfaction des conditions de flambement.

## II.2.3 : Dimensionnement des poteaux les plus sollicités :

-Critère de résistance :

$$B_r \geq \left[ \frac{\beta \cdot N_u}{\theta \left( \frac{\sigma_{bc}}{0.9} \right) + 0.85 \left( \frac{A}{B_r} \right) \cdot \sigma_s} \right] \cdot 10^4$$

D'après les règles parasismiques algériennes RPA 99 Version 2003



**Section réduite du poteau**

$B_r$  : section nette du béton :  $B_r = [ (a-0,02)( b -0,02) ]$

$\theta$  : Facteur de durée d'application des charges ( $\theta=1$ )

$\sigma_{bc}$  : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

On prend  $\frac{A}{B_r} = 0.8\% = 0.008$  (Zone III)

$\beta$  : coefficient qui dépend de l'élançement du poteaux  $\gamma$  des poteau qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0.85 + \frac{2}{1500} \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

Pour toutes les armatures participe on prend  $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2$

FeE400 ,  $\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}.$

Donc  $B_r \geq \left[ \frac{1.2}{1 \left( \frac{14.2}{0.9} \right) + 0.85 \left( \frac{0.8}{100} \right) \cdot 348} \right] \cdot 10^4 ] \cdot N_u \Rightarrow B_r \geq 0.6613690 \cdot N_u$

$N_u$  : la charge verticale à l'ELU, il se calcul en appliquant la loi de dégression des charges

D'exploitations.

## Pré dimensionnement des éléments structuraux

---

2 - Vérification des conditions de l'R.P.A 99 V2003 :

$$\frac{N_u}{f_{c28} \times B_C} \leq 0.3 \text{ Tapez une équation ici.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a ; b)} \geq 25\text{cm} \\ \text{Min (a ; b)} \geq \frac{h_{ep}}{20} \\ 1/4 \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

### II.3 : Vérification des conditions de flambement :

Selon les règles de (CBA.93) on a :  $\lambda = \frac{L_f}{i}$

Avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$  et  $L_f = 7l_0$

$$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{b} \quad \lambda = 3.46 \cdot 0,7 \frac{l_0}{b} = 2.425 \frac{l_0}{b} \leq 35$$

$$2.425 \cdot \frac{306}{30} = 24.74 \leq 35 \dots \dots \dots \text{cv}$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau.

$\beta$  : Section du béton.

$\lambda$  : l'élancement du poteau.

$l_0$  : Hauteur d'étage.

a : section du poteau.

$l_f$  : Longueur du flambement.

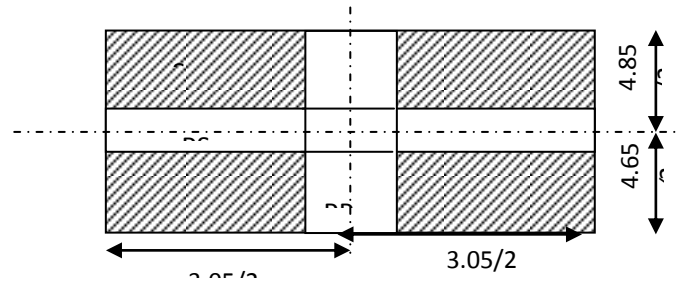
**Tous les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessou :**

i =	Niveau	Formule de calcul	Charge d'exploitation Q (kN/m <sup>2</sup> )	Charge permanente G (kN/m <sup>2</sup> )
0	Terrasse	Q <sub>0</sub>	1.00	5.48
1	7 étage	Q <sub>0</sub> + Q	2.50	9.18
2	6 étage	Q <sub>0</sub> +0.95x2xQ	3.85	12.88
3	5 étage	Q <sub>0</sub> +0.90x3xQ	5.05	16.58
4	4 étage	Q <sub>0</sub> +0.85x4xQ	6.10	20.28

## Pré dimensionnement des éléments structuraux

<b>5</b>	<b>3 étage</b>	<b><math>Q_0+0.80 \times 5 \times Q</math></b>	<b>7.00</b>	<b>23.98</b>
<b>6</b>	<b>2 étage</b>	<b><math>Q_0+0.75 \times 6 \times Q</math></b>	<b>7.75</b>	<b>27.68</b>
<b>7</b>	<b>1 étage</b>	<b><math>Q_0+0.71 \times 7 \times Q</math></b>	<b>8.50</b>	<b>31.38</b>
<b>8</b>	<b>RDC</b>	<b><math>Q_0+0.68 \times 8 \times Q</math></b>	<b>9.25</b>	<b>35.08</b>

**Calcul de la section du poteau :**



**Fig. II.3 Section. afférente d'un poteau**

La section afférente de plancher :  $S_{\text{aff}}(\text{plancher})=20.23\text{m}^2$

Calcul de la section du poteau : (terrasse)

La longueur afférente de la poutre principale :  $L_{\text{aff-pp}}=4.75\text{m}$ .

-La longueur afférente de la poutre secondaire :  $L_{\text{aff-ps}}=3.05\text{m}$ .

**Détermination de l'effort normal ultime  $N_u$  :**

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_{\text{pp}} + N_{\text{ps}}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35N_g + 1.5 N_q) \times S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{pp}} = 2500 \times h_{\text{pp}} \times b \times L_{\text{aff-pp}}$$

$$N_{\text{ps}} = 2500 \times h_{\text{ps}} \times b \times L_{\text{aff-ps}}$$

Avec :

$n$  : nombre de planchers.

$N_g$  : Effort normal dû aux charges permanentes et

$N_q$  : Effort normal dû aux charges d'exploitation.

## Pré dimensionnement des éléments structuraux

---

$N_u = 1.15 \times P_u$  .....d'après les règles **BAEL91**

On va dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire).

**Exemple de calcul :(Poteau du 6<sup>ème</sup> étage) :**

**La surface afférente du poteau le plus défavorable :**

$$S_{\text{aff}} = (4.85/2 + 4.65/2) \times (3.05/2 + 3.05/2) = 14.5 \text{ m}^2$$

**Poids propre de poutres principales et secondaires :**

$$N_{\text{pp}} = 2500 \times 0.40 \times 0.30 \times 4.75 = 1425 \text{ daN}$$

$$N_{\text{ps}} = 2500 \times 0.3 \times 0.30 \times 3.05 = 686.25 \text{ daN}$$

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

$$N_{\text{pt}} = N_{\text{pp}} + N_{\text{ps}} = 2111.25 \text{ daN} \quad \text{avec } n=4$$

$$N_p = 1.35 \times N_{\text{pt}} \times n = 1.35 \times 2111.25 \times 2 = 5700.38 \text{ daN}$$

**Poids propre de plancher :**

$$G_{\text{cumulé}} = 1288 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 385 \text{ daN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35G_{\text{cumulé}} + 1.5P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}} = (1.35 \times 1288 + 1.5 \times 385) \times 14.5$$

$$N_{\text{plancher}} = 33586.35 \text{ daN}$$

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_p = 33586.35 + 5700.38 = 39286.73 \text{ daN}$$

$$N_u = 1.15 \times 39286.73 = 45179.74 \text{ daN}$$

**La section réduite du poteau :**

$$B_r = 0,0077N_u = 0,0077 \times 45179.74 = 347.88 \text{ cm}^2$$

$$(a-2) \cdot (b-2) = 347.88 \text{ cm}^2$$

On prendra  $a=35 \text{ cm}$  donc  $b=35 \text{ cm}$

La Section du poteau au niveau de 6<sup>ème</sup> étage est :  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

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

$\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm}$ ..... (zone III) ; .....Condition vérifiée

## Pré dimensionnement des éléments structuraux

---

$\text{Min}(a, b) \geq (h_e/20) \rightarrow [(h_e/20) = (266/20) = 13.3] \rightarrow 30 > 13.3$ ..Condition Vérifiée

$l/4 < (a/b)$ .....Condition vérifiée

### Détermination de l'effort normal ultime Nu :

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_{pp} + N_{ps}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35N_g + 1.5 N_q) \times S_{\text{aff}}$$

$$P_{pp} = 2500 \times h_{pp} \times b \times L_{\text{aff-pp}}$$

$$P_{ps} = 2500 \times h_{ps} \times b \times L_{\text{aff-ps}}$$

Avec :

n : nombre de planchers.

$N_g$  : Effort normal dû aux charges permanentes et

$N_q$  : Effort normal dû aux charges d'exploitation.

$N_u = 1.15 \times P_u$  .....d'après les règles **BAEL91**

On va dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire).

### Exemple de calcul :(Poteau du 6<sup>eme</sup> étage) :

- La surface afférente du poteau le plus défavorable :

$$S_{\text{aff}} = (4.50/2 + 3.50/2) \times (4.50/2 + 3.50/2) = 16 \text{ m}^2$$

- Poids propre de poutres principales et secondaires :

$$N_{pp} = 2500 \times 0.30 \times 0.45 \times 4.00 = 1350 \text{ daN}$$

$$N_{ps} = 2500 \times 0.3 \times 0.40 \times 4.00 = 1200 \text{ daN}$$

- Poids propre total des poutres principales et secondaires :

$$N_{pt} = N_{pp} + N_{ps} = 2550 \text{ daN} \quad \text{avec } n=4$$

$$N_p = 1.35 \times N_{pt} \times n = 1.35 \times 2550 \times 4 = 13770 \text{ daN}$$

- Poids propre de plancher :

$$G_{\text{cumulé}} = 2139 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 505 \text{ daN/m}^2$$

## Pré dimensionnement des éléments structuraux

---

$$N_{\text{plancher}} = (1.35G_{\text{cumulé}} + 1.5P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}} = (1.35 \times 2139 + 1.5 \times 505) \times 16$$

$$N_{\text{plancher}} = 58322.4 \text{ daN}$$

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_p = 58322.4 + 13770 = 72092.4 \text{ daN}$$

$$N_u = 1,15 \times 72092.4 = 82906.26 \text{ daN}$$

- **La section réduite du poteau :**

$$B_r = 0,0077N_u = 0,0077 \times 97876.5 = 638.38 \text{ cm}^2$$

$$(a-2) \cdot (b-2) = 638.38 \text{ cm}^2$$

On prendra  $a=35 \text{ cm}$  donc  $b=35 \text{ cm}$

La Section du poteau au niveau de 6<sup>ème</sup> étage est :  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

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

Min Min (a, b)  $\geq$  25cm..... (Zone III) ; .....Condition vérifiée

$(a, b) \geq (h_e/20) \rightarrow [(h_e/20) = (266/20) = 13.3] \rightarrow 30 > 13.3$ ..Condition Vérifiée

$1/4 < (a/b)$ .....Condition vérifiée

### **Condition de flambement :**

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \text{ ; avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } B = a \times b.$$

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 et

$B$  : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples, on a :

$$L_f = 0.7 \times L_0 ;$$

**Avec :**

$L_0$  : Longueur libre du poteau.

La longueur afférente de la poutre principale :  $L_{\text{aff-pp}} = 4.00 \text{ m}$ .

## Pré dimensionnement des éléments structuraux

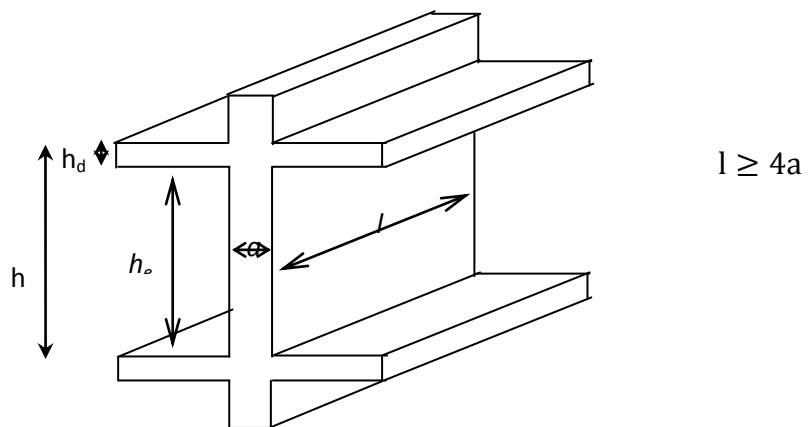
-La longueur afférente de la poutre secondaire :  $L_{\text{aff-ps}} = 4.00\text{m}$ .

**Tableau.II.4** :Tableau récapitulatif de vérification des conditions de RPA99 (version 2003)

Niveau	(a*b)cm <sup>2</sup>	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub>	B	I	i=√I/B	λ	λ≤35
6eme et 7 eme étage	(35x35)	3,06	2,14	1225	125052,08	10,10	24,18	Cv
4eme et 5eme étage	(40x40)	3,06	2,14	1600	213333,33	11,55	18,53	Cv
2eme et 3 ème étage	(45x45)	3,06	2,14	2025	341718,75,	12,99	16,47	Cv
1 er étage	(50x50)	3,06	2,14	2500	520833,33	14,43	14,83	Cv
RDC	(50x50)	3,06	2,14	2500	520833,33	14,43	14,83	Cv

### II.4 : Les voiles de contreventement :

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



**Première condition :**

. Voile en élévation.

## Pré dimensionnement des éléments structuraux

---

$$l \geq 4a \Rightarrow a \leq \frac{l}{4}$$

**Avec :**  $l$  : largeur du voile correspond à la portée minimal ;

**Deuxième condition :**

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

**Avec :**

$a_{\min}$  : épaisseur minimal du voile ;

**Troisième condition :** Condition de rigidité aux extrémités :

Dans notre structure on trouve 4 types de voiles :

**Pour le 1<sup>er</sup> type voile de RDC et les étages courant :**

$$a \geq \frac{h_e}{25}$$

$$h_e = h - h_d$$

**avec :**  $h$  : hauteur d'étage

$h_d$  : hauteur de la dalle

$$h_e = 306 - 16 = 290 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad 290/25 = 11.6 \text{ cm}$$

Niveau	Epaisseurs cm
RDC	15
1ere au 7eme étage	15

**Tableau : épaisseurs des voiles**

**Pour le 2<sup>ème</sup> type voile linéaire:**

$$a \geq \frac{h_e}{20} \quad \Longrightarrow \quad a \geq 306/20 = 15.3 \text{ cm}$$

Pour voile linéaire on adoptera une épaisseur :  $a = 15 \text{ cm}$

**Voile périphérique :**

$$a \geq h_e/25 \quad \Longrightarrow \quad a \geq 306/25 = 12.24 \text{ cm}$$

Pour voile linéaire on adoptera une épaisseur 15c

# CHAPITRE III

## III :ETUDE D'un plancher

### III.1 :Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

### III.2) Plancher à dalle pleine :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A/E.L 91).

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1.6\text{cm}$$

Donc ; on prendra  $\phi = 8\text{mm}$

### Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu nuisible ( $a=1\text{cm}$ ).

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} \Rightarrow C_x = (10 + \frac{8}{2})\text{mm} = 14 \text{ mm} .$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \Rightarrow C_y = (10 + 8 + \frac{8}{2})\text{mm} = 22\text{mm}$$

### Hauteurs utiles:

$$d_x = h_d - c_x = 16 - 1.4 = 14.6\text{cm}$$

$$d_y = h_d - c_y = 16 - 2.2 = 13.8\text{cm}$$

### III.2.1) Evaluation des charges et combinaison fondamentales :

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

$$G=370\text{daN/m}^2 \quad Q=150\text{daN/m}^2$$

#### a) Combinaisons fondamentales :

##### Etat limite ultime :

##### Plancher RDC :

$$\bar{q}_u=1.35G+1.5Q$$

$$\bar{q}_u=1.35*370+1.5*150=724.5$$

##### Etat limite service :

$$\bar{q}_s = G + Q$$

$$\bar{q}_s = 370 + 150 = 520$$

# ETUDE D'un plancher

## b) Calcul des sollicitations :

Etat limite Ultime :

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} & \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

Etat limite Service :

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} & \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

avec:

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f(\xi, \vartheta)$$

$$\xi = \frac{l_x}{l_y}$$

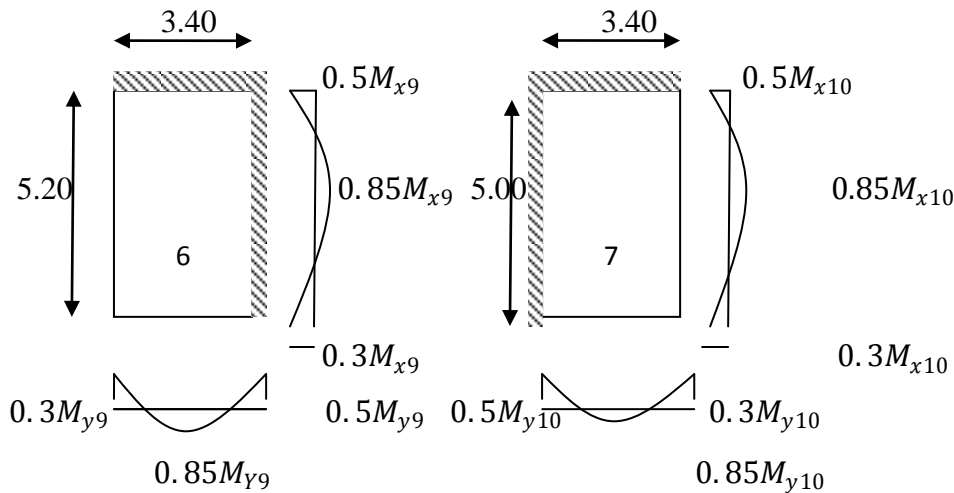
$\vartheta$ : coefficient de poisson.

$\vartheta = 0 \rightarrow$  état limite ultime (béton fissuré).

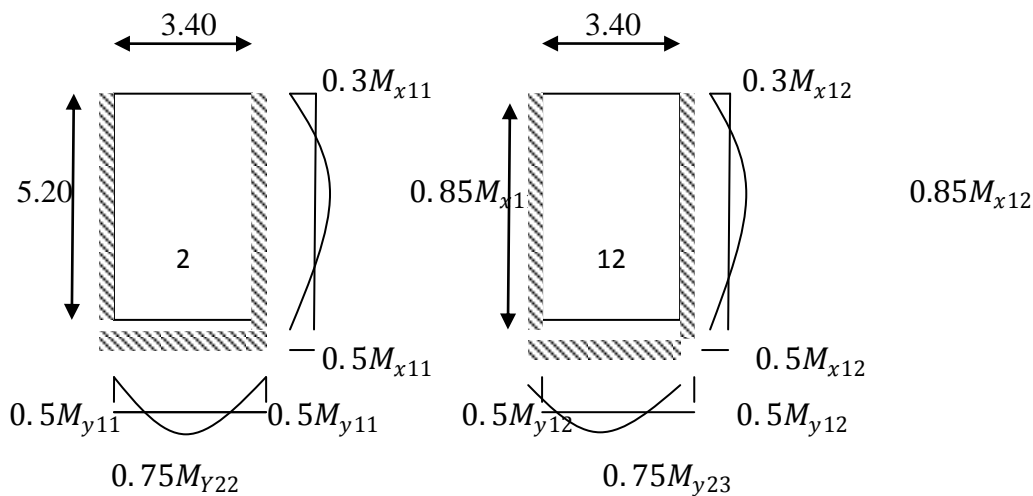
$\vartheta = 0.2 \rightarrow$  état limite service (béton non fissuré).

## c) Mode d'encastrement

✓ **Type(1)** : panneaux de rive de deux appuis assurent un encastrement partiel



✓ **Type(2)** : panneaux continus au-delà de leurs appuis



**Fig.III.1 : moment en travée et en appuis (panneau de rive dont deux appui assurent un encastrement partiel)**

moment en travée et en appuis (panneau de rive dont un seul appui assurent un encastrement partiel)

### III.2.2 calcul des moments fléchissant

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Exemple de calcul détaillé :

$$L_x = 3.40\text{m}$$

$$L_y = 5.20 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.65 \left. \begin{array}{l} \Rightarrow \\ \left. \begin{array}{l} \text{La dalle porte suivant} \\ \text{Les deux directions} \end{array} \right\} \end{array} \right\}$$

#### Etat limite ultime:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.65 \xrightarrow{\text{Tablea}} \mu_x^u = 0,0751 \text{ et } \mu_y^u = 0.3613$$

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0751 \cdot 724.5 \cdot (3.40)^2 = 628.98 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \cdot M_x^u = 0.3613 \cdot 628.98 = 227.25 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

#### Moment en travée :

$$M_{ty}^u = 0.85 \times M_y^u = 0.85 \times 227.25 = 193.16 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tx}^u = 0.85 \times M_x^u = 0.85 \times 628.98 = 534.63 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

#### Moment en appui :

✓ Appuis intermédiaires :

$$M_{aix}^u = -0.5 \times M_x^u = -0.5 \times 628.98 = -314.49 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

## ETUDE D'un plancher

$$M_{aiy}^u = -0.5 \times M_y^u = -0.5 \times 227.25 = -113.63 \text{ daN.m}$$

✓ **Appui de rive :**

$$M_{arx}^u = -0.3 \times M_x^u = -0.3 \times 628.98 = -188.69 \text{ daN.m}$$

$$M_{ary}^u = -0.3 \times M_y^u = -0.3 \times 227.25 = -68.18 \text{ daN.m}$$

✓ **Etat limite de service :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \xrightarrow{\text{Tableau}} \mu_x = 0.0805 \text{ et } \mu_y = 0.5235$$

$$M_x^{ser} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0.0805 \cdot 520 \cdot (3.40)^2 = 483.90 \text{ daN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y \cdot M_x^{ser} = 0.5235 \cdot 483.90 = 253.32 \text{ daN.m}$$

**Moment en travée :**

$$M_{ty}^{ser} = 0.85 \times M_x^{ser} = 0.85 \times 483.90 = 411.32 \text{ daN.m}$$

$$M_{tx}^{ser} = 0.85 \times M_y^{ser} = 0.85 \times 253.32 = 215.32 \text{ daN.m}$$

**Moment en appui :**

✓ **Appuis intermédiaires :**

$$M_{aix}^{ser} = -0.5 \times M_x^{ser} = -0.5 \times 483.90 = -241.95 \text{ daN.m}$$

$$M_{aiy}^{ser} = -0.5 \times M_y^{ser} = -0.5 \times 253.32 = -126.66 \text{ daN.m}$$

✓ **Appui de rive :**

$$M_{ary}^{ser} = -0.3 \times M_y^{ser} = -0.3 \times 253.32 = -75.99 \text{ daN.m}$$

**Tableau III.1** tableau récapitulatif des moments fléchissant :

Etat		Moment (daN.m)		
		Sens	ELU	ELS
Appui-travée	Mi	X-X	$-0.5M_{0x} = -65.11$	241.95
		Y-Y	$-0.5M_{0y} = -23.53$	126.66
	Mr	X-X	$-0.3M_{0x} = -188.69$	296.30
		Y-Y	$-0.5M_{0y} = -68.18$	75.99

## ETUDE D'un plancher

Travée	X-X	$-0.85M_{0x}=534.63$	349.62
	Y-Y	$-0.75M_{0y} = -113.63$	411.32

**Tableau III.2 :** tableau récapitulatif de la sollicitation maximale :

Moment	$M_{txu}$	$M_{txs}$	$M_{axu}$	$M_{axs}$	$M_{tyu}$	$M_{tys}$	$M_{ayu}$	$M_{ays}$
Niveau	314.49	411.32	314.49	241.95	113.63	349.62	113.18	126.66

### III.2.3) Calcul du ferrailage de la dalle plein :

#### a) Sens X-X :

##### a .1) En travée :

✓ **Etat limite ultime :**

$$M_{tx}^u = 3144.9 \text{ N.m}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3144.9}{11.33 \times 100 \times 14,6^2} = 0,013$$

$$\mu = 0.013 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{A}' \text{N}' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_1 = 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.994$$

**détermination des armatures:**

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3144.9}{348 \times 0.994 \times 14.6} = 0.62 \text{ cm}^2$$

**Détermination des armatures minimales :**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haut adhérence de classe FeE400).

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1.28 \text{ cm}^2$$

**Espacement maximal des armatures:**

$$\text{l'écratement des armatures : } e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

**Choix des armatures :**

## ETUDE D'un plancher

$$4T10/ml \rightarrow A = 3.14 \text{cm}^2/ml$$

$$(T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

### ✓ Etat Limite Service :

$$M_{tx}^s = 3496.2 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A
  - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{A} \\ \text{A} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{5346.3}{3496.2} = 1.53$$

$$\frac{1.53 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.465 > \alpha = 0.016$$

### • Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

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

### a.2) En appuis :

$$M_{ax}^u = 3144.9 \text{ N.m}$$

### ✓ Etat Limite Ultime

#### Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3144.9}{11.33 \times 100 \times 14.6^2} = 0.013$$

$$\mu = 0.013 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'N \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_1 = 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.993$$

#### détermination des armatures:

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3144.9}{348 \times 0.993 \times 14.6} = 0.62 \text{ cm}^2$$

#### Détermination des armatures minimales :

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haut adhérence de classe FeE400).

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_c; A_{\min}) = 1.28 \text{ cm}^2$$

### Espacement maximal des armatures:

l'écratement des armatures :  $e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

### Choix des armatures :

$$4\text{T}10 \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \rightarrow e = 20\text{cm})$$

### ✓ Etat Limite Service :

$$M_{ax}^s = 2419.5 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'  $\left. \begin{array}{l} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{\beta_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa} \end{array} \right\}$
- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{3144.9}{2419.5} = 1.29$$

$$\frac{1.19 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.295 > \alpha = 0.030$$

### • Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

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

### b) Sens Y-Y :

#### b.1) En travée :

### ✓ Etat limite ultime :

$$M_{ty}^u = 1931.6 \text{ Nm}$$

### Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{1931.6}{11.33 \times 100 \times 13.8^2} = 0.0089$$

$$\mu = 0.0089 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{A}'\text{N}' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_l = 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.011$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.995$$

### détermination des armatures:

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5346.3}{348 \times 0.979 \times 13.8} = 1.14 \text{ cm}^2$$

### Détermination des armatures minimales :

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haut adhérence de classe FeE400).

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_c; A_{\min}) = 1.28 \text{ Cm}^2$$

### Espacement maximal des armatures:

l'écratement des armatures :  $e \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

### Choix des armatures :

$$4\text{T}10 \rightarrow A = 3.14\text{cm}^2/\text{ml}$$

(T10  $\rightarrow$  e = 20cm)

### ✓ Etat Limite Service :

$$M_{ty}^s = 4113.2\text{N.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans  $A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$

- Acier FeE400

Avec :

$$\frac{0.89 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.145 > \alpha = 0.046$$

### • Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

} les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

### b.2) En appuis :

$$M_{ax}^u = 1886.9\text{N.m}$$

### ✓ Etat Limite Ultime

#### Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{1886.9}{11.33 \times 100 \times 13.8^2} = 0.0087$$

$$\mu = 0.0087 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'N' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_l = 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.034$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.986$$

### détermination des armatures:

## ETUDE D'un plancher

$$A = \frac{M_{cx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{5842.7}{348 \times 0.986 \times 13.8} = 1.23 \text{ cm}^2$$

### Détermination des armatures minimales :

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haut adhérence de classe FeE400).

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_c; A_{\min}) = 1.28 \text{ cm}^2$$

### Choix des armatures :

$$4T10 \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

### ✓ Etat Limite Service :

$$M_{ax}^s = 2419.5$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' }  $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{3144.9}{2419.5} = 1.29$$

$$\frac{1.29 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.345 > \alpha = 0.046$$

### • Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

} les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

### III.2.4. Vérification des l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d_x} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\tau_u$  : contrainte tangente

$\bar{\tau}_u$  : contrainte tangente admissible.

$T_u^{max}$  : effort tranchant max.

Calcul de  $T_u^{max}$  :

## ETUDE D'un plancher

$T_u^{\max}$  est calcul par la forme suivante:

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

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

Le panneau le plus sollicité est le panneau (); avec :

**Plancher haut sous-sol :**

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{7.25 \times 3.4}{2} \times \frac{(5.2)^4}{(3.4)^4 + (5.2)^4} = 10.42 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{7.25 \times 5.2}{2} \times \frac{(3.4)^4}{(3.4)^4 + (5.2)^4} = 15.93 \text{ KN}$$

Donc :  $T_u^{\max} = 15.93$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d_x} = \frac{1593}{100 \times 14.6 \times 100} = 0.0036$$

$$\bar{\tau}_u = 0.00 \text{ MPA} \quad 0.05 f_{c28} = 1.00 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.0036 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 1. \quad \left. \vphantom{\tau_u} \right\}$$

*Il ny a pas reprise de bétonnage*

$\Rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires

### II.2.6) Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} ; f_e \text{ en MPa}$$

on fait vérifier pour le panneau le plus défavorable :

Donc :

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{16}{340} = 0.047 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = 0.044$$

$$\rho = \frac{3.14}{100 \times 14.6} = 0.002 \leq \frac{2}{400} = 0.005 ; f_e \text{ en MPa}$$

les conditions sont vérifiées

le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

### III.3. Étude du plancher:

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux (16+4 = 20cm)

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression

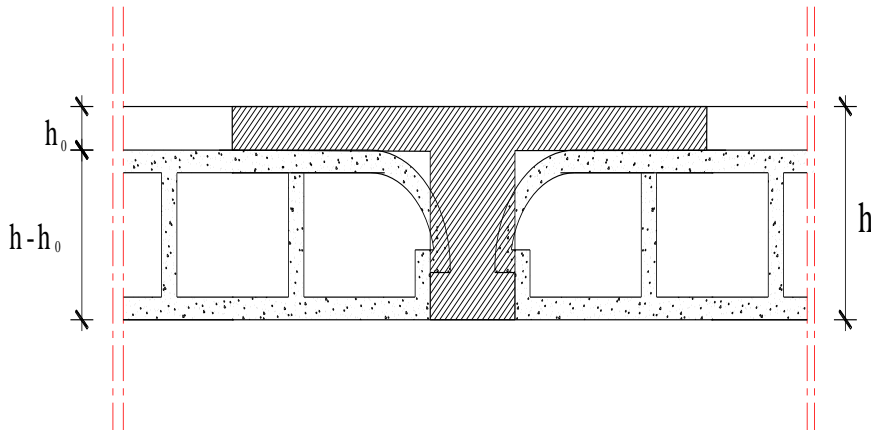
- Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

# ETUDE D'un plancher

*Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.*

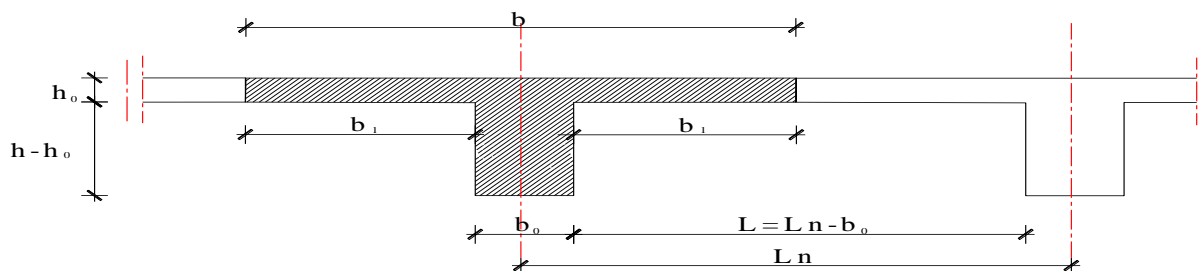
*Eléments de remplissage (de coffrage) : les entre-nervures en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges.*



**FigIII.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux**

### **III.3.1- Détermination des dimensions des poutrelles :**

*Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages : Hauteur de 20 cm, dont 16 cm pour le corps creux et 4 cm pour la dalle de compression.*



**FigIII.3: Section de calcul d'un plancher à corps creux.**

## ETUDE D'un plancher

$$\begin{cases} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_l = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après [BAEL91/A.4.1, 3], on a :

$$\begin{cases} b \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ b_1 \leq (6 \div 8) h_0 \end{cases}$$

Avec :

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

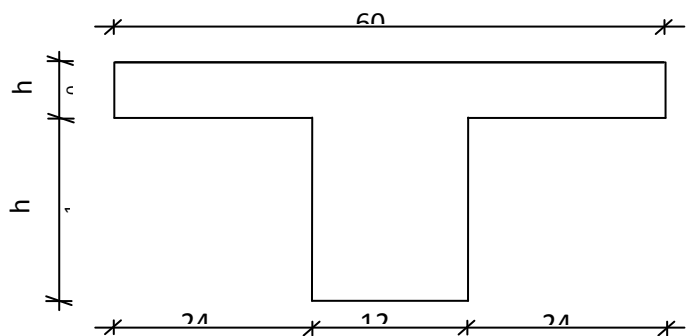
$L$  : Portée entre nus d'appuis ( $L = 3.10 \text{ m}$ ) ;

$h_0$  : Hauteur maximale de la dalle de compression et

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

Donc :

$$\begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq 31 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$



### Section de calcul

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

La largeur de la dalle de compression est donc :

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

### III.3.2- Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423] :

D'après les règles BAEL91, l'épaisseur minimale de la dalle de compression est de :

$$h_{0\min} = 4 \text{ cm}.$$

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

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

33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note :  $A_{\parallel}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si :  $L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$  ;
- Si :  $50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$  et
- Les armatures parallèles aux nervures, doivent avoir une section  $A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

$f_e$  : Limite d'élasticité en [MPa].

Armatures perpendiculaires aux nervures ( $A_{\perp}$ ) :

### Détermination des armatures :

Dans notre plancher, on a :

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

On prendra :  $\emptyset_6 \rightarrow f_e = 520\text{MPa}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0.46 \text{ cm}^2 / m_L$$

### Choix des armatures :

$$5\emptyset_6/ml \longrightarrow A = 1.41\text{cm}^2/m$$

$$(\emptyset_6 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

Armatures parallèles aux nervures ( $A_{\parallel}$ ) :

Détermination des armatures :

$$\text{On a : } A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.71 \text{ cm}^2 / m_L$$

### Choix des armatures :

$$5\emptyset_6/ml \longrightarrow A = 1.41\text{cm}^2/ml$$

$$(\emptyset_6 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

**Choix :** Le treillis soudé adopté est : TS  $\emptyset_6$  (200x200) mm<sup>2</sup>.

### III.3.3- Etude des poutrelles:

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elle sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : [CBA93/B.6.2,20].

#### Evaluation des charges :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

1<sup>er</sup>  $\rightarrow$  7<sup>ème</sup> étage : Plancher terrasse

## ETUDE D'un plancher

---

$$\begin{cases} G = 370 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 150 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

$$G = 548 \text{ daN/m}^2$$

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

**Combinaisons fondamentales :**

**-Etat limite ultime :**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6$$

**-Etat limite de service :**

$$q_s = G + Q$$

$$\bar{q}_s = q_s \times 0.6$$

**a) 1<sup>er</sup> étage et plus :**

➤ **Etat Limite Ultime :**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 1.35 \times 370 + 1.5 \times 150 = 724.5 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6 = 724.5 \times 0.6 = 434.7 \text{ daN/ml}$$

➤ **Etat Limite Service :**

$$q_s = G + Q = 370 + 150 = 520 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{q}_s = q_s \times 0.6 = 520 \times 0.6 = 312 \text{ daN/ml}$$

**b) Terrasse :**

➤ **Etat Limite Ultime :**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 1.35 \times 548 + 1.5 \times 100 = 889.8 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6 = 889.8 \times 0.6 = 533.88 \text{ daN/ml}$$

➤ **Etat Limite Service :**

$$q_s = G + Q = 681 + 100 = 648 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{q}_s = q_s \times 0.6 = 781 \times 0.6 = \frac{388.8 \text{ daN}}{\text{ml}}$$

**Remarque :**

Voir les tableaux des charges et combinaisons de charges « chapitre II ».

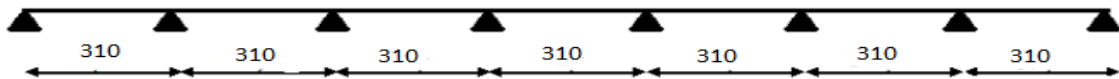
❖ **Types de poutrelles :**

On distingue les poutrelles dont les schémas statiques sont les suivants :

**TYPE : 1**

$$q_u = 889.8 \text{ daN}$$

$$q_s = 648 \text{ daN}$$

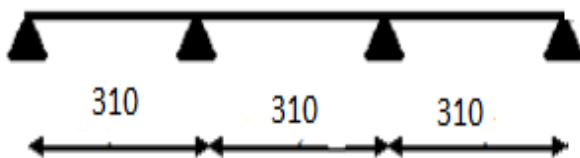


**FigIII.4 :schéma statique de poutrelles type1**

**TYPE : 2**

$$q_u = 889.8 \text{ daN}$$

$$q_s = 648 \text{ daN}$$



**FigIII.5:schéma statique de poutrelles type2**

**Méthode forfaitaire :** pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ;  
[CBA93/B6.2.21]

**Méthode d'A. Caquot :** pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée.  
[CBA93/B.6.2.22]

### **III.3.3.1) Méthode forfaitaire :**

#### **Domaine d'application :**

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

- Les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition :  
$$Q [\text{daN/m}^2] \leq \min (2G ; 500 \text{ daN/m}^2)$$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées;
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 et
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable

#### **Le principe de la méthode :**

Soit :

# ETUDE D'un plancher

$M_0$  : Valeur maximale du moment fléchissant de la travée considérée supposée indépendante (poutre simplement appuyée) (voir figure III.9.a) ;

$M_w$  et  $M_e$  : Valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.



### Définition des moment :

$M_t$  : Moment maximum en travée.

- Moments en travées :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0 \}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{Pour une travée intermédiaire})$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{Pour une travée de rive})$$

-Moments sur appuis de rive :  $M_{ar}$

$M_{ar} = 0 \longrightarrow$  pour appuis simples ;

$M_{ar} = -0.2 M_0 \longrightarrow$  pour un encastrement partiel et

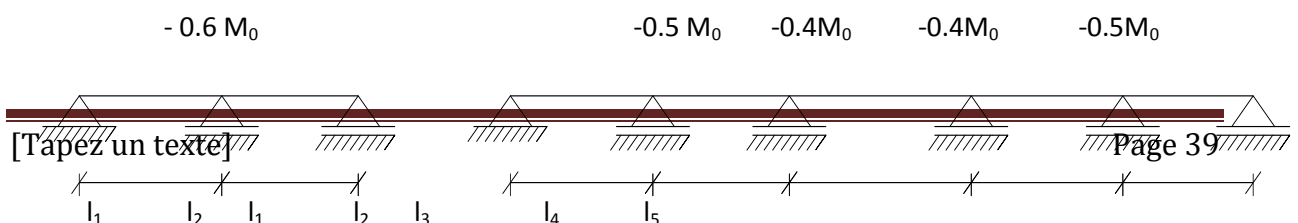
$M_{ar} = -0.4 M_0 \longrightarrow$  pour un encastrement parfait.

-Moments sur appuis intermédiaires :  $M_{ai}$  (figure III.10)

$M_{ai} = -0.6 M_0 \longrightarrow$  cas d'une poutre à deux travées ;

$M_{ai} = -0.5 M_0 \longrightarrow$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées et ;

$M_{ai} = -0.4 M_0 \longrightarrow$  pour les autres appuis intermédiaires.



**FigIII.6 : Moments sur appuis intermédiaires.**

## Remarque :

Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment de part et d'autre de l'appui ;

## Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (type 1) :

- $Q = 100 \text{ daN/m}^2 \leq \min(2 \times 548; 500) \text{ daN/m} = 500 \text{ daN/m}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

-Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées  
 $\rightarrow$  Condition vérifiée.

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

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{310}{310} = 1 < 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{310}{310} = 1 \leq 1,25 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

-La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\rightarrow$  Condition vérifiée.

## Conclusion :

Les 4 conditions sont vérifiées pour les types suivantes : type 1 et type 2

On peut utiliser la méthode forfaitaire

### III.3.3.1.1) Application de la méthode forfaitaire :

-On prend le 1<sup>er</sup> type comme un exemple de calcul (forfaitaire).

#### Poutrelle 1 :

$$G = 548 \text{ daN/m}^2$$

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

$$\bar{q}_u = 533,88 \text{ daN/ml}$$

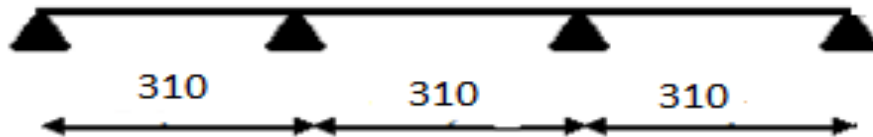
$$\bar{q}_s = 388,8 \text{ daN/ml}$$

## Schéma statique

**TYPE : 1**

$$q_u = 889.8 \text{ daN}$$

$$q_s = 648 \text{ daN}$$



**FigIII.7 : Moments fléchissant en appuis**

**Moments fléchissant en travées :**

$$\alpha = \frac{P}{G + P} = \frac{100}{100 + 548} = 0.15 \quad 0 \leq \alpha = 0.15 \leq \frac{2}{3} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pour les travées de rives AB et CD :

$$\begin{cases} M_{t1} + \frac{0.5 + 0.2}{2} M_{o1} \geq [\max((1 + 0.3 \times \alpha); 1.05)] M_{o1} \\ M_{t1} \geq \left( \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \right) M_{o1} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t1} + \frac{0.5 + 0.2}{2} M_{o1} \geq [\max((1 + 0.3 \times 0.15); 1.05)] M_{o1} \\ M_{t1} \geq \left( \frac{1.2 + 0.3 \times 0.15}{2} \right) M_{o1} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t1} \geq 0.70 M_{o1} \\ M_{t1} \geq 0.62 M_{o1} \end{cases}$$

On prend :  $M_{t1} = 0.75 M_{o1}$

**Travées intermédiaires BC :**

$$\begin{cases} M_{t2} + \frac{0.5 + 0.5}{2} M_{o1} \geq \max(1 + 0.3 \times 0.15; 1.05) M_{o1} \\ M_{t2} \geq \left( \frac{1 + 0.3 \times 0.15}{2} \right) M_{o1} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{t2} \geq 0.54 M_{o1} \\ M_{t2} \geq 0.52 M_{o1} \end{cases}$$

## ETUDE D'un plancher

On prend :  $M_{t2} = 0.60 M_{01}$

➤ **Moments en travées :**

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{t1}^u = 0.75 M_{01}^u \longrightarrow M_{01}^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = 889.8 \times \frac{3.10^2}{8} = 1068.87 \text{ daN.m}$$

$$M_{t1}^u = 0.75 \times 1068.87 = 801.65 \text{ daN.m}$$

$$M_{t2}^u = 0.60 M_{01}^u \longrightarrow M_{01}^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = 889.8 \times \frac{3.10^2}{8} = 1068.87 \text{ daN.m}$$

$$M_{t2}^u = 0.60 \times 1068.87 = 641.32 \text{ daN.m}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^{ser} = 0.75 M_{01}^{ser} \longrightarrow M_{01}^{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = 648 \times \frac{3.10^2}{8} = 778.41 \text{ daN.m} \\ M_{t1}^{ser} = 0.75 \times 778.41 = 583.80 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^{ser} = 0.60 M_{01}^{ser} \longrightarrow M_{01}^{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = 648 \times \frac{3.10^2}{8} = 778.41 \text{ daN.m} \\ M_{t2}^{ser} = 0.60 \times 778.41 = 467.04 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Moments en appuis :**

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_A = -0.2 \times M_{01}^u = -0.2 \times 1068.87 = -213.77 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -0.2 \times M_{01}^u = -0.2 \times 1068.87 = -213.771 \text{ daN.m}$$

$$M_B = -0.5 \times M_{02}^u = -0.5 \times 1068.87 = -534.43 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times M_{03}^u = -0.4 \times 1068.87 = -427.54 \text{ daN.m}$$

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

$$M_A = -0.2 \times M_{01}^{ser} = -0.2 \times 778.41 = -155.68 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -0.2 \times M_{01}^{ser} = -0.2 \times 778.41 = -155.68 \text{ daN.m}$$

## ETUDE D'un plancher

---

$$M_B = -0.5 \times M_{02}^u = -0.5 \times 778.41 = -389.20 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times M_{03}^{ser} = -0.4 \times 778.41 = -311.36 \text{ daN.m}$$

**Calcul de l'effort tranchant (T) :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} \mp \frac{M_g + M_d}{2}$$

**ELU :**

➤ **Travée A-B (par exemple)**

$$T_1 = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_A - M_B}{2} = \frac{889.8 \times 3.1}{2} + \frac{213.77 - 534.43}{2} = 1218.86 \text{ daN}$$

$$T_2 = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_A - M_B}{2} = \frac{889.8 \times 3.1}{2} - \frac{213.77 - 534.43}{2} = 1539.52 \text{ daN}$$

**Travée B-C :**

$$T_1 = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_B - M_C}{2} = \frac{889.8 \times 3.1}{2} + \frac{534.43 - 427.54}{2} = 1432.63 \text{ daN}$$

$$T_2 = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_B - M_C}{2} = \frac{889.8 \times 3.1}{2} - \frac{534.43 - 427.54}{2} = 1325.75 \text{ daN}$$

**Travée C-D :**

$$T_1 = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_C - M_D}{2} = \frac{889.8 \times 3.1}{2} + \frac{427.54 - 213.77}{2} = 1486.07 \text{ daN}$$

$$T_2 = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_C - M_D}{2} = \frac{889.8 \times 3.1}{2} - \frac{427.54 - 213.77}{2} = 1272.30 \text{ daN}$$

**ELS**

**Travée A-B :**

## ETUDE D'un plancher

$$T_1 = \frac{q_s \times l}{2} + \frac{M_A - M_B}{2} = \frac{648 \times 3.1}{2} + \frac{155.68 - 389.20}{2} = 887.65 \text{ daN}$$

$$T_2 = \frac{q_s \times l}{2} + \frac{M_A - M_B}{2} = \frac{648 \times 3.1}{2} - \frac{155.68 - 389.20}{2} = 1121.16 \text{ daN}$$

**Travée B-C :**

$$T_1 = \frac{q_s \times l}{2} + \frac{M_B - M_C}{2} = \frac{648 \times 3.1}{2} + \frac{389.20 - 311.36}{2} = 1043.32 \text{ daN}$$

$$T_2 = \frac{q_s \times l}{2} + \frac{M_B - M_C}{2} = \frac{648 \times 3.1}{2} - \frac{389.20 - 311.36}{2} = 965.48 \text{ daN}$$

**Travée C-D :**

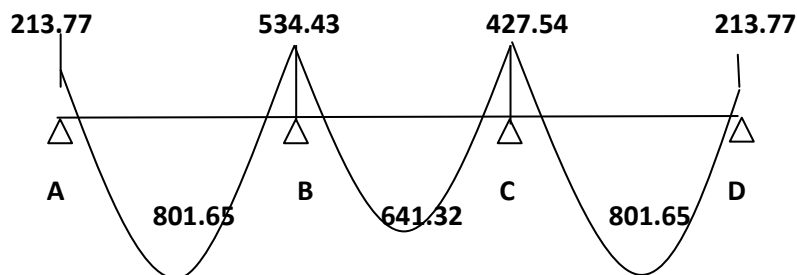
$$T_1 = \frac{q_s \times l}{2} + \frac{M_C - M_D}{2} = \frac{648 \times 3.1}{2} + \frac{311.36 - 155.68}{2} = 1082.24 \text{ daN}$$

$$T_2 = \frac{q_s \times l}{2} + \frac{M_C - M_D}{2} = \frac{648 \times 3.1}{2} - \frac{311.36 - 155.68}{2} = 926.56 \text{ daN}$$

**Diagramme des moments fléchissant :**

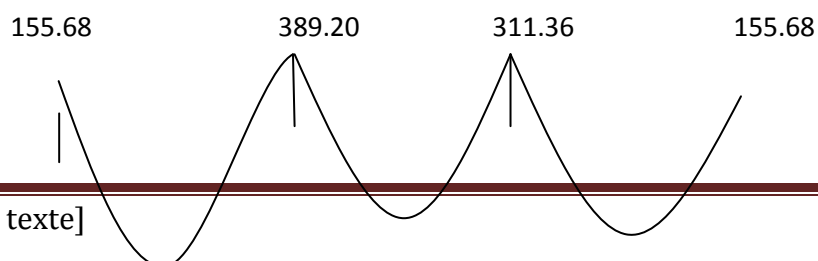
➤ E.L.U

M : en [daN.m]

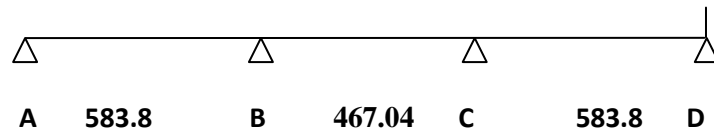


**EL.S :**

M : en [daN.m]



# ETUDE D'un plancher



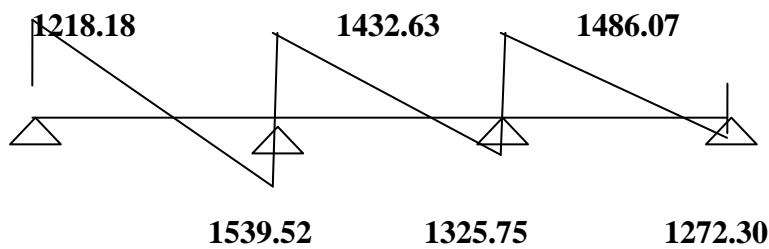
FigIII.8 :Diagramme des moments fléchissant

**ELU :**

**Efforts tranchants :**

$$T = \frac{q_u L}{2} \pm \frac{M_g - M_d}{L}$$

**T** : en [daN]



FigIII.9 :Diagramme des efforts tranchants en ELU.

**E.L.S :**

**Efforts tranchants :**

$$T = \frac{q_u L}{2} \pm \frac{M_g - M_d}{L}$$

**T** : en [daN]

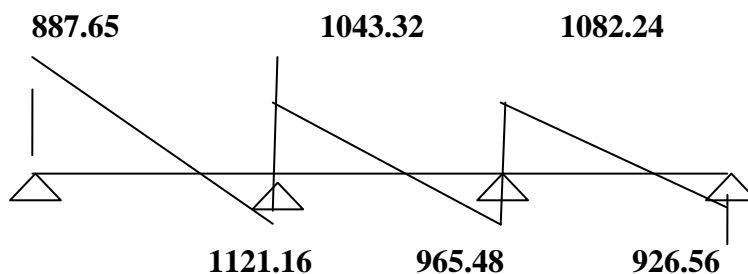


Fig III.10 :Diagramme des efforts tranchants en

**Conclusion :**

## ETUDE D'un plancher

Pour le ferrailage des poutrelles ; on choisira le cas plus défavorable qui donnera les moments fléchissant maximales.

**Etat limite ultime :**

$$M_t^u = 801.56 \text{ daN.m}$$

$$M_a^u = 534.43 \text{ daN.m}$$

**Etat limite service :**

$$M_t^s = 583.80 \text{ daN.m}$$

$$M_a^s = 389.20 \text{ daN.m}$$

$$T_{max} = 1121.16 \text{ daN}$$

### III.3.3.3- Détermination des armatures :

**a. En travées :**

➤ **Etat Limite Ultime :**

$$M_t^u = 801.56 \text{ daN.m}$$

**Vérification de l'étendue de la zone comprimée:**

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

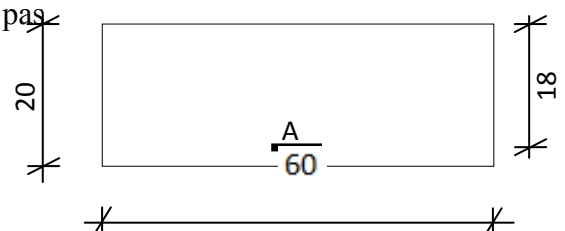
$$M_T = 11.33 \times 60 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 43507.2 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 801.6 \text{ N.m} < M_T = 43507.2 \text{ N.m} \Rightarrow$  la zone comprimée se trouve dans la table de compression, donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h) = (60 \times 20) [\text{cm}^2]$ .

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{801.6}{11.33 \times 60 \times (18)^2} = 0.036 \Rightarrow A'N \text{ existe pas}$$

$$1000 \cdot \varepsilon_s > 1000 \cdot \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$



## ETUDE D'un plancher

---

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.047$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.981$$

### Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8015 \cdot 6}{348 \times 0.981 \times 18} = 1.30 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{1.8}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.30 \text{ cm}^2$$

### Choix des armatures :

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

### ➤ Etat Limite Service :

$$M_t^{ser} = 583.80 \text{ daN.m}$$

### Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36 \times (18 - 4) = -15.6 < 0$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la nervure ⇒ la section de calcul sera une section en T.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15 A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2.36}{12} = 18.95 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30 \cdot A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 + 30 \times 2.36 \times 18}{12} = 170.2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18.95 + \sqrt{(-18.95)^2 + 170.2} = 4.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15 A(d - y_1)^2 = \frac{60 \times 4.06^3 - (60 - 12) \times (4.06 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 2.04)^2$$

$$= 10355.6 \text{ cm}^4 \quad \text{I}$$

$$K = \frac{M_t^{ser}}{I} = \frac{5838}{10355.6} = 0.564$$

## ETUDE D'un plancher

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.564 \times 4.06 = 2.29 \text{ MPa.}$$

### Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s)) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.}$$

### b. En appuis :

#### ➤ Etat Limite Ultime:

$$M_a^u = -534.43 \text{ daN.m}$$

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  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ [cm}^2\text{]}$ .

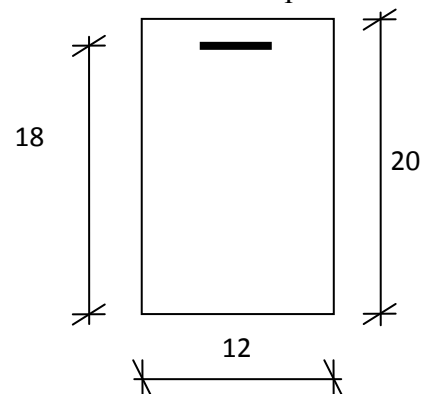
### Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5344.00}{11.33 \times 12 \times (18)^2} = 0.121 \quad \mu = 0.121 < \mu_L = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.162$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.935$$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$



### Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5344.00}{348 \times 0.926 \times 18} = 0.92 \text{ cm}^2$$

### Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{1.8}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.04 \text{ cm}^2.$$

### Choix des armatures :

## ETUDE D'un plancher

1T14  $\longrightarrow$   $A = 1.54 \text{ cm}^2$ .

➤ **E.L.S :**

$M_a^{ser} = - 389.20 \text{ daN.m}$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans  $A'$
- Acier FeE400

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Avec :  $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{543.43}{389.20} = 1.37$

$$\frac{1.37 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.385 > \alpha = 0.189$$

• **Conclusion :**

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

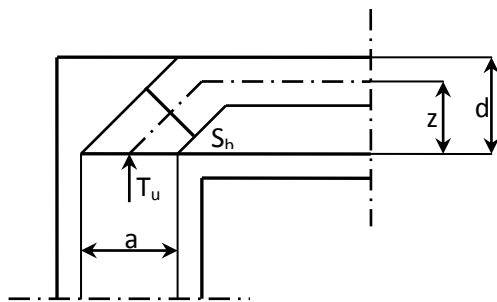
Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

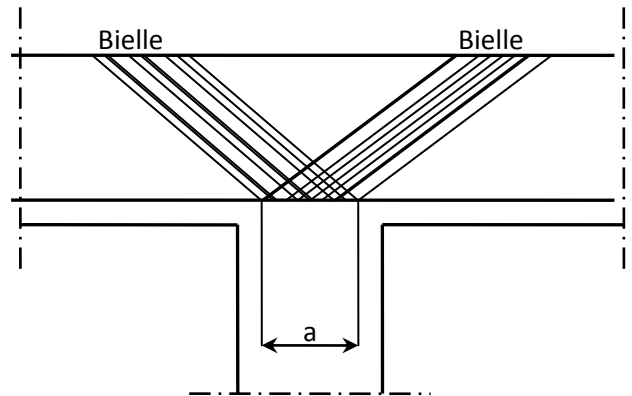
les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

### III.3.3.4- 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.



**Fig III.11.a: Influence de l'effort tranchant sur un appui de rive.**



**.b: Influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire.**

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

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

## ETUDE D'un plancher

Avec :

$$a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_u = 15395.2 \text{ N} \leq 0.267 \times 16.2 \times 12 \times 20 \times 100 = 103809.6 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures:**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_l = 2.36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left( 15395.2 - \frac{8016.5}{0.9 \times 18} \right) \cdot 10^{-2} = 0.43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur  $A_l$ .

**Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{15395.2}{(12 \times 18) \times 100} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \overline{\tau_u} = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.67 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.71 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.67 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne  $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

**Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = 0.57 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow A_t = 2\phi_t \rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

{ K = 1 (flexion simple) et

# ETUDE D'un plancher

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\delta_{r1} \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\delta_{r2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 12 \times 1} = 27.42 \text{ cm}$$

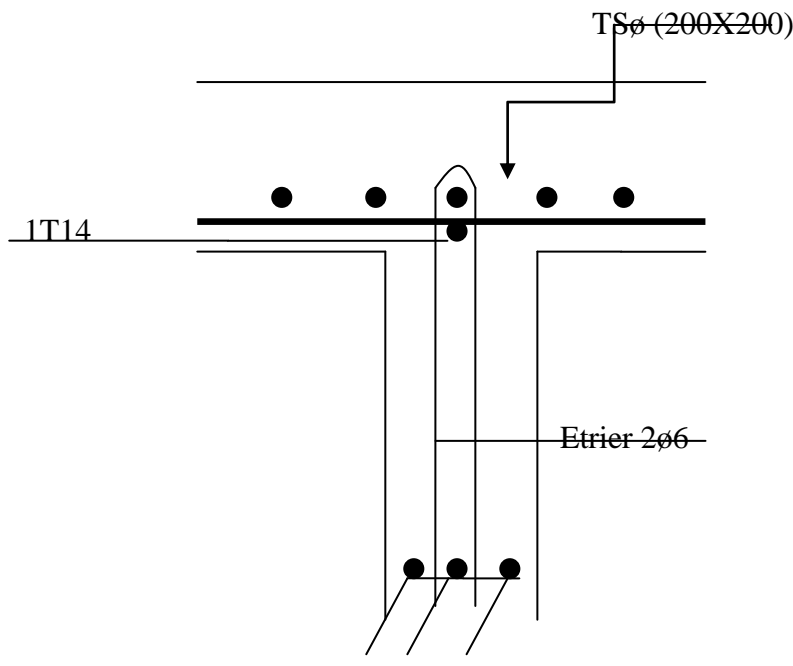
$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{r3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times K}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Donc : } \delta_{r3} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.56 \times 0.8 \times 235}{12 \times (0.71 - 0.3 \times 1.8)} = 51.60 \text{ cm}$$

## Conclusion :

$$\delta_r \leq \min (\delta_{r1} ; \delta_{r2} ; \delta_{r3}) = 16.2 \text{ cm}$$

On adopte



FigIII.12 :ferraillage de poutrelle

### III.3.3.5)-vérification de la flèche :

Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe}$$

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

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{310} = 0.064 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow cv$$

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right) = \frac{20}{310} = 0.064 \geq \frac{1}{10} \left( \frac{583 \cdot 80}{389 \cdot 20} \right) = 0.015 \Rightarrow cv$$

$$\bullet \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} = \frac{1.54}{12 \times 18} = 0.007 \leq \frac{4.2}{235} = 0.02 \Rightarrow cv$$

Une des trois conditions vérifiée  $\Rightarrow$  le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

# CHAPITRE IV

## IV. Etude des éléments secondaires

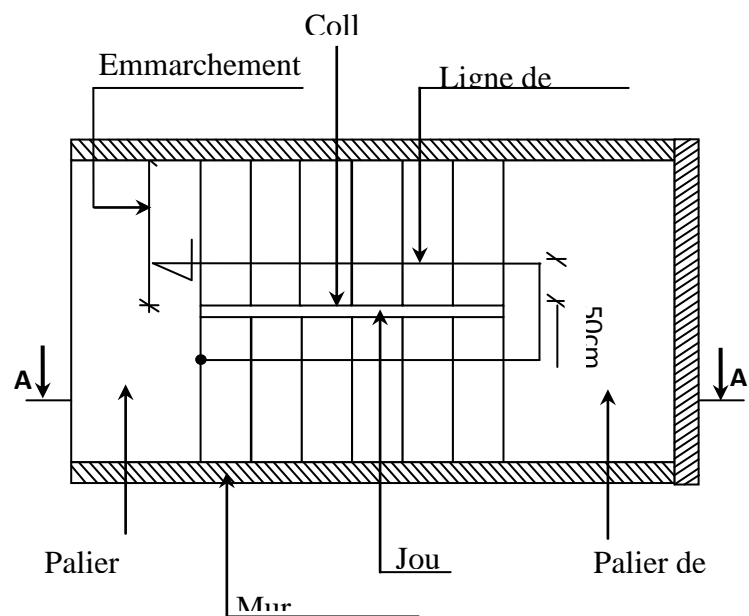
### IV.1. Etude des escaliers :

#### 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.

#### IV.1.2- Eléments constitutifs

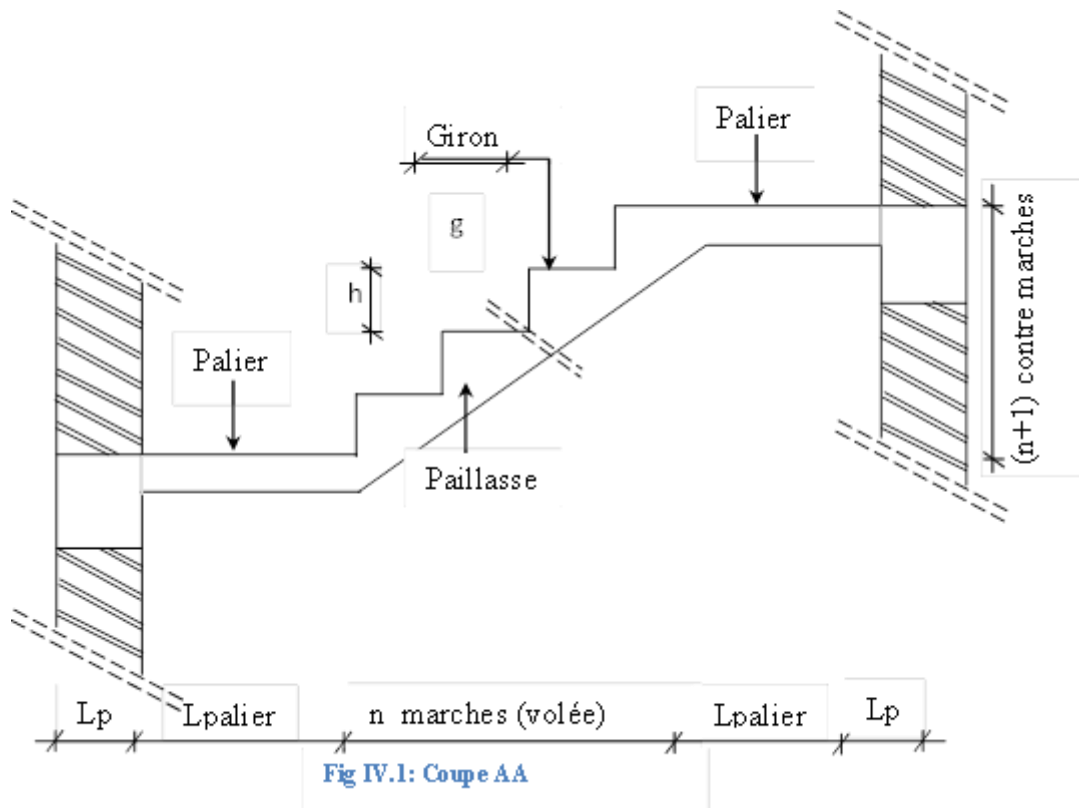


*Fig IV.1 Les éléments constitutifs d'un escalier*

**Emmarchement** : Longueur de la marche :

**g** : Giron (largueur d'une marche) ;

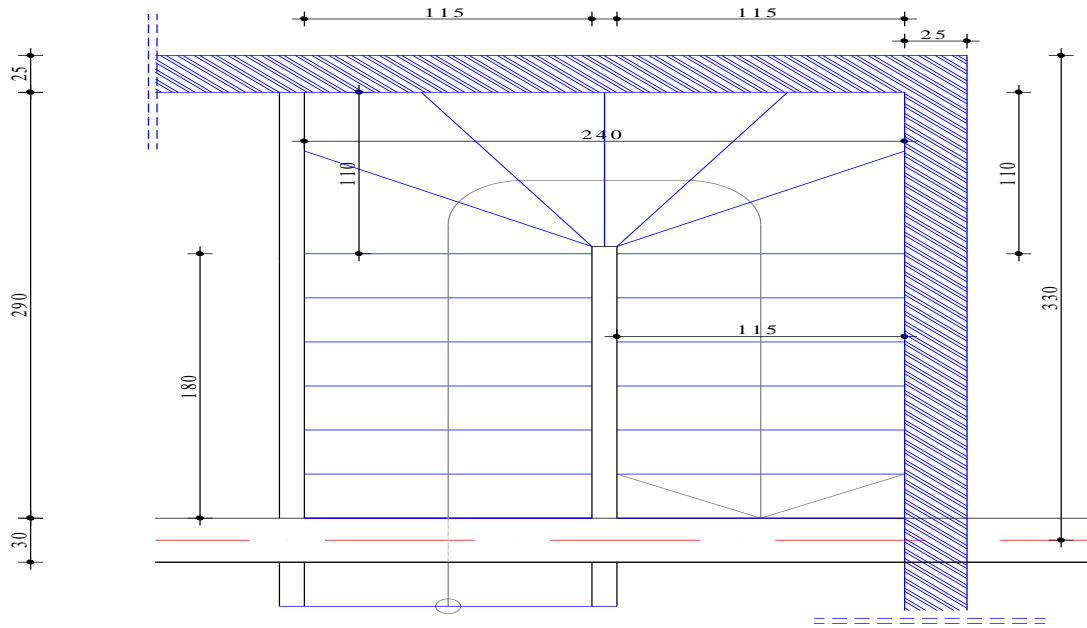
- **h** : Hauteur d'une marche ;
- **Mur d'échiffre** : Mur qui limite l'escalier ;
- **Paillasse** : Plafond qui monte sous les marches :



- **Contre marche** : Partie verticale d'une marche ;
- **Le jour** : Espace entre 2 volées en projection horizontale ;
- **Le collet** : Bord qui limite l'escalier du côté du jour ;
- **Ligne de foulée** : Courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du côté de 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 ce projet, on a un seul type d'escaliers :

- **Escalier à volées avec 2 paliers intermédiaires**
- **IV.1.3- Escalier Type 1: (usage d'habitation)**



**FigVII.2 : Vue en plan de la cage d'escalier**

### IV.1.3.1-Pré-dimensionnement :

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

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} ;$$

$$h = 17\text{cm.} \quad g = 30\text{cm.}$$

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

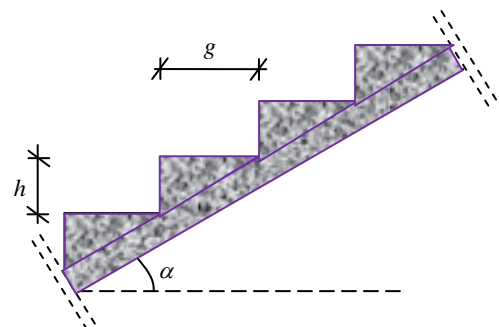
$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \quad \text{Contre marches ; } N_c: \text{ nombre des contre marches.}$$

On aura 20 contre marches (N=11 contre marches pour le volée (1), et N=09 par le volée(2))

(n = N-1 = 9-1 =08 marches par volée(1)),et

(n = N-1 = 09-1 =08 marches par volée(2))



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

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

- **La longueur de la paille (L Paille) :**

$$L_{\text{paille}} = \sqrt{(153^2 + 240^2)} = 285 \text{ cm.}$$

- **L'épaisseur de l'est :**
- $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 285/30 < e < 285/20$   
 $\Rightarrow 9.5 < e < 14.25$

On opte pour une épaisseur d'ép. = 15 cm pour la paille et le palier

4.4.4. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1.5 m d'embranchement.

**Palier :**

**IV.1.3.2- Descente de charges :**

**1-volée :**

**a- Charges permanentes :**

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) .....	104 daN/m <sup>2</sup>
- Revêtement vertical ( $104 \times \frac{h}{\cos \alpha}$ ) .....	58.93 daN/m <sup>2</sup>
- Poids propre des marches ( $2200 \times \frac{h}{2}$ ) .....	187 daN/m <sup>2</sup>
- Poids propre de la paille ( $2500 \times \frac{ep_1}{\cos \alpha}$ ) .....	431.03
daN/m <sup>2</sup>	
- Enduit au ciment ( $18 \times \frac{1.5}{\cos \alpha}$ ) .....	31.03 daN/m <sup>2</sup>

**b- Charges d'exploitation :**

**G = 811.99 daN/m<sup>2</sup>**

Locaux à usage d'habitation ou bureau  $\Rightarrow Q_1 = 250 \text{ daN/m}^2$

**c- Combinaisons fondamentales :**

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

$$q_1^u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 811.99 + 1.5 \times 250 = 1471.19 \text{ daN/m}^2.$$

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

$$q_1^{ser} = G_1 + Q_1 = 811.99 + 250 = 1061.99 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

## Etude des éléments secondaires

---

$$\bar{q}_1^u = q_1^u \times 1.00 = 1471.19 \times 1.00 = 1471.19 \text{ daN/m}_L.$$

$$\bar{q}_1^{\text{ser}} = q_1^{\text{ser}} \times 1.00 = 1061.99 \times 1.00 = 1061.99 \text{ daN/m}_L.$$

### 2-Palier :

#### a- Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) ..... 104 daN/m<sup>2</sup>
- Poids propre du palier (2500 × e<sub>pl</sub>) ..... 375 daN/m<sup>2</sup>
- Enduit au ciment (18 daN/m<sup>2</sup>/cm × 1.5cm) ..... 27 daN/m<sup>2</sup>

#### b- Charges d'exploitation :

$$\mathbf{G_2 = 506 \text{ daN/m}^2}$$

Locaux à usage d'habitation ou bureau ⇒ Q = 250 daN/m<sup>2</sup>.

#### c) Combinaisons fondamentales :

##### Etat limite ultime (ELU) :

$$q_{2u} = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 506 + 1.5 \times 250) \times 1 = 1058.1 \text{ daN/ml.}$$

##### Etat limite service (ELS) :

$$q_{2s} = 506 + 250 = 756 \text{ daN/m}$$

#### Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_2^u = q_1^u \times 1.00 = 1536 \times 1.00 = 1058.1 \text{ daN/m}_L.$$

$$\bar{q}_2^{\text{ser}} = q_1^{\text{ser}} \times 1.00 = 1110 \times 1.00 = 756 \text{ daN/m}_L.$$

#### Schéma statique :

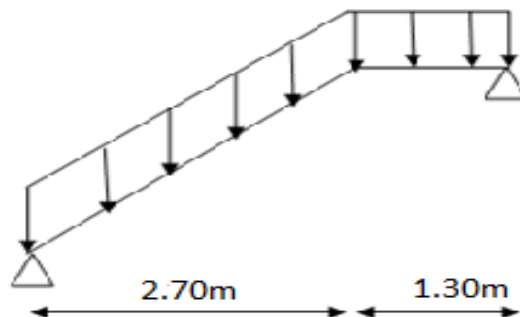
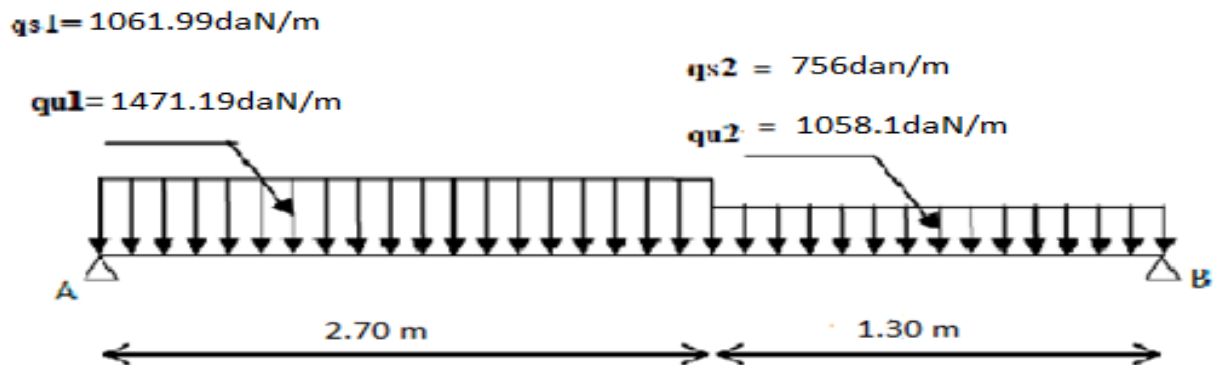


Schéma d'escalier sous charge



FigIII.3 :Schéma statique (ELU et ELS)

Etat limite ultime (ELU) :

Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 2855.11 \text{ daN}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 2.7 + q_2^u \times 1.3$$

$$R_A + R_B = 1536 \times 2.7 + 1471.18 \times 1.3 \Rightarrow R_A + R_B = 6059.73 \text{ daN}$$

$$\sum M_{/B} = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^u \times 2.7 \times \left(\frac{2.70}{2} + 1.30\right) + q_2^u \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2}\right)}{4}$$

$$R_A = \frac{1471.19 \times 2.70 \times \left(\frac{2.70}{2} + 1.30\right) + 1058.1 \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2}\right)}{4} \Rightarrow R_A = 2855.11 \text{ daN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{q_1^u \times 2.70 \times \left(\frac{2.70}{2}\right) + q_2^u \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2} + 2.70\right)}{4}$$

## Etude des éléments secondaires

---

$$R_B = \frac{1471.19 \times 2.70 \times \left(\frac{2.70}{2}\right) + 1058.1 \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2} + 2.70\right)}{4} \Rightarrow R_B = 2492.63 \text{ daN}$$

**Vérification :**

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 2.7 + q_2^u \times 1.3$$

$$2855.11 + 2492.63 = 11471.19 \times 2.7 + 1058.1 \times 1.3 \Rightarrow R_A + R_B = 5347.74 \text{ daN}$$

**Etat limite service (ELS) :**

**Calcul des réactions :**

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^s \times 2.7 + q_2^s \times 1.3$$

$$R_A + R_B = 1110 \times 2.7 + 1061.99 \times 1.3 \Rightarrow R_A + R_B = 4377.59 \text{ daN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^s \times 2.7 \times \left(\frac{2.70}{2} + 1.30\right) + q_2^s \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2}\right)}{4}$$

$$R_A = \frac{1061.99 \times 2.70 \times \left(\frac{2.70}{2} + 1.30\right) + 756 \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2}\right)}{4} \Rightarrow R_A = 2059.34 \text{ daN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$R_B = \frac{q_1^s \times 2.70 \times \left(\frac{2.70}{2}\right) + q_2^s \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2} + 2.70\right)}{4}$$

$$R_B = \frac{1061.99 \times 2.70 \times \left(\frac{2.70}{2}\right) + 756 \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2} + 2.70\right)}{4} \Rightarrow R_B = 1790.83 \text{ daN}$$

**Vérification :**

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_{s1} \times 2.7 + q_{s2} \times 1.3$$

$$2059.34 + 1790.83 = 1061.99 \times 2.7 + 756 \times 1.3 = 3850.17$$

**Les sections :**

**ELU :**

**Section 1 :  $0 \leq x \leq 2.7$**

$$T(x) = R_A - q_1 \cdot x = 2885.11 - 1471.19 \cdot x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 2855.11 \\ T(2.7) = -1117.10 \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot x^2 / 2$$

$$M(x) = 2855.11 \cdot x - 735.595x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(2.7) = 2346.31 \end{array} \right.$$

**Section 2 :**  $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$

$$T(x) + R_B - q_2 \cdot x = 0$$

$$T(x) = q_2 \cdot x - R_B = 1058.1 \cdot x - 2492.63$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = -2492.63 \\ T(1.3) = -1117.1 \end{array} \right.$$

$$M(x) + q_2 \cdot x^2 / 2 - R_B \cdot x = 0$$

$$M(x) = R_B \cdot x - q_2 \cdot \left( \frac{x^2}{2} \right)$$

$$M(x) = 2492.63x - 529.05x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1.3) = 2346.32 \end{array} \right.$$

**ELS :**

**Section 1-1 :**  $0 \leq x \leq 2.7 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_s \cdot 1 \times x$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_s \cdot 1 \times x = 2059.34x - 1061.99x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 2059.35 \\ T(2.7) = -808.03 \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1^s \cdot x^2$$

$$M(x) = 2059.34x - 530.99x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(2.7) = 1689.30 \end{array} \right.$$

**Section 2-2 :**  $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$

$$T(x) + R_B - q_2^s = 0$$

$$T(x) = q_2^s \cdot x - R_B = 756x - 1790.83$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = -1790.83 \\ T(1.3) = -808.03 \end{array} \right.$$

$$M(x) = q_2^s \left( \frac{x}{2} \right) \cdot x - R_B \cdot x = 0$$

$$M(x) = R_B \cdot x - q_2^s \left( \frac{x^2}{2} \right) = 1790.83x - 378x^2$$

$$M(x) = 2492.63x - 529.05x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1.3) = 1689.26 \end{array} \right.$$

**Calcul du moment fléchissant maximal :**

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 2855.11 - 1471.19 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 1.94 \text{ m}$$

$$M(x) = 2770.43 \text{ daN.m}$$

**Ferraillage :**

**Moment En travée : ELU**

$$M_{tu} = 0.80 M_{\max} = 2770.43 * 0.8 = 2216.34 \text{ daN.m}$$

**Moment en Appuis :**

$$M_{au} = -0.40 M_{\max} = -2770.43 * 0.4 = -1108.17 \text{ daN.m}$$

**Moment En travée : ELS**

$$M_{ts} = 0.80 M_{\max} = 1996.64 * 0.8 = 1597.31 \text{ daN.m}$$

**Moment en Appuis :**

$$M_{as} = -0.40 M_{\max} = -1996.64 * 0.4 = -798.66 \text{ daN.m}$$

**Les données :**

**Matériaux :**

Béton :  $f_{c28} = 20 \text{ MPA}$

Acier : FeE400

Coffrage :  $b = 1 \text{ m}$ ,  $h = 0.15 \text{ m}$ ,  $d = 0.135 \text{ m}$ ,  $c = c' = 0.02 \text{ m}$

**En travée :**

$$M_t = 22.16 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0.107 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.142$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.801$$

$$A_t = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{22163}{0.801 \times 348 \times 13.5} = 5.89 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures:**

$$A_t = 6.79 \text{ cm}^2 = 6T12$$

Espacement = 16 cm

**Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

**On adopte:**  $A_r = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{T8}$

**En appuis:**

$$M_{ua} = 0.4M_{max} = 1108.17 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0,054 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,069$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,972$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{11081.7}{0.972 \times 348 \times 13,5} = 2.43 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ast = 4.52 cm<sup>2</sup> = 4T12**

Espacement = 25 cm

**Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ar = 4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**

#### 4.4.6. Vérification à l'ELU :

**Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_{TT} = 5.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 4.52 \text{ cm}^2$$

} **Condition vérifiée**

**Espacement des barres:**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

**Armatures principales :**

$$S_t \leq \min \{2h; 25\text{cm}\} \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min \{30; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

} **Condition vérifiée**

### Armatures de répartition:

$$St \leq \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$St \leq \{45 ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } St = 25 \text{ cm} \leq 33$$

} **Condition vérifiée**

### 1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211) :

La fissuration est préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 28.55 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{2855.11}{100 \cdot 135} = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

### Vérification d'adhérence des barres: (BAEL91/ Art 6.1, 3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u}$$

$\sum u$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{2855.11}{0.9 \cdot 135 \cdot 150.72} = 1.56 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5 \times 1.56 = 1.40 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1.40 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

### 2. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23) :

#### Armatures longitudinales :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 1.8 = 2.43 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 \cdot 400}{4 \cdot 2.43} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 50 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :  $l_c = 0.4 \cdot l_s$  (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \cdot 50 = 20 \text{ cm}$$

**Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 1.8 = 2.43 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 \cdot 400}{4 \cdot 2.43} = 411.52 \text{ mm} = 41.15 \text{ cm}$$

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

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :  $l_c = 0.4 \cdot l_s$  (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \cdot 40 = 18 \text{ cm}$$

### 3. Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \tau = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \cdot 20}{1.5} = 0.93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{28551.1}{1000 \cdot 135} = 0.21$$

Donc condition est vérifiée.

### 3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL 99 Art AS .1.313) :

**Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{\max}}{b a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_{u \max} = 0.26 a b f_{c28}$$

Avec:

a: désigne la longueur d'appui égale  $0.9d$

$$a=0,9d = 0,9*(135) = 121,5 \text{ mm}$$

$$V_u \text{ max} \leq 0,267 \times 121,5 \times 1000 \times 20 = 811012,5 \text{ N}$$

$$D'où: V_u \text{ max} = 22,27 \text{ KN} \leq 811012,5 \text{ KN.}$$

**Condition vérifiée.**

#### 4.4.7. Vérification à l'ELS :

**Aux travées :**

**Vérification des contraintes dans le béton:** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

**Position de l'axe neutre:**

$$(b/2)*y_1^2 - 15*As*(d-y_1) = 50y_1^2 + 67,8y_1 - 915,3$$

$$y_1 = 4,35 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = (b*Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (100*4,35^3)/3 + 15*4,52*(13,5-4,35)^2 = 8420,15 \text{ cm}^4.$$

**Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I)*y_1 = (15973/8420,15)*4,35 = 14,42 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 14,42 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

**Condition vérifiée**

**Aux appuis:**

**Vérification des contraintes dans le béton:** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 \times 20 = 12 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I)*y_1 = (7986,6/8420,15)*4,35 = 4,13 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4,13 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

**Condition vérifiée.**

## 1. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{4} = 0.038$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

**Condition non vérifiée.**

La première condition n'est pas vérifiée.

$$F = \frac{M.l^2}{10.E_v.IF_v} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f \leq \bar{f} = 1 / 500 \quad (L \leq 5\text{m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$IF_v = \frac{bh^3}{12} = \frac{1*0.15^3}{12} = 0,000281\text{cm}^4$$

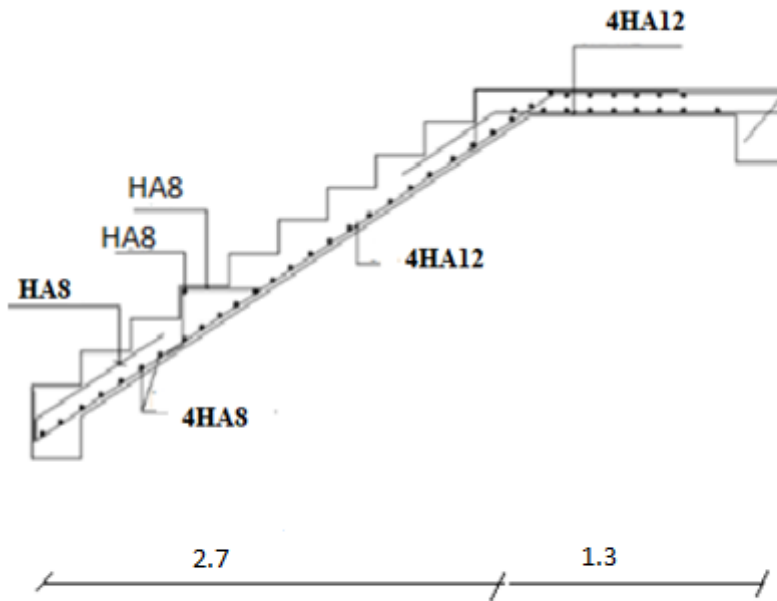
$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{20} = 10043.45 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 2770.43 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{Ml^2}{10*E_v*IF_v} = \frac{2770.43*3,8^2}{10*10043.45*10^6*0,000281} = 0.054\text{cm}$$

$$f = 0.054 \text{ cm} < \bar{f} = 0.78 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée**



**Figure IV.4: Schéma de ferraiage**

### Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 2855 \cdot 11 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{28551 \cdot 1}{100 \times 13.5 \times 100} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$$

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

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

### IV.2- Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « Q ».

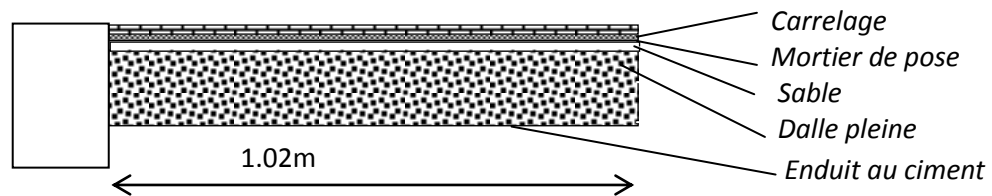
Dans notre structure ; on a plusieurs types des balcons :

### IV.2- Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « Q ».

Dans notre structure ; on a plusieurs types des balcons :

➤ **de Exemple calcul** : balcon type 01 :



**Figure IV.5 : Coupe du balcon**

#### 2.1- Descente de charges :

##### a. Charges permanentes:

1-Carrelage + mortier de pose + sable .....	104 daN/m <sup>2</sup>
2-Dalle pleine en béton armé (15cm) 2500×0,15 .....	375 daN/m <sup>2</sup>
3-Enduit au ciment (1.5cm) (18daN/m <sup>2</sup> /cm) .....	27 daN/m <sup>2</sup>

---

**G = 506 daN/m<sup>2</sup>**

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{G} = G \times 1.00 = 506 \text{ daN} / m_L$$

#### Calcul de la charge due au poids du mur rideau :

$$Q_{M1} = G_m \cdot h \cdot 1$$

Epaisseur du mur :  $e = 10 \text{ cm} \Rightarrow G_m = 75 * 2 + 18 * 1.4 = 175.20 \text{ daN} / m^2$

Hauteur du mur :  $h = 3.05 - 0.2 = 2.85 \text{ m} \Rightarrow Q_{M1} = 175.20 * 2.85 = 499.32 \text{ daN} / m_L$

##### b. Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage commercial :  $Q = 150 \text{ daN} / m^2$

Pour une bande de 1m de largeur :

## Etude des éléments secondaires

$$\bar{q} = Q \times 1.00 = 150 \text{ daN/m}_L.$$

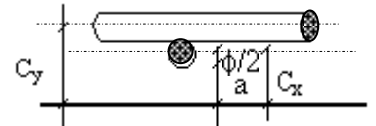
Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme peu nuisible  $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$ .

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L.91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{avec : } h_d = 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

Donc ; on prendra :  $\phi = 12 \text{ mm}$ .



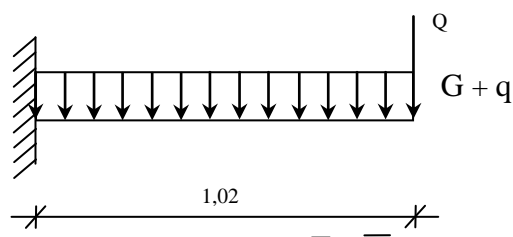
### Calcul de l'enrobage :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \quad \begin{cases} C_x = (10 + \frac{12}{2}) \text{ mm} = 16 \text{ mm} \\ C_y = (10 + 12 + \frac{12}{2}) \text{ mm} = 28 \text{ mm} \end{cases}$$

### Hauteur utile :

$$dx = h_d - C_x = 15 - 1.6 = 13.4 \text{ cm}$$

$$dy = h_d - C_y = 15 - 2.8 = 12.2 \text{ cm}$$



**Fig.IV.6:** Schéma statique du balcon

### Moments fléchissant :

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

$$M_u = - \left[ 1,35 \frac{G}{2} + 1,5 q \right] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times Q \times L \times 1.00 = - \left[ 1,35 \times 506 + 1,5 \times 150 \right] \frac{1.02^2}{2} - 1.35 \times 499.32 \times 1.02$$

$$M_u = -1159.95 \text{ daN.m}$$

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

$$M_{ser} = -\left[\overline{G} + \overline{q}\right] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1.00 = -[506 + 150] \frac{1.02^2}{2} - 499.32 \times 1.02$$

$$M_{ser} = -850.56 \text{ daN.m}$$

**2.2- Calcul du ferrailage :**

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

$$M_u = -1159.95 \text{ daN.m}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11599.5}{11.33 \times 100 \times 13.5^2} = 0.056$$

$$\mu = 0.056 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.072$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.971$$

**Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11599.5}{348 \times 0.971 \times 13.5} = 2.54 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

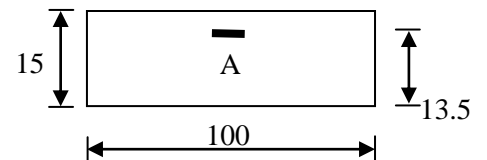
$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_a = \max(A_a; A_{min}) \Rightarrow A = 2.54 \text{ cm}^2 / m_L$$

**Choix des armatures :**

$$3T12/m_L \longrightarrow \blacktriangle = 3.39 \text{ cm}^2 / m_L.$$

$$(T12 \longrightarrow e = 33.33 \text{ cm}).$$



**Fig IV.7 : Section du calcul**

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

$$M_{ser} = -850.56 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A'
  - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Avec :  $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{1159.95}{85056} = 1.36$

$$\frac{1.36 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.38 > \alpha = 0.072 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$
  - Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )
- $$\Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

### IV.2.3- Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{max} = (1.35G + 1.5q).L + 1.35Q$$

$$= (1.35 \times 506 + 1.5 \times 150) \times 1.02 + 1.35 \times 499.32$$

$$T_u^{max} = 1600.34 \text{ daN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{16003.4}{(100 \times 13.5) \times 100} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.05 \times f_{c28} = 1 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

- $\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1 \text{ MPa}$
  - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- $$\Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

### IV.2.4- Calcul du flèche :

Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$

Vérification si la flèche est nécessaire:

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{20} \Rightarrow 0.15 > 0.05 \Rightarrow \text{C.V.}$

## Etude des éléments secondaires

$$\bullet \quad \rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{100 \times 13.5 \times 100} = 0.000025 < \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow C.V.$$

### Type 02:

c. Charges permanentes:

1-Carrelage + mortier de pose + sable .....	104 daN/m <sup>2</sup>
2-Dalle pleine en béton armé (15cm) 2500×0,15 .....	375 daN/m
3-Enduit au ciment (1.5cm) (18daN/m <sup>2</sup> /cm) .....	27 daN/m <sup>2</sup>

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\mathbf{G = 506 \text{ daN/m}^2}$$

$$\bar{G} = G \times 1.00 = 506 \text{ daN / m}_L$$

• Calcul de la charge due au poids du mur rideau :

$$Q_{M1} = G_m \cdot h \cdot 1$$

Epaisseur du mur :  $e = 10 \text{ cm} \Rightarrow G_m = 75 \cdot 2 + 18 \cdot 1.4 = 175.20 \text{ daN / m}^2$

Hauteur du mur :  $h = 3.05 - 0.2 = 2.85 \text{ m} \Rightarrow Q_{M1} = 175.20 \cdot 2.85 = 499.32 \text{ daN / m}_L$

d. Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage commercial :  $Q = 150 \text{ daN / m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q = Q \times 1.00 = 150 \text{ daN/m}$$

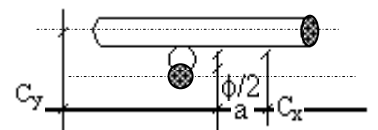
Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme peu nuisible  $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$ .

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L.91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{avec : } h_d = 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

Donc ; on prendra :  $\phi = 12 \text{ mm}$ .

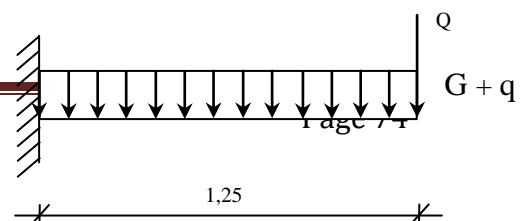


• Calcul de l'enrobage :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \quad \begin{cases} C_x = (10 + \frac{12}{2}) \text{ mm} = 16 \text{ mm} \\ C_y = (10 + 12 + \frac{12}{2}) \text{ mm} = 28 \text{ mm} \end{cases}$$

Hauteur utile :

[Tapez un texte]



$$dx = h_d - Cx = 15 - 1.6 = 13.4 \text{ cm}$$

$$dy = h_d - Cy = 15 - 2.8 = 12.2 \text{ cm}$$

—  
— —

### Moments fléchissant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = - \left[ 1.35 \overline{G} + 1.5 \overline{q} \right] \frac{L^2}{2} - 1.35 \times Q \times L \times 1.00 = - \left[ 1.35 \times 506 + 1.5 \times 150 \right] \frac{1.25^2}{2} - 1.35 \times 499.32 \times 1.25$$

$$M_u = -1681.48 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{ser} = - \left[ \overline{G} + \overline{q} \right] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1.00 = - \left[ 506 + 150 \right] \frac{1.25^2}{2} - 499.32 \times 1.25$$

$$M_{ser} = -1136.65 \text{ daN.m}$$

### IV.2.2- Calcul du ferrailage :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -1681.48 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1681.48}{11.33 \times 100 \times 13.5^2} = 0.081$$

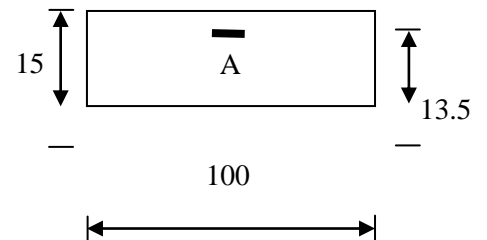
$$\mu = 0.081 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

calcul

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.075$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.97$$



**Fig IV.2.3 :** Section du

- **Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{16814 \cdot 8}{348 \times 0.971 \times 13.5} = 3.68 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_a = \max(A_u; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 3.68 \text{ cm}^2 / m_L$$

- **Choix des armatures :**

$$4T12/m_L \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2 / m_L.$$

$$(T12 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

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

$$M_{ser} = -1136.65 \text{ daN} \cdot m$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{1681.48}{1136.65} = 1.48$$

$$\frac{1.36 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.38 > \alpha = 0.072 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion :**

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$
  - Fissuration peu nuisible
- }  $\Rightarrow$  les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour ( ))

### $\sigma_s$ IV.2.3- Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = (1.35G + 1.5q).L + 1.35Q$$

$$= (1.35 \times 506 + 1.5 \times 150) \times 1.25 + 1.35 \times 499.32$$

$$= 1809.21 \text{ daN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{18092.1}{(100 \times 13.5) \times 100} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1 \text{ MPa}$$

(Fissuration peu nuisible)

- $\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$  }  $\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires
- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

### IV.2.4- Calcul du flèche :

Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$

- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$

Vérification si la flèche est nécessaire:

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{20} \Rightarrow 0.15 > 0.05 \Rightarrow C.V.$

- $\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13.5 \times 100} = 0.000033 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow C.V.$

❖ **Conclusion :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

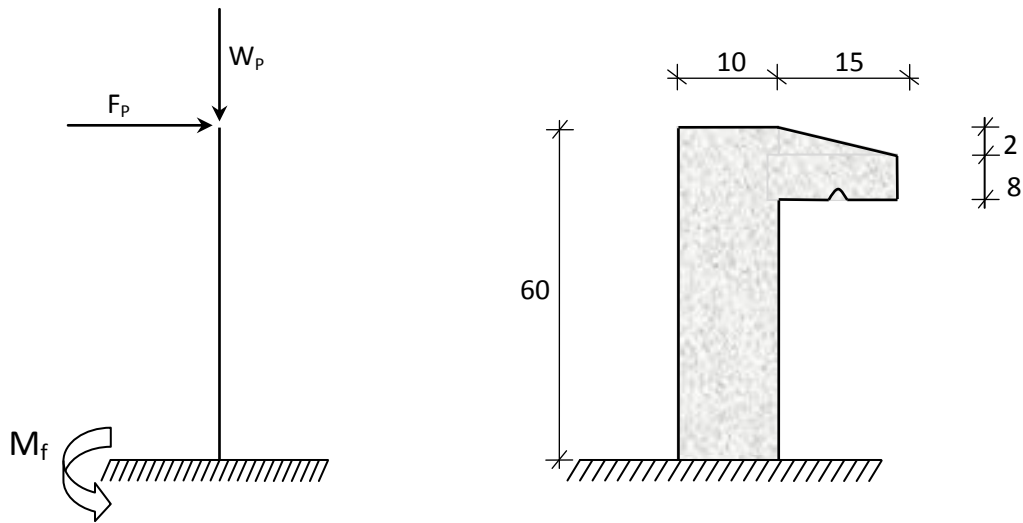
## IV. 3- Etude de l'acrotère :

### IV.3.1- Définition :

## Etude des élément secondaires

L'acrotère est un élément en béton armé qui coiffe la toiture, il a pour rôle :

- protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale et
- la sécurité des gens, personnes.



**FigIV.8** : Dimension de l'acrotère

### IV.3.2- Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encadrée à sa base au plancher terrasse.

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre  $W_p$  et un moment dû à une force horizontale  $F_p$  donnée par le R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3).

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

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.

$$W_p = V \cdot \rho = \left[ (0.6 \times 0.1) + \frac{(0.10 + 0.08) \times 0.15}{2} \right] \times 1 \times 2500 \quad \Rightarrow W_p = 183.75 \text{ daN.m}$$

- La force horizontale:  $F_p$  [R.P.A.99 (version 2003) (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 :

$$A = 0.25 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone III)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 183.75$$

$$F_p = 147 \text{ daN}$$

- Effort normal et moment fléchissant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} N_u = 1.35 W_p \\ M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 183.75 \\ M_u = 1.5 \times 147 \times 0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 248.06 \text{ daN} \\ M_u = 132.3 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S)

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 183.75 \text{ daN} \\ M_{ser} = 88.2 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

### IV.3.4- Détermination de la section des armatures :

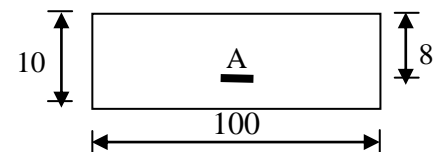
Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est  $(100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

- Position du point d'application de l'effort normal : (N)

➤ **État limite ultime (E.L.U.) :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{132.3}{248.06} = 0.53 \text{ m}$$

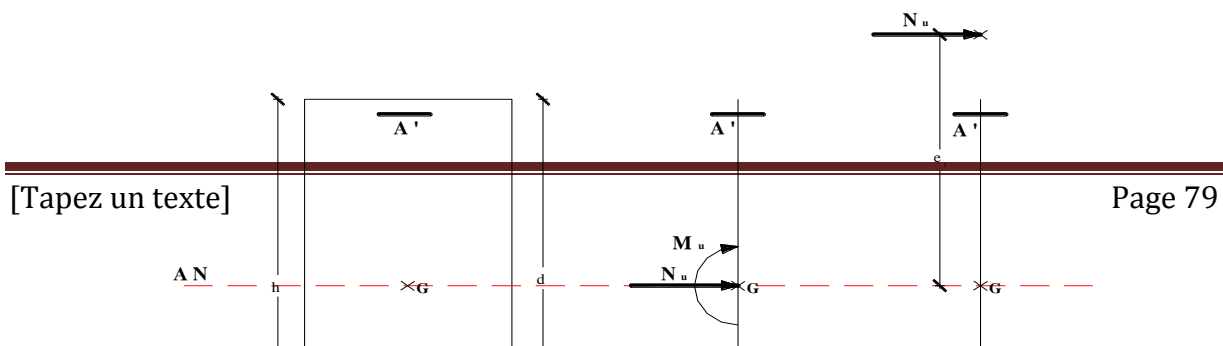
$$e_0 = 0.53 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$



Section du calcul

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs  $M_f$  calculé par rapport aux armatures tendues.



**Fig. IV.9:**Position du point d'application de l'effort normal Nu

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left( e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 248.06 \times \left( 0.53 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 138.91 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{138.91}{11.33 \times 100 \times 8^2} = 0.0019$$

$$\mu = 0.0019 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.0023$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.999$$

- **Détermination des armatures:**

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{138.91}{348 \times 0.999 \times 8} = 0.049 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.049 - \frac{248.06}{100 \times 348} = 0.04 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A_f = A/4 = 0.04/4 \quad A_r = 0.01 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité): [ B.A.E.L.91 ]**

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la

## Etude des éléments secondaires

---

section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0.25 \% \cdot S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- **Choix des armatures:**

$$5\text{T}10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

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

$$e \leq \min(25; 2 \times 10) \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}.$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- **Choix des armatures:**

$$5\text{T}8/\text{m}_L \longrightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

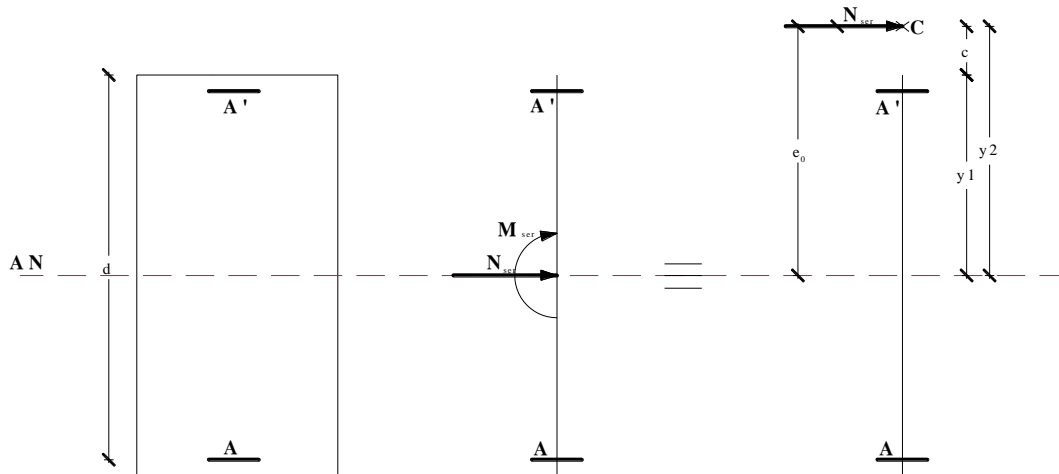
$$(\text{T}8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{88.2}{183.75} = 0.48 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.38 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression  $N_{\text{ser}}$  se trouve en dehors de la section ⇒ la section est partiellement comprimée (S.P.C).



**Fig. IV.10:** Position du point d'application de l'effort normal  $N_s$

- **Détermination des contraintes :**

- **C** : Centre de pression (point d'application) ;
- **c** : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et
- **$y_2$**  : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

$N$  est un effort de compression  $\Rightarrow y_2 > 0$ .

C se trouve à l'extérieur de la section  $\Rightarrow c$  sera considéré comme négatif.

- **Calcul des contraintes :**

$$p = -3c^2 - \frac{90 A'}{b} (c - d') + \frac{90 A}{b} (d - c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 38.4 - \frac{10}{2} = 33.4 \text{ cm} \Rightarrow c = -33.4 \text{ cm}$$

$$p = -3 \times (-33.4)^2 + \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 33.4)$$

$$p = -3200.25$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90 A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-33.4)^3 - \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 33.4)^2$$

$$q = 68457.13$$

$$y_2 \text{ est la solution de l'équation } y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 3200.25 y_2 + 68457.13 = 0$$

Dont la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (68457.13)^2 + \frac{4}{27} \times (-3200.25)^3 = -169269341 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 68457.13}{2 \times (-3200.25)} \times \sqrt{\frac{-3}{-3200.25}} = -0.98 \Rightarrow \varphi = 169.24^\circ \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{3200.25}{3}} = 65.32 \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 65.32 \times \cos(56.41) = 36.13 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = -65.19 \text{ cm} \end{cases}$$

$$y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 29.06 \text{ cm}$$

$$y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23}) = 36.13 \text{ cm}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 2.73 < 10 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{D'où : } y_1 = 2.73 \text{ cm}$$

• **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.73)^2}{2} - 15 \times 3.93 \times (8 - 2.73) = 61.98 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837.5}{100 \times 61.98} = 0.30$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.30 \times 2.73 = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.30 \times (8 - 2.73) = 23.44 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \text{ Avec : } \text{FeE 400} \Rightarrow \eta = 1.6 \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

Donc :  $\overline{\sigma_s} = \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 1.8} \right) = 187 \text{ MPa}$

$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$

• **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

**IV.3.5- Vérification des contraintes de cisaillement :**

$T_u^{\max} = 1.5 F_p = 1.5 \times 117.6 = 176.4 \text{ daN}$

$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{1764}{100 \times 8 \times 100} = 0.022 \text{ MPa}$

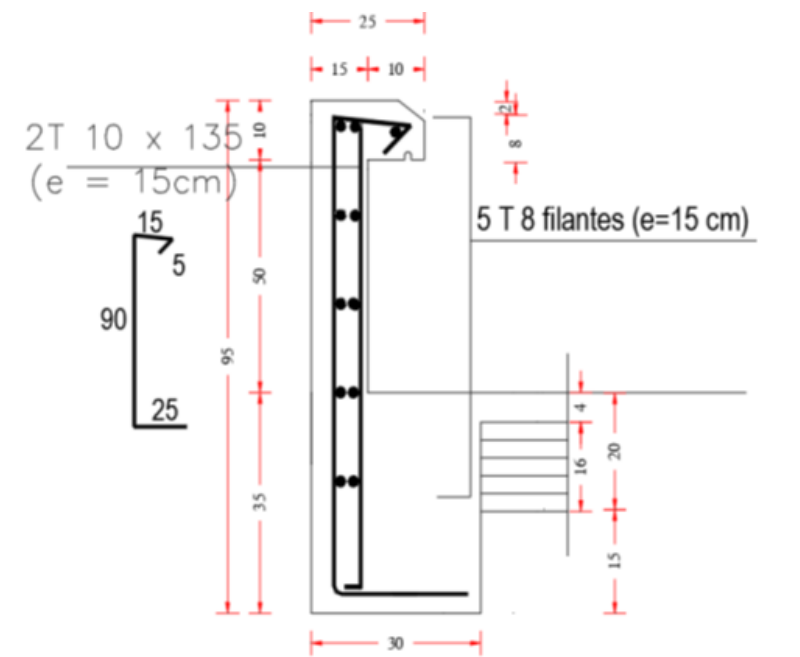
$\overline{\tau_u} = 0.05 \times f_{c28} = 1 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.022 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1 \text{ MPa}$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage }  $\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**Remarque :**

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.



**Schéma de ferrailage de l'acrotère.**

# CHAPITRE V

## V. Etude sismique

### V.1-Introduction :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces dernières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort sismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [R.P.A.99 (version2003)]

### V.2-Méthodes de calcul :

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente et
- Méthode dynamique modale spectrale.

#### V.2.1-Méthode statique équivalente :

##### ➤ Principe de la méthode :[RPA99 (version 2003)/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone ;

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

**Q** : Facteur de qualité ;

**R** : Coefficient de comportement et

**W** : Poids total de la structure.

##### ➤ Condition d'application :[RPA 99 (version 2003)/4.1.2]

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- **Régularité en plan : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]**

1. Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

- **Régularité en élévation : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.b]**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupe.

Zone IIa : Groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

Groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**le calcul se fait par le logiciel « Auto desk Robot Bat 2010 »**).

## V.2.2-Méthode dynamique :

### ➤ Principe :

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

### ➤ **Modélisation :**

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

### ➤ **Présentation du logiciel :**

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant  $M$ , efforts tranchants  $T$ , efforts normaux, contraintes  $\sigma$ ...)

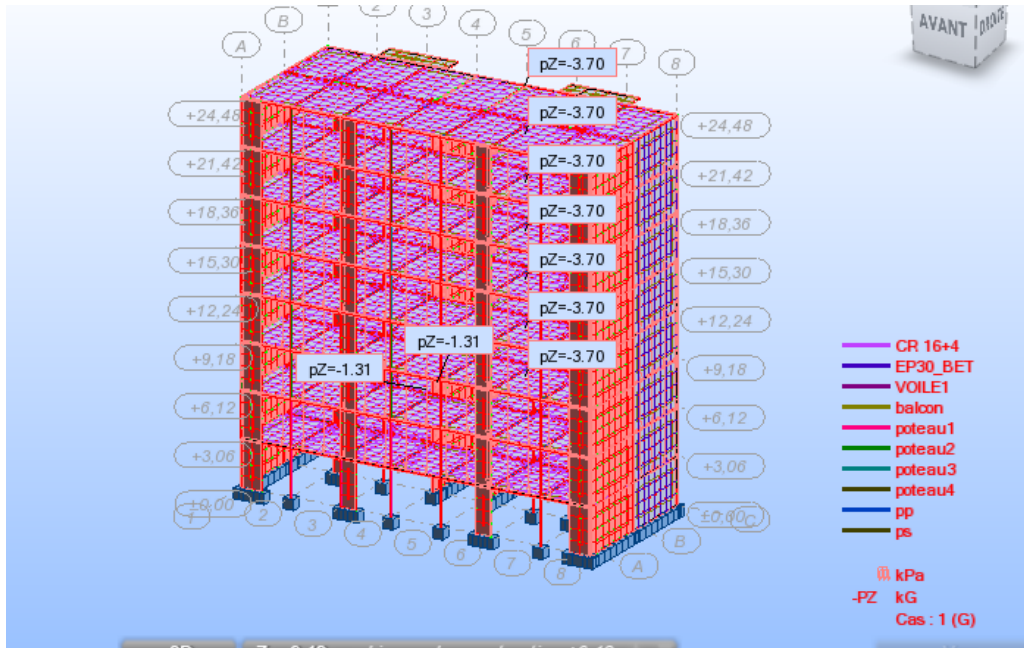
### **V.3-Etapes de modélisation :**

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du RobotBat (voir figure VI.1) :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle pleine par panneau.

- Introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton (voir chapitre I)
- Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduit les conditions aux limites



**Fig.V.1:Interface du Robot Bat**

- **Détermination des charges :** pour notre cas, on a trois types :
  - Charge permanente G: contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
  - Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
  - Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).
- **Détermination des combinaisons de charges :**
  - 1)  $1.35G + 1.5Q$
  - 2)  $G + Q$
  - 3)  $0.8G + E$
  - 4)  $0.8G - E$
  - 5)  $G + Q + E$
  - 6)  $G + Q - E$
  - Vérification des erreurs ;
  - Lancement de l'analyse ;
  - Interprétation des résultats.
- **Détermination du spectre de réponse :**

Zone	:	IIa
Usage	:	2
Assise	:	$S_3$
Coefficient de qualité	:	1.200

## Etude sismique

---

Coefficient de comportement : 4.000  
Amortissement : 7.00 %

### V.4-interprétation des résultats :

#### V.4.1-Vérification la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_{\text{obtenue}}$  par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V.

##### ➤ Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone ;

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

**Q** : Facteur de qualité ;

**R** : Coefficient de comportement et

**W** : Poids total de la structure ;

##### ➤ Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

##### ➤ Coefficient de correction d'amortissement :

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

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où :  $\xi$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le **tableau (4.2)**

$$\Rightarrow \xi = 7\%$$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

##### ➤ Période caractéristique T2 :

Site meuble ( $S_3$ )  $\Rightarrow T_2 = 0.50s$  (Tableau 4.7)

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

##### ➤ Période fondamentale :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

**h<sub>N</sub>** : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 34.34m et

**C<sub>T</sub>** : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

## Etude sismique

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA

$$\Rightarrow C_T = 0.05$$

D'où :

$$T = 0.05 \times (34.34)^{3/4} \Rightarrow T = 0.71s$$

D'autre part :

$$T_x = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L_x}} \text{ avec } L_x = 21.5m \Rightarrow T_x = 0.67s$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L_y}} \text{ avec } L_y = 22m \Rightarrow T_y = 0.66s$$

D'après l'article (4.24) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs, d'où :

$$T_x = \min(0.71; 0.67) = 0.67s$$

$$T_y = \min(0.71; 0.66) = 0.67s$$

On a :

$$T_2 = 0.5s \leq T = 0.71s \leq 3s$$

Donc :

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5\eta(T_2/T_x)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.81$$

$$D_y = 2.5\eta(T_2/T_y)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.83$$

➤ **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

- **Zone IIa**

- **Groupe 2** (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)  $\Rightarrow A = 0.15$

➤ **Coefficient de comportement R :**

Portiques contreventés par des voiles  $\Rightarrow R = 4$  [RPA99 (version2003)/tableau 4]

➤ **Facteur de qualité Q :**

xxx

$$Q = 1 + \sum P_q$$

**Tableau.VI 1: Valeurs des pénalités  $P_q$**

Critère	$P_q$	
	$P_{qx}$	$P_{qy}$
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0.00
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05

## Etude sismique

6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	<b>0.20</b>	<b>0.20</b>

$$Q_x = 1 + 0.20 = 1.20$$

$$Q_y = 1 + 0.20 = 1.20$$

### ➤ Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \text{ [RPA99version2003/formule 4.5]}$$

Avec :

$W_{Gi}$  : Poids du aux charge permanentes ;

$W_{Qi}$  : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

**Remarque** : le poids total de la structure est donné par le logiciel robot bat :

$$W = 36284.20\text{KN}$$

Donc :

$$V_{xstat} = \frac{0.15 \times 1.81 \times 1.20}{4} \times 36284.20 = 2955.35\text{KN}$$

$$80\%V_{xstat} = 2364.28\text{KN}$$

$$V_{ystat} = \frac{0.15 \times 1.83 \times 1.20}{4} \times 36284.20 = 2988\text{KN}$$

$$80\%V_{ystat} = 2390.40\text{KN}$$

### ➤ La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot Bat, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$V_{xdyn} = 2523.08\text{KN} > 80\%V_{xstat} = 2364.28\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{ydyn} = 2413.18\text{KN} > 80\%V_{ystat} = 2390.40\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### V.4.2 Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

=> le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :  $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec :

N : le nombre de niveaux au dessus du sol (N = 11 niveaux)

## Etude sismique

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{11} \Rightarrow K \geq 10 \text{ mod } es$$

### V.4.3 Vérification de la période : [RPA99 (version 2003)/4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dyn}} = 0.69s < 1.3T_{\text{stat}} = 1.3 \times 0.71 = 0.92s \quad \Rightarrow \text{condition vérification}$$

### V.4.4 Périodes et facteurs de participation modaux :

Les périodes propres et les formes propre de la structure proposée sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau V.2 : période et facteur de participation massique**

Mode	Période [sec]	Masses cumulées UX [%]	Masses cumulées UY [%]	Masses cumulées UZ [%]
1	0,69	63,52	0,21	0
2	0,67	64,42	52,81	0
3	0,42	65,16	65,84	0
4	0,17	80,55	67,64	0
5	0,17	83,4	82,27	0
6	0,11	83,87	85,46	0
7	0,08	85,68	89,48	0
8	0,08	90,6	91,21	0
9	0,05	90,7	91,81	0
10	0,05	90,7	94,4	0
11	0,05	93,39	94,4	0
12	0,05	93,66	94,4	0
13	0,04	93,71	94,4	0
14	0,04	93,76	94,4	0
15	0,04	93,83	94,41	0

### V.4.5. Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA 99 (version 2003) [art.4.4.3] le déplacement horizontale de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

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

Avec :

$\delta_k$  : Déplacement horizontal au niveau k ;

$\delta_e$  : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot Bat ;

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

## Etude sismique

Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e$$

$h_e$ : Hauteur d'étage

✓ **Exemple de calcul** : (Niveau : 34,34m – 31,42m)

Suivant X-X :

$$\delta_{ek} = 1.9\text{cm} \quad \Rightarrow \Delta K = \delta_k - \delta_{(k-1)} = 0.8\text{ cm}$$

$$\delta_{e(k-1)} = 1.6\text{cm}$$

Suivant Y-Y:

$$\delta_{ek} = 2.4\text{cm} \quad \Rightarrow \Delta K = \delta_k - \delta_{(k-1)} = 0.8\text{ cm}$$

$$\delta_{e(k-1)} = 2.1\text{cm}$$

**Vérification :**

$$\Delta K_x = 0.8\text{cm} < \Delta_{radm}$$

$$\Delta K_y = 0.8\text{cm} < \Delta_{radm}$$

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e = \frac{306}{100} = 3.06\text{ cm}$$

**Remarque :**

La vérification du déplacement de tous les niveaux effectuée sur le tableau suivant :

**Tableau.V. 3: Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher :**

$h_k$ (cm)	$\Delta_{ek}$		$\Delta_k$		vérification
	sens x	sens-y	sens x	sens-y	
306	1.9	2.4	0.8	0.8	$< \Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	1.6	2.1	0.8	0.8	$< \Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	1.5	1.8	1.2	0.8	$< \Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	1.3	1.6	0.8	0.8	$< \Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	1	1.3	1.2	1.2	$< \Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.8	1	1.2	0.8	$< \Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$

## Etude sismique

306	0.6	0.8	1.2	0.8	$<\Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.4	0.6	1.2	0.8	$<\Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.3	0.4	0.8	0.8	$<\Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
374	0.2	0.2	1.2	0.4	$<\Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.0	0.1	0.4	0.4	$<\Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$

### V.4.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : [RAPA99 version 2003/5.9]

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la

condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$

$P_k$  = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k

$$V_k = \sum_{i=k}^n Fi$$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

$h_k$  : Hauteur de l'étage k

Si :  $0.10 < \theta_k \leq 0.20$  , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup>

ordre par le facteur  $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$

Si  $\theta_k > 0.20$  , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ **Calcul  $V_K$  :**

$$V_k = \frac{w_i \times h_i \times (v_i - F_i)}{\sum w_i \times h_i}$$

$W_i$  : Poids propre de l'étage ;

$h_i$  : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

$V_t$  : Force sismique totale.

On a  $T = 0.71 \text{ sec} > 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0.07.T.V$  [RPA99 (version2003)/4.2.5]

$$F_{tx} = 0.07 \times 0.71 \times 2955.35 = 146.88 \text{KN}$$

$$F_{ty} = 0.07 \times 0.71 \times 2988.00 = 148.50 \text{KN}$$

# CHAPITRE VI

# CHAPITRE VII

## **VII. Etude portique**

### **VII.1. Introduction :**

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteau) et horizontaux (poutres)

L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques

### **VII.2. Etude des poutres :**

Les poutres sont calculées en flexion composée. Chaque poutre est soumise à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M).

#### **VII.2.1. Combinaisons des charges :**

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

**G** : Charges permanentes ;

**Q** : Charges d'exploitations et

**E** : Efforts sismiques.

#### **VII.2.2. Combinaisons fondamentales :**

➤ **Situation durables et transitoires :(BAEL 91) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots E.L.U. \\ G + Q \dots\dots\dots E.L.S. \end{array} \right.$$

➤ **Situation accidentelles :RPA99 (version2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right.$$

- La combinaison (1,35G+1,5Q) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison (G + Q+E) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (0.8 G ± E) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où M > 0 de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

### **Remarque**

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Robot.bat.

### VII.2.3-Ferraillage des poutres :

On distingue deux types de poutres :

Poutres principales (30 × 40) cm<sup>2</sup>

Poutres secondaires (30 × 30) cm<sup>2</sup>

#### VII.2.3.1.Vérifications des règlements :

##### Recommandation du RPA99 (version 2003) (Art 7.5.2) :

##### Armatures longitudinales :

Armatures minimales : 0.5% × B en zone III.

Armatures maximales

4% × B en zone courante

6% × B en zone recouvrement

Longueur de recouvrement est de : 50.∅ en zone III.

Avec :

**B** : Section de la poutre.

##### Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

**b** : Largeur de la section

**S** : Espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travées si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left( \frac{h}{4}; 12 \times \phi \right)$$

## Etude portique

- En dehors de la zone nodale :  $S = \frac{h}{2}$

### Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple :

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

### VII.2.3.2. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

**Tableau.VI.1:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts normaux.

Type des poutres		Moments		Efforts normaux	
		ELU	ELS	ELU	ELS
PP (30×40)	Travée	40.57	28.37	-68.88	46.51
	Appui	-83.70	-59.32	-74.76	-52.52
PS (30×30)	Travée	-35.35	-25.06	31.48	22.60
	Appui	20.63	14.88	-41.44	-30.13

### VII.2.4. Exemple de calcul :

En prend la Poutre principale (30×40) cm<sup>2</sup> comme un exemple de calcul.

#### VII.2.4.1. Calcul des armatures longitudinales:

a) En travée :

➤ Etat limite ultime :

$$M_t^u = 40570 \text{ N}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{40570}{11.33 \times 30 \times 36^2} = 0.092$$

## Etude portique

$$\mu = 0.092 < 0.393 \text{ Acier FeE400} \Rightarrow A' \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.092}) = 0.130$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.130 = 0.948$$

### ❖ Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{79860}{348 \times 0.948 \times 36} = 6.72$$

### Choix des armatures :

$$5T14 \longrightarrow A=7.70\text{cm}^2$$

#### ➤ Etat limite de service :

$$M_t^s = 28370\text{N}$$

Flexionsimple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Flexionsimple} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 12\text{MPa}$$

Acier FeE400

Avec :

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{40.57}{28.37} = 1.43$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.43 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.41 > \alpha = 0.130 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b 12\text{MPa} \\ \text{-fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'ELU seront maintenues}$$

-aucune vérification pour  $\sigma_s$

### b) En appuis :

#### ➤ Etat limite ultime :

$$M_a^u = -83700\text{N}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{83700}{11.33 \times 30 \times 36^2} = 0.190$$

$$\mu = 0.230 < 0.393 \text{ Acier FeE400} \Rightarrow A' \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.190}) = 0.265$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.331 = 0.894$$

❖ **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times b \times d} = \frac{83700}{348 \times 0.894 \times 36} = 7.47 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures:**

$$6T16 \longrightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_a^s = -59320 \text{ N}$$

Flexionsimple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

Avec :

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{83.70}{59.32} = 1.41$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.41 > \alpha = 0.265 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Conclusion :**

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$  12MPa

-fissuration peu nuisible

-aucune vérification pour  $\sigma_s$

}  $\Rightarrow$  les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

**VI.2.4.2-Conditions imposées par :**

- **L'RPA99 (version 2003) :**

## Etude portique

Poutres principales « 30x45 » :  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75\text{cm}^2$

Poutre secondaire «30x40 » :  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$

▪ **Le BAEL.91 :**

Poutres principales « 30x40 » :  $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{1.8}{400}$

$$A_{\min} = 1.12\text{cm}^2$$

Poutre secondaire «30x30 » :  $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{1.8}{400}$

$$A_{\min} = 1.12\text{cm}^2$$

**VI.2.4.3. Longueur de recouvrement :**

$$A_{t\min} = 50\phi_{l\max}$$

**Remarque :**

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-avant ; on donne directement les valeurs des armatures trouvée et les choix du ferrailage.

**Tableau VII.2. :** Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres.

➤ **Etat limite ultime :**

Type des poutres		Amin [cm <sup>2</sup> ]		A <sub>cal</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Barres choisis	A <sub>cor</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E.L.	R.P.A.				
Poutres principales (30x40)	Travées	1.2	3.9	6.72	5T14	7.70	70
	Appuis	1.3	3.7	8.6	6T16	12.06	80
Poutres	Travées	1.0	2.9	3.5	6T14	9.24	70

## Etude portique

secondaires (30x30)	Appuis	1.0	2.9	2.8	5T16	10.05	80
------------------------	--------	-----	-----	-----	------	-------	----

### Etat limite de service :

Type des poutres		Amin [cm <sup>2</sup> ]		A <sub>cal</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Barres choisies	A <sub>cor</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E.L.	R.P.A.				
Poutres principales (30x40)	Travées	1.2	3.9	2.6	5T14	7.70	70
	Appuis	1.3	3.7	5.4	6T16	12.06	80
Poutres secondaires (30x30)	Travées	1.0	2.9	2.2	3T14	4.62	70
	Appuis	1.0	2.9	2.9	4T16+3T12	11.43	80

### VII.3-Etude des poteaux :

#### VII.3.1-Définition :

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 un effort normal (N) et à deux moments fléchissant (M<sub>z-z</sub> et M<sub>y-y</sub>)

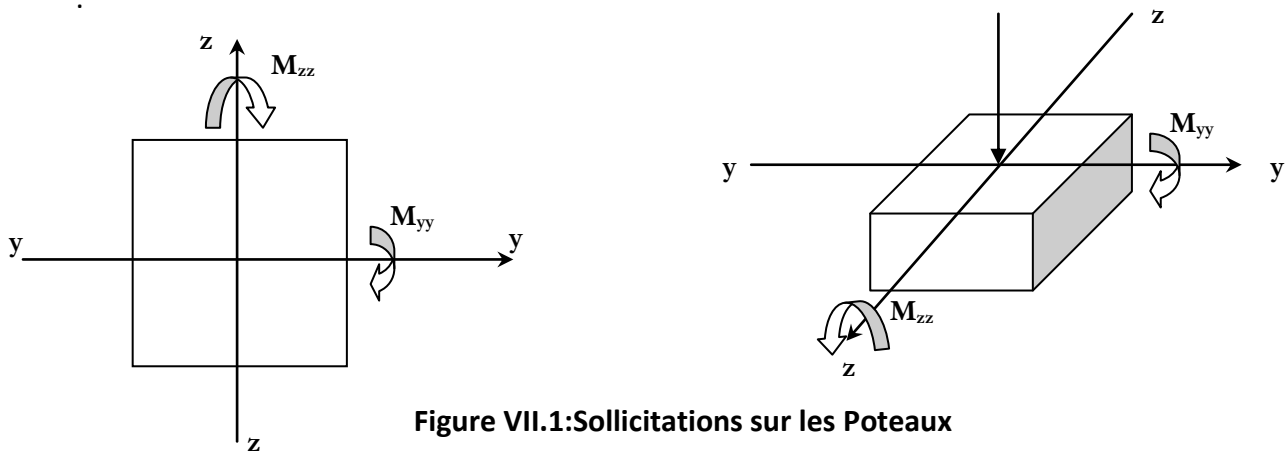


Figure VII.1: Sollicitations sur les Poteaux

### VII.3.2-Principe de calcul :

On détermine les sections d'acier A correspondant aux cas suivants :

$$\text{Cas 1 : } \begin{cases} N_{\max} \\ M_{yy\text{cor}} \end{cases} \quad \text{Cas 2 : } \begin{cases} N_{\min} \\ M_{yy\text{cor}} \end{cases}$$

$$\text{Cas 3 : } \begin{cases} M_{yy\max} \\ N_{\text{cor}} \end{cases}$$

### VII.3.3-Armatures longitudinales :

#### Conditions imposées par le RPA99/Version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet :

- Leur pourcentage minimal sera de: 0,8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximal sera de: 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

## Etude portique

- Le diamètre minimum est de 12 mm, la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone IIa et La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II a.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poteau-poutre et on a :

$$L' = 2. h$$

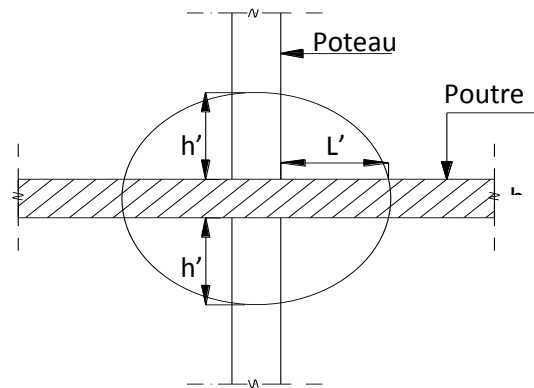
$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\right)$$

Avec :

h: hauteur de la poutre ;

b : dimension de poteau ;

$h_e$  : Hauteur libre entre deux étages ;



**Fig. VII. 2: La zone nodale**

**Condition imposées par les règles BAEL.91/A.8.1.21 :**

La section  $A_L$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_{\min} = \max\left[\frac{0.2 \times b \times h}{100} + \frac{8(b + h)}{100}\right] \Rightarrow \text{pour la compression simple.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{pour la flexion simple.}$$

$$A_{\min} = b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{pour la traction simple}$$

❖ **VII.3.3-Armatures longitudinales :**

❖ **Selon RPA99/version 2003 :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

$T_u$  : Effort tranchant de calcul;

## Etude portique

---

a: Hauteur totale de la section brute;

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'armature transversale;

$\rho_a$  : Coefficient dépendant de l'élançement géométrique  $\lambda_g$  :

- $\rho_a = 2.5$  si  $\lambda_g \geq 5$  ;  $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b}\right)$
- $\rho_a = 3.5$  si  $\lambda_g < 5$

Avec :

$L_f$  : Longueur de flambement ;

A et b : dimensions du poteau dans la direction de déformation considérée

$\delta_t$  : Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale:

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L ; 15\text{cm}) \Rightarrow \text{zone III}$$

- Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_L \Rightarrow \text{zone IIa}$$

$\phi_L$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

-Section minimal des armatures transversales :

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$  En pourcentage est donné comme suit :

- 0.4% si  $\lambda_g \geq 5$
- 0.8% si  $\lambda_g \leq 3$
- Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$ ; interpolation des valeurs limitent précédentes.

**Selon B.A.E.L 91 :**

**Le diamètre minimal des armatures transversales:**

$$\phi_t \leq \phi_{L\max}$$

L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\phi_{L\min} ; 40\text{cm} \cdot b + 10\text{cm})$$

Avec : b : plus petite dimension de la section transversale du poteau ;

## Etude portique

$\varphi_{Lmin}$  : Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaires à la résistance ;

**Tableau VII.3:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et des efforts tranchants.

Combinaison	Section (cm <sup>2</sup> )		(35x35)	(40x40)	(45x45)	(50x50)
	Sollicitations		[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
ELU (1,35G+1,5Q)	Cas 1	N <sub>max</sub> (KN)	626.49	957.79	1663.11	1771.15
		M <sub>yy<sub>cor</sub></sub> (KN. m)	12.1	10.47	34.22	1.72
	Cas 2	N <sub>min</sub> (KN)	72.44	185.34	296.23	-74.76
		M <sub>yy<sub>cor</sub></sub> (KN. m)	-0.64	-6.60	6.64	-38.42
	Cas 3	M <sub>yy<sub>max</sub></sub> (KN. m)	21.67	20.42	19.6	83.70
		N <sub>cor</sub> (KN)	392.1	652.26	369.26	42.32
Situation accidentelle (G+P+E) (0,8G ± E)	Cas 1	N <sub>max</sub> (KN)	506.85	779.23	1354.7	34.48
		M <sub>yy<sub>cor</sub></sub> (KN. m)	-42.49	72.56	-5.16	-104.45
	Cas 2	N <sub>min</sub> (KN)	-69.18	-279.59	-670	-4.28
		M <sub>zz<sub>cor</sub></sub> (KN. m)	-17.35	-29.00	-22.29	5.65
	Cas 3	M <sub>yy<sub>max</sub></sub> (KN. m)	78.65	93.54	88.23	75.04
		N <sub>cor</sub> (KN)	351.82	605.91	890.66	971.23

### VII.3.4. Exemple de calcul :

Ferraillage du poteau de Section : (50 × 50) cm<sup>2</sup>.

#### VII.3.4.1. Calcul des armatures :

## ❖ Armatures longitudinales :

### a) Situation durable et transitoire :

Etat limite ultime : (1.35 G + 1.5 P)

#### 1<sup>er</sup> Cas:

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N_{\max} = 1771.15 \text{ kN}$  (compression)
- $M_{yy}^{\text{cor}} = 1.72 \text{ kN.m}$

#### Calcul suivant l'axe y-y :

##### ✓ Position du point d'application de l'effort normal N' :

$$e_0 = \frac{M_{yy}}{N} = \frac{1.72}{15} = 0.12 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4.17 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression  $N_1'$  se trouve dans la moitié de la hauteur de noyau central.

##### ✓ Vérification si on a une compression excentré :

$$\lambda^2 \leq \max \left[ 50; 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

$$\lambda = 4.17 \times \frac{l_f}{h} = 4.17 \times \frac{214.2}{50} = 17.84$$

Avec :

$$67 \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{0.12}{50} = 0.5$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = 17.84 \leq \max(50; 0.5) = 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

⇒ La section sera calculée en flexion composée sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N_1' = N \times \alpha_1$$

$$M_1' = N_1' \times (e_0 + e_a)$$

#### Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right)$$

## Etude portique

$$\Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0.12}{50} = 0.0024 < 0.75$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{17.84}{50}\right)^2 = 0.975$$

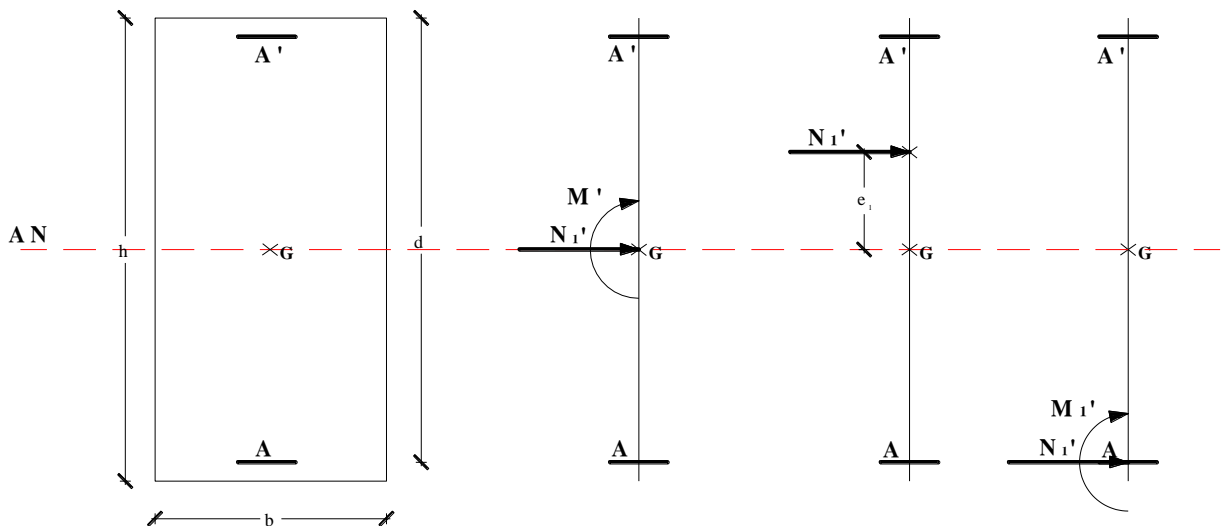
$$N'_1 = 1212.02 \times 0.975 = 1194.71\text{KN}$$

$$M' = 1194.71 \times (0.02 + 0.012) = 38.23\text{KN.m}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N' 1 :**

$$e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{3823}{1194.71} = 3.19\text{cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25\text{cm}$$

⇒ L'effort normal de compression  $N_1$  se trouve à l'intérieure de la section



**Fig. VII.3: Position du Point d'application de l'effort normal N'1**

**Vérification si la section est entièrement comprimée :**

## Etude portique

---

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M'_1}_{(II)}$$

**Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M'_1 = M' + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 38.23 + 1194.71 \times \left(0.45 - \frac{0.5}{2}\right) = 277.17 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 5) \times 11.33 \times 50 \times 50 = 362560 \text{ N.m} = 362.560 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 1194.71 \times (0.45 - 0.05) - 277.17 = 200.71 \text{ KN.m}$$

$$(I) = 264.306 \text{ KN.m} > (II) = 200.71 \text{ KN.m}$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{277170}{11.33 \times 50 \times 45^2} = 0.24$$

$$\mu = 0.33 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.24}\right) = 0.35$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.35 = 0.86$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{277170}{348 \times 0.86 \times 45} = 20.58 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N'_1}{100\sigma_s} = 22.50 - \frac{1194710}{100 \times 348} = -11.83 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{FC} = 0$$

**Situation accidentelle : (G + Q ± E ; 0.8 G ± E ; G+Q±1.2E )**

**1<sup>er</sup> Cas:**

Les sollicitations prises en compte sont :

## Etude portique

---

- $N_{\max}=971.23$  KN (compression)
- $M_{yy\text{cor}}=157.63$ KN.m

**Calcul suivant l'axe y-y :**

$$e_0 = \frac{M_{yy}}{N} = \frac{15763}{97123} = 0.16\text{cm} < \frac{h}{12} = 4.2\text{cm}$$

⇒ L'effort normal de compression  $N_1'$  se trouve à l'intérieure de la section

⇒ **Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda^2 \leq \max\left[50; 67 \cdot \frac{e_0}{h}\right]$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \frac{214.2}{45} = 16.47$$

Avec :

$$67 \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{0.16}{50} = 0.21$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 306 = 214.2\text{cm}$$

$$\lambda = 16.47 \leq \max(50; 0.039) = 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

⇒ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N_1' = N \times \alpha_1$$

$$M_1' = N_1' \times (e_0 + e_a)$$

**Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{l}{250}\right)$$

$$\Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0.16}{50} = 0.003 < 0.75$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{16.47}{50}\right)^2 = 1.02$$

$$N_1' = 971.23 \times 1.02 = 990.65\text{KN}$$

$$M_1' = 990.65 \times (0.02 + 0.00026) = 20.07\text{KN.m}$$

**Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N' 1$  :**

## Etude portique

$$e_1 = \frac{M'}{N_1} = \frac{2007}{990.65} = 2.07 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression  $N_1$  se trouve à l'intérieure de la section

**Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N_1' \times (d - c_1) - M_1'}_{(II)}$$

**Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1' = M' + N_1' \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 20.07 + 990.65 \times \left(0.45 - \frac{0.5}{2}\right) = 218.20 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 5) \times 11.33 \times 50 \times 50 = 362560 \text{ N.m} = 362.560 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 990.65 \times (0.45 - 0.05) - 218.20 = 178.06 \text{ KN.m}$$

$$(I) = 362.560 \text{ KN.m} > (II) = 178.06 \text{ KN.m}$$

⇒ La section est partiellement comprimée

**Calcul des armatures en flexion simple :**

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{218200}{11.33 \times 50 \times 45^2} = 0.190$$

$\mu = 0.190 < \mu_l = 0.392$  (Acier FeE400) ⇒ A' n'existe pas et  $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.190}\right) = 0.266$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.266 = 0.894$$

$$A_1 = \frac{M_1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{218200}{348 \times 0.894 \times 45} = 15.59 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N_1'}{100\sigma_s} = 15.59 - \frac{990650}{100 \times 348} = -12.88 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{FC} = 0$$

## Etude portique

---

Suivant l'axe z-z :

$$e_0 = \frac{M_{zz}}{N} = \frac{3729}{1573.05} = 2.37\text{cm} < \frac{h}{12} = 3.75\text{cm}$$

L'effort normal de compression  $N_1'$  se trouve à l'intérieure de la section

✓ **Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda^2 \leq \max\left[50; 67 \cdot \frac{e_0}{h}\right]$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \frac{214.2}{45} = 16.47$$

Avec :

$$67 \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{2.37}{45} = 3.53$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 306 = 214.2\text{cm}$$

$$\lambda = 16.47 \leq \max(50; 3.53) = 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

⇒ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

- $N_1' = N \times \alpha_1$
- $M_1' = N_1' \times (e_0 + e_a)$

✓ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{1}{250}\right)$$

$$\Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{2.37}{45} = 0.05 < 0.75$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{16.47}{35}\right)^2 = 1.04$$

$$N_1' = 1573.05 \times 1.04 = 1635.97\text{KN}$$

$$M_1' = 1635.97 \times (0.02 + 0.0237) = 71.49\text{KN.m}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N_1'$  :**

## Etude portique

---

$$e_1 = \frac{M'}{N_1} = \frac{7149}{1635.97} = 4.37\text{cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5\text{cm}$$

⇒ L'effort normal de compression  $N_1$  se trouve à l'intérieure de la section.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N_1' \times (d - c_1) - M_1'}_{(II)}$$

(I) (II)

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1' = M' + N_1' \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 71.49 + 1635.97 \times \left(0.405 - \frac{0.45}{2}\right) = 365.965\text{KN.m}$$

$$(I) = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 4.5) \times 11.33 \times 45 \times 45 = 264306\text{N.m} = 264.306\text{KN.m}$$

$$(II) = 1635.97 \times (0.405 - 0.045) - 365.965 = 222.984\text{KN.m}$$

$$(I) = 264.306\text{KN.m} > (II) = 222.984\text{KN.m}$$

⇒ La section est partiellement comprimée

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{365965}{14.78 \times 45 \times 40.5^2} = 0.335$$

$$\mu = 0.335 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.335}\right) = 0.532$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.532 = 0.787$$

$$A_1 = \frac{M_1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{365965}{400 \times 0.787 \times 40.5} = 28.70\text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N'_1}{100\sigma_s} = 28.70 - \frac{1635970}{100 \times 400} = -18.31\text{cm}^2$$
$$\Rightarrow A_{FC} = 0$$

### VII.3.4.2-vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier résultat robot bat :

$$T_{\max} = 131680\text{N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{131680}{50 \times 45 \times 100} = 0.59\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.59\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

### Diamètre des armatures transversales $A_t$ :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_{l\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{cm}$$

On prend  $\varphi_t = 10\text{mm}$  avec nuance d'acier FeE235.

### L'espacement des armatures transversales : selon BAEL91

$$\delta_t \leq \min(15\varphi_{l\min}; 40\text{cm } b + 10\text{cm}) = \min(18; 40; 55)\text{cm} = 24\text{cm}$$

$$\delta_t = 15\text{cm.}$$

Selon l'RPA99/2003 :

#### Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(15\varphi_{l\min}; 15\text{cm}) = \min(18; 15)\text{cm} = 15\text{cm}$$

#### Zone courant :

$$\delta_t \leq 15\varphi_{l\min} = 24\text{cm}$$

$$\delta_t = 15\text{cm}$$

#### Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214.2}{50} = 4.28 < 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3\%b \times \delta_t = 0.003 \times 50 \times 15 = 2.25\text{cm}^2$$

### VII.3.5-détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteau-poutre ;

## Etude portique

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm ;}$$

$$H' = \max\left(\frac{388}{6}; 50; 50; 60\right) = 65 \text{ cm}$$

**La longueur de recouvrement :**

$$l_r = 40\varphi_{l_{\max}} = 40 \times 2 = 80$$

**VI.3.6. Armatures minimales :**

**Condition imposée par l'RPA99/2003 :**

$$A_{\min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

**Condition imposée par les règles BAEL91:**

$$A_{\min} = \max\left[\frac{0.2 \times b \times h}{100}; \frac{8 \times (b + h)}{100}\right] = \left[\frac{0.2 \times 45 \times 45}{100}; \frac{8 \times (45 + 45)}{100}\right] = 7.2 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}; A_{\text{BAEL}}) = (0.24; 16.2; 7.2) = 20 \text{ cm}^2$$

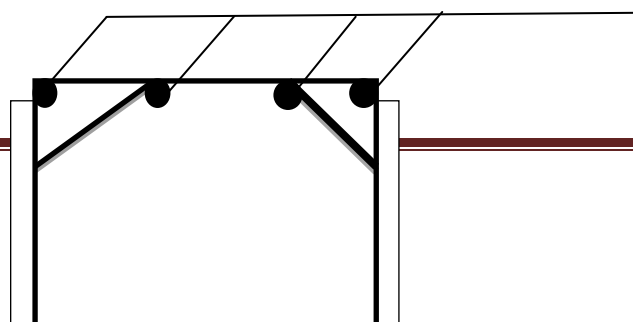
**Choix des armatures :**

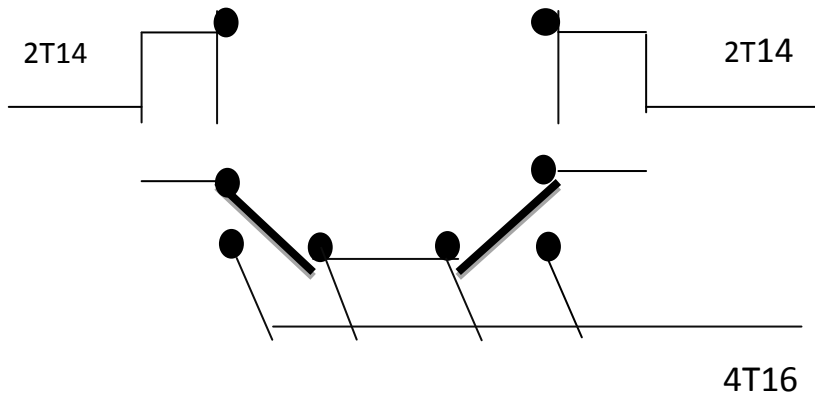
$$8\text{T}16 + 4\text{T}14 \rightarrow A = 21.46 \text{ cm}^2$$

**VII.4. Dessin de ferrailage :**

Poteau (50x50)

4T16





**FigVII.4: Ferrailage des poteaux (50x50)cm<sup>2</sup>**

**Remarque :**

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

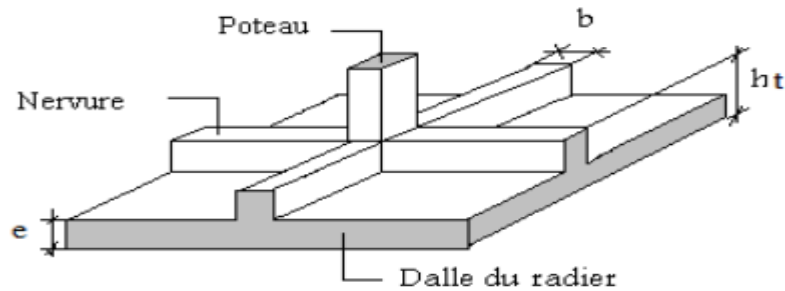
**Tableau VII.4 :** Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

Section	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )		Ferrailage	A(cm <sup>2</sup> )	Long de rec(cm)
	RPA	BAEL			
(50x50)	20	8	8T16+4T14	22.24	80
(45x45)	16.2	7,2	8T14+4T12	16.84	70
(40x40)	12.8	6,4	8T12+4T14	15.2	70
(35x35)	9.8	5,6	4T14+4T12	10,68	70

# CHAPITRE VIII

## Chapitre VIII : étude des fondations

### VIII.1. Pré-dimensionnement du radier :



**Figure VIII.1 :** Schéma du radier général.

- **Dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Condition forfaitaire (flèche)
- Condition de rigidité
- Condition de non cisaillement
- Condition de non poinçonnement

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable sollicité.

$$L_x = 340 \text{ cm}$$

$$L_y = 520 \text{ cm}$$

a. **Condition forfaitaire (flèche) :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L_{\max} = 520 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{520}{8} \leq h \leq \frac{520}{5}$$

$$0.65 \text{ m} \leq h \leq 1.04 \text{ m}$$

b. **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :  $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{k \times b}{4 \times D}} \quad \text{et} \quad D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

$K$  : coefficient d'élasticité du sol

Pour un sol de densité moyenne,  $K=40 \text{ MN/m}^3$

$E$  : module de Young du béton ( $E=3.10^4 \text{ MPa}$ )

$I$  : inertie du radier ;  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$b$  : largeur du radier.

Pour notre cas  $L = 5.20 \text{ m}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 5.20}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0.78 \text{ m}$$

### c. Condition de cisaillement :

(Fissuration préjudiciable)  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$  :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T_u^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A5.1, 1}]$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

Avec:

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte tangentielle admissible et

$T^{\max}$  : Effort tranchant maximum :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.4}{5.20} = 0,65 \Rightarrow \text{le panneau de dalle travail suivant deux directions.}$$

Donc :

$$\left. \begin{aligned} T_x^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ T_y^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\}$$

➤ **Calcul  $\bar{q}_u$ :**

❖ **La surface du radier est de :**

$$S_r = S_b + S_{\text{débordement}} \Rightarrow S_r = 277.76 \text{ m}^2$$

❖ **Le poids de superstructure :**

$$G = 25231.68 \text{ KN} ; Q = 3931.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{q}_u = 1,35 \times \frac{G}{S_r} + 1,5Q = 1,35 \times \frac{25231.68}{277.76} + 1,5 \times 3931.68 \Rightarrow \bar{q}_u = 6020.15 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur :  $q_u = \bar{q}_u = 1 \times 6020.15 = 6020.15 \text{ KN/ml}$

$$T_x^u = \frac{6020.15 \times 3.4}{2} \times \frac{5.20^4}{5.20^4 + 3.4^4} = 8652.79 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{6020.15 \times 5.20}{2} \times \frac{3.4^4}{3.4^4 + 5.20^4} = 1323.68 \text{ KN}$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max} ; T_y^{\max}) \Rightarrow T^{\max} = 1323.68 \text{ KN}$$

$$h \geq \frac{T^{\max}}{0,9 \times b \times \tau_u} = \frac{13236.8}{(0,9 \times 100 \times 1.25) \times 100} = 23.97 \text{ cm}$$

**d. Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

$N_u$  : 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

$h$  : Epaisseur totale du radier.

**Pour notre structure :**

$N_{u\max} = 3996.30 \text{ KN}$  (Appliquée par un poteau de section rectangulaire (50X50)  $\text{cm}^2$ ).

$$U_C = 2 \times (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = (a + h)$$

$$b_1 = (b + h)$$

$$U_C = 2 \times (a + b + 2h)$$

$a$ : section du poteau le plus sollicité

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (0.60 + 0.60 + 2h) \times h \times \frac{25}{1,5}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (0.60 + 0.60 + 2h) \times h \times 16,67$$

$$3h^2 + 1.8 h - N_u \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité :

$$N_u = 3996.30 \text{ KN} = 3.996 \text{ MN}$$

$$\text{On aura : } h \geq 0,36\text{m} \Rightarrow h \geq 36\text{cm}$$

**Remarque :**

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment ; on prend la hauteur du radier égale

$$h = 110 \text{ cm.}$$

- **les hauteur des nervures  $h_n$  :**

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{520}{10} = 52\text{cm}$$

$$\text{On prendra } h_n = 60\text{cm}$$

- **Epaisseur de la dalle :**

$$h_0 \geq \frac{L}{20} = \frac{520}{20} = 26 \text{ cm}$$

$$\text{On prendra } h_0 = 30 \text{ cm}$$

**VIII.2.Pré-dimensionnement des poutres :**

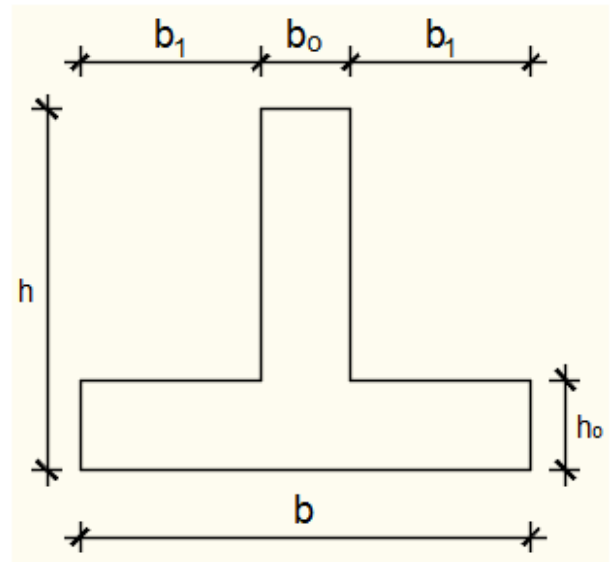
Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$b_0 = b_{poteaux} = 50 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L_y - b_0}{2} ; \frac{L_x}{10} \right) ;$$

$$L_x = 340\text{cm} ; L_y = 520 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{340}{10} = 34 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{520 - 50}{2} = 235 \text{ cm} \end{cases}$$



**Fig VIII.2: dimension de la poutre.**

$$b_1 = 34 \text{ cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 34 + 50 = 118 \text{ cm}$$

### Dimensions de la poutre :

$$h = 110 \text{ cm}$$

$$h_0 = 30 \text{ cm}$$

$$b = 118 \text{ cm}$$

$$b_0 = 50 \text{ cm}$$

$$b_1 = 34 \text{ cm}$$

### Vérification des contraintes dans le sol:

✓ Suivant l'article de RPA99/V2003[10.1.4.1]

#### Situation durable et transitoire :

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = \bar{\sigma}_{\text{sol}}^s = 2,5 \text{ bars (E.L.S)}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = \bar{\sigma}_{\text{sol}}^u = 3.75 \text{ bars (E.L.S)}$$

#### Situation accidentelle :

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = \bar{\sigma}_{\text{sol}}^s = 2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}^s = 5 \text{ bars (S.AC)}$$

### Distribution des contraintes à l'ELS :

$$\sigma_{\text{max}} = 3.10 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{min}} = 0.58 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 3.10 + 0.58}{4} = 2.3 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

### Distribution des contraintes à l'ELU :

$$\sigma_{\text{max}} = 4.28 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{min}} = 0.80 \text{ bar}$$

$$\sigma_{moyenne} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 4.28 + 0.80}{4} = 3.4 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{adm}$$

## Distribution des contraintes à S ACC :

$$\sigma_{max} = 5.60 \text{ bar}$$

$$\sigma_{min} = 0.60 \text{ bar}$$

$$\sigma_{moyenne} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 5.60 + 0.60}{4} = 4.35 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{adm}$$

## Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous la pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : Poids du bâtiment

S : Surface d'assise du bâtiment

Z : L'ancrage

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$

Pour la structure à étudier :  $P = 64559.05 + 8924.18 = 26347.92 \text{ KN}$

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$$

$$1,5 \times 277.76 \times 10 \times 4.5 = 18748.8 \text{ KN}$$

$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$  La structure est stable donc il n'y a pas de risque au soulèvement.

## Ferraillage du radier :

### Ferraillage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- On calcule pour une bande de 1m pour le panneau le plus sollicité

**Tableau.VIII.1** : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées

Sens	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]
------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

Sens X-X	534.63	-314.49	411.32	-243.95
Sens Y-Y	193.16	-113.63	349.62	-126.66

- **Calcul des armatures :**

**Enrobage :**

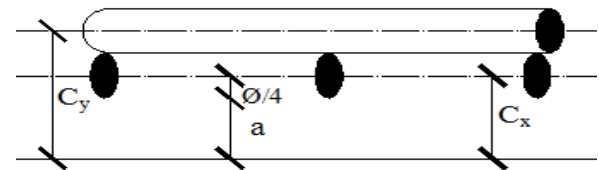
La fissuration est considérée comme préjudiciable  $\Rightarrow a = 4 \text{ cm}$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.  
(B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \text{ Avec } h_0 = 30 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{40}{10} = 3 \text{ cm} = 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 4 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \\ C_y = 4 + 2 + \frac{2}{2} = 7 \text{ cm} \end{cases}$$



**FigVIII.3: Enrobage**

$$d_x = h_0 - C_x = 30 - 5 = 30 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 30 - 7 = 23 \text{ cm}$$

- **Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**

- ❖ **Sens X-X :**

a) En travées :

$$M_t^u = 534.63 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite ultime :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{534630}{14,2 \times 100 \times (45)^2} = 0,186$$

$$\mu = 0,186 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq$$

$$\text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,473$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,926$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Mt_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{534630}{348 \times 0,927 \times 45} = 36.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Acier FeE400

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 36.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$10T16+11T14 \rightarrow A = 37.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Etat limite de service :

$$Mt_x^{\text{ser}} = 349.620 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 37.04}{100} = 5.56 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 30 \times 5.56 = 367.2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -5.56 + \sqrt{5.56^2 + 367.2} = 13.99 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 13.99^3}{3} + 15 \times 40.84 \times (30 - 13.99)^2 = 248292,50 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{I} = \frac{349620}{248292,50} = 0.87$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 14.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,87 \times (30 - 13.99) = 208.93 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 149.54 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 149.54 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S.}$$

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{Mt_x^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{349620}{149.54 \times 100 \times (45)^2} = 0,012$$

$$\mu_1 = 0,012 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,715 \\ K_1 = 13,57 \end{cases}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{149,54}{13,57} = 11,02 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M t_x^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{349620}{149,54 \times 0,715 \times 45} = 30,7 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$10T20/ml \rightarrow A = 31,42 \text{ cm}^2/ml$$

- b) **En appuis :**

$$Ma_x^u = -314,49 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite ultime :

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{314490}{14,2 \times 100 \times (45)^2} = 0,109$$

$$\mu = 0,109 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \nexists \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,145$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,942$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{314490}{348 \times 0,942 \times 45} = 22,02 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} + 1$$

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

**Acier FeE400**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 2,83 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 22,02 \text{ cm}^2/ml$$

- **Choix des armatures :**

$$8T20/ml \rightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2/ml$$

Etat limite de service :

$$Ma_x^{\text{ser}} = 241,95 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 25.13}{100} = 3.77 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 30 \times 3.77 = 226.2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3.77 + \sqrt{3.77^2 + 226.2} = 11.74 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 13.99^3}{3} + 15 \times 25.13 \times (30 - 13.99)^2 = 187890.67 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} = \frac{241950}{187890.67} = 1.28$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 13.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 1.28 \times (30 - 13.50) = 316.8 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 149.53 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 149.53 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S.}$$

- **D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{ax}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{241950}{149.53 \times 100 \times (30)^2} = 0,0168$$

$$\mu_1 = 0,0168 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,822 \\ K_1 = 13,09 \end{cases}$$

- **V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{159.86}{13.09} = 12.21 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{241950}{159.86 \times 0,822 \times 30} = 35.52 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$11T20/ml \rightarrow A = 34.56 \text{ cm}^2/ml$$

## ❖ Sens-Y-Y :

c) En travées :

$$M_t^u = 113.63 \text{ KN.m}$$

### ➤ Etat limite ultime :

#### • Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{113630}{14,2 \times 100 \times (23)^2} = 0,151$$

$$\mu = 0,151 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,205$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,918$$

#### • Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{113630}{348 \times 0,918 \times 23} = 15,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### • Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

##### Acier FeE400

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 2,83 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 15,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### • Choix des armatures :

$$8T16/\text{ml} \rightarrow A = 16,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### Etat limite de service :

$$M_t^{\text{ser}} = 411,32 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 16,08}{100} = 2,41 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 23 \times 2,41 = 110,86 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,41 + \sqrt{2,41^2 + 110,86} = 8,39 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8,39^3}{3} + 15 \times 16,08 \times (23 - 8,39)^2 = 71170,97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{ser}}{I} = \frac{411320}{71170.97} = 5.77$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 14.68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 1.02 \times (33 - 11.7) = 325.89 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 149.53 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 149.53 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S.}$$

- **D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{ty}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{411320}{149.53 \times 100 \times (23)^2} = 0,0519$$

$$\mu_1 = 0,0519 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.755 \\ K_1 = 15.41 \end{cases}$$

- **V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{149.53}{15.41} = 9.70 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \nexists$$

$$A_s = \frac{M_{ty}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{411320}{149.53 \times 0,755 \times 23} = 15.84 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$10T16/ml \rightarrow A = 20.11 \text{ cm}^2/ml$$

- **V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{23530}{14,2 \times 100 \times (30)^2} = 0,018$$

$$\mu = 0,018 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

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

- **D\u00e9termination des armatures :**

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{23530}{348 \times 0,991 \times 30} = 2.27 \text{ cm}^2/ml$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{2,1}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 30 \times \frac{2,1}{400} = 3.62 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 3.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{T}12/\text{ml} \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Etat limite de service :

$$\sigma_m = 142.311 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_{\text{ser}} = \sigma_m \times 1\text{ml} = 142.311 \times 1\text{m}_L = 142.311 \text{ KN/m}_L$$

$$M_{\text{ser}} = -q_{\text{ser}} \times \frac{l^2}{2} = -142.311 \times \frac{0,50^2}{2} = -17.78 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 6.16}{100} = 0.924 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 30 \times 0.924 = 55.44 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.924 + \sqrt{0.924^2 + 55.44} = 6.58 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 6.58^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (30 - 6.58)^2 = 37407.38 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{34962}{37407.38} = 0,93$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 7.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,93 \times (30 - 6.58) = 326.71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 149.53 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 149.53 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les ferrailages calculés à l'ELUR sont maintenus.}$$

- a. Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u^{\max} = q_u \times L = 195.197 \times 0,5 = 97.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{97590}{100 \times 30 \times 10^2} = 0,32 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3.2 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.2 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### VIII.3.Ferraillage des poutres de redressement (libages) :

Le rapport  $0.4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se divise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires. Pour le calcul du ferraillage, on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens.

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdale par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur) .

**Tableau.VIII.2: tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres.**

		q[KN/m <sub>L</sub> ]
<b>Poutre principale</b>	<b>ELU</b>	596,49
	<b>ELS</b>	435,79
	<b>ACC</b>	435,79
<b>Poutre secondaire</b>	<b>ELU</b>	492,75
	<b>ELS</b>	360
	<b>ACC</b>	360

**Tableau.VIII.3 :** Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres.

Sollicitations	Poutres Principales		Poutres secondaires	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
<b>Mu [KN.m]</b>	1145.83	-1339.77	1046.69	-1644.73
<b>M ser [KN.m]</b>	833.63	-974.930	763.57	-1192.80
<b>M acc [KN.m]</b>	615.45	-1256.83	699.51	-1332.83
<b>Tu [KN]</b>	1028.77		1308.57	

- **Calcul des armatures :**

(Exemple de calcul pour un poutre principale sachant que la section est une section en T).

### A. En travée :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 1145.83 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

$$M_T = 14,2 \times 170 \times 40 \times \left(100 - \frac{40}{2}\right) \Rightarrow M_T = 7724800 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 1145830 \text{ N.m} < M_T = 7724800 \text{ N.m} \Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (170 \times 110) \text{ cm}^2$ .

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1145830}{14,2 \times 170 \times 100^2} = 0,05$$

$$\mu = 0,05 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0,64$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,974$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1145830}{348 \times 0,974 \times 100} = 33.80 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 100 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 7.24 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 33.80 \text{ cm}^2$$

➤ Situation accidentelle (ACC) :

$$M_t^{\text{acc}} = 615450 \text{ N.m}$$

$M_t^{\text{acc}} = 615450 \text{ N.m} < M_T = 7724800 \text{ N.m} \Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (170 \times 110) \text{ cm}^2$ .

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{615450}{14.2 \times 170 \times 100^2} = 0,025$$

$$\mu = 0,025 < \mu_1 = 0,379 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,032$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,987$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_t^{\text{acc}} = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{615450}{400 \times 0,987 \times 100} = 15.58 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}; A_t^{\text{acc}}) \Rightarrow A_t^u = 33.80 \text{ cm}$$

- **Choix des armatures :** 11T20  $\longrightarrow$   $A_t = 34.56 \text{ cm}^2$

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

$$M_t^{\text{ser}} = 41132 \text{ N.m}$$

- **Vérification de l'étendu de la zone comprimée :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = \frac{118 \times 40^2}{2} - 15 \times 34.56 \times (100 - 30) = 58112 \text{ cm}^3 > 0$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h)$ .

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 34.56}{118} = 4.39 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 100 \times 4.39 = 878 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -4.39 + \sqrt{4.39^2 + 878} = 8.5 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{170 \times 25.56^3}{3} + 15 \times 34.56 \times (100 - 25.56)^2 = 3818876.38 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^{\text{ser}}}{I} = \frac{411320}{3818876.38} = 0,12$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 8.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

## Etude de l'infrastructure

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,12 \times (100 - 8.5) = 164.7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 149.53 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 149.53 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S.}$$

- **D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{t_x}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{349620}{149.53 \times 118 \times (100)^2} = 0,0019$$

$$\mu_1 = 0,0019 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,927 \\ K_1 = 53.49 \end{cases}$$

- **V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{149.53}{53.49} = 2.79 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{t_x}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{349620}{149.53 \times 0,927 \times 100} = 25.23 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$14\text{T}16 \rightarrow A = 28.15 \text{ cm}^2$$

**Tableau.VIII.4 : Tableau r\u00e9capitulatif des choix des armatures.**

Les armatures	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Trav\u00e9e	Appuis	Trav\u00e9e	Appuis
$A_u$ [cm <sup>2</sup> ]	32.1	39.8	29.2	32.1
$A_{\text{acc}}$ [cm <sup>2</sup> ]	34.56	31.6	16.8	26.6
$A_{\text{ser}}$ [cm <sup>2</sup> ]	42.7	53.0	39.0	46.5
$A = \max(A_u ; A_{\text{acc}} ; A_{\text{min}})$	42.7	53.0	39.0	46.5
Choix des armatures	<b>14T20</b>	<b>17T20</b>	<b>13T20</b>	<b>15T20</b>

## Etude de l'infrastructure

A corr [cm <sup>2</sup> ]	43,98	53.14	40.84	47.12
---------------------------	-------	-------	-------	-------

### Armature transversales :

#### a. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{130857}{118 \times 100 \times 100} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3.26 \text{ MPa}$$

$\tau = 0.1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$  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]

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

Avec :  $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 100 \Rightarrow a = 90 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = 130857 \text{ N} \leq 0,267 \times 90 \times 50 \times 25 \times 10^2 = 3003750 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

#### c. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales supérieures :

$$\text{Vérifier si : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_l = 21,99 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = 4,72$$

L'effort tranchant n'a pas d'influence sur les Armatures longitudinales supérieures.

#### d. Section et écartement des armatures transversales $A_t$ : [Article BAEL91/4.2.3]

- Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{110}{35} ; \frac{30}{10} ; 2 \right) = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE400  $\Rightarrow$  8T8  $\rightarrow A_t = 4,02 \text{ cm}^2$  (2cadre).

## **Conclusion général**

*Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes technique et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment .*

*On a utilisé le logiciel **ROBOT BAT** afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction .*

*D'après l'étude qu'on a faite ,il convient de souligner que pour la conception parasismique , il est très importe que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conception insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout importants .*

*L'étude de l'infrastructure , elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien répondre les charge transmises par la structure au sol .*

*Enfin ,nous espèrent que ce Modest travail sera une référence pour d'autre projet de fin d'études*

---

# Bibliographie

## Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation **DTR.B.C.2.2**.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.

## Cours :

- Béton armé.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.

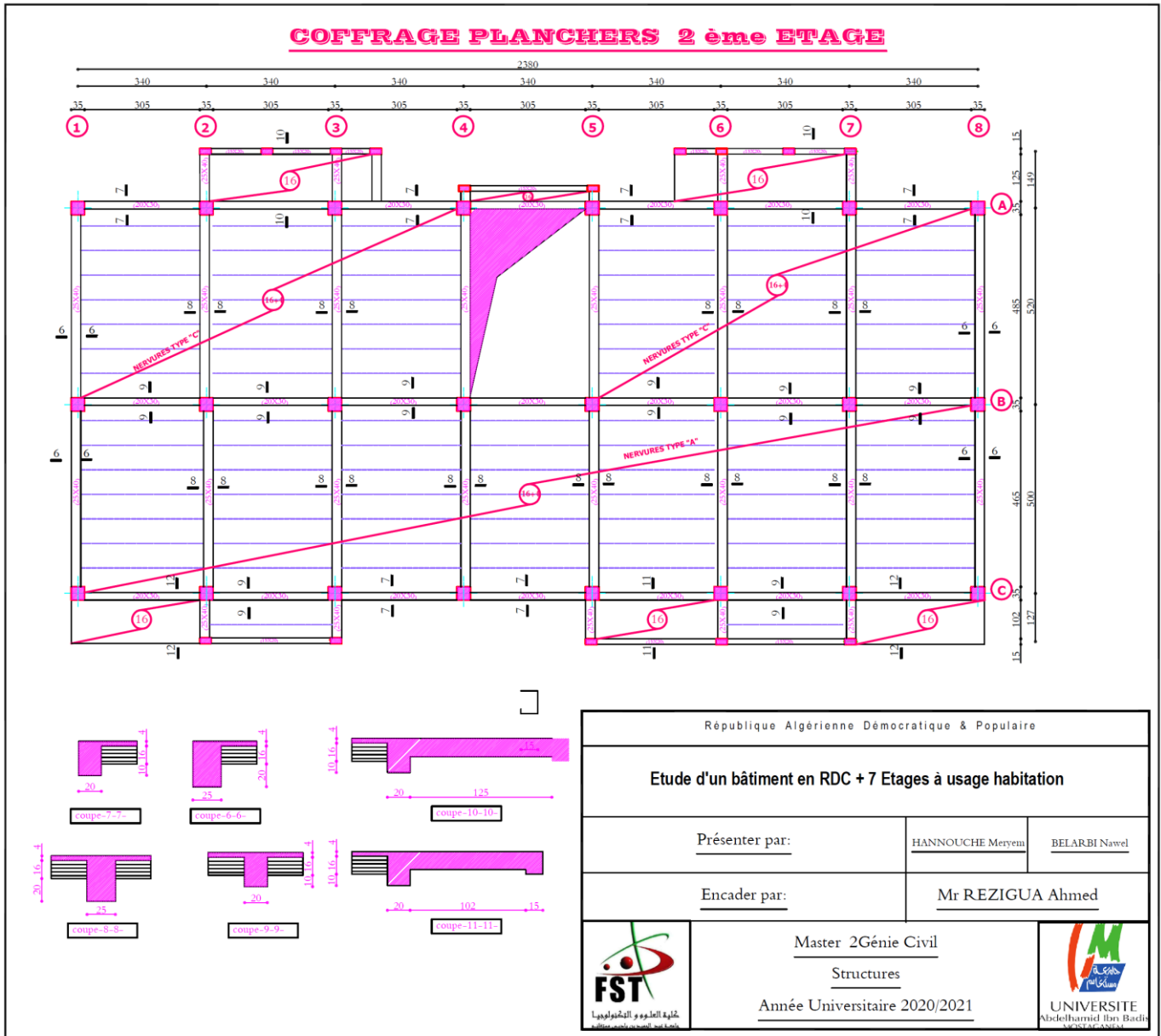
## Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.
  - Mémoires de fin d'études, université de Tlemcen.
-

# ANNEXES

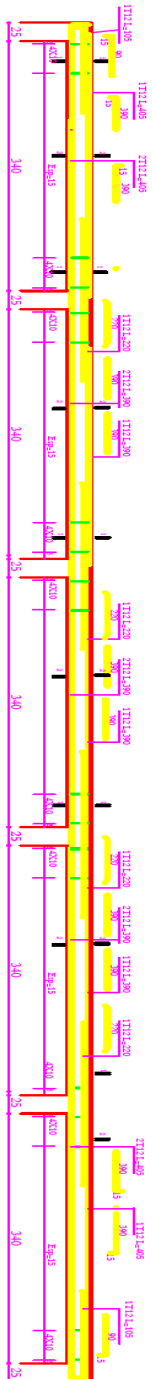
# ANNEXE II

## Plans de Ferrailage

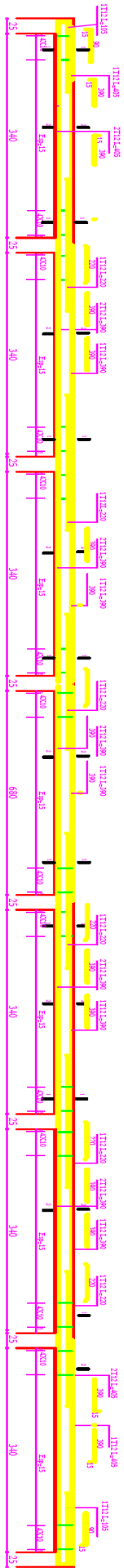




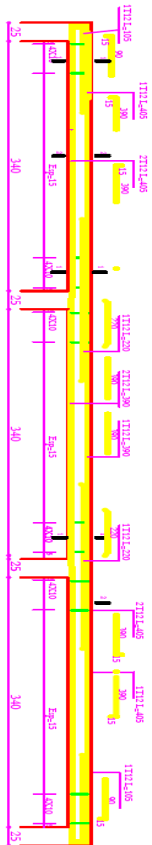
**TERRAZSAGE DES POUVERBANS TYPE B\***



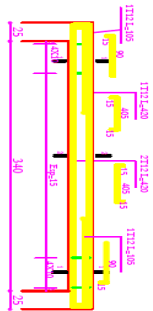
**TERRAZSAGE DES POUVERBANS TYPE A\***



**TERRAZSAGE DES POUVERBANS TYPE C\***



**TERRAZSAGE DES POUVERBANS TYPE D\***



<p>sur une poutre</p>	<p>sur un mur</p>
<p>sur une poutre</p>	<p>sur un mur</p>
<p>sur une poutre</p>	<p>sur un mur</p>

République Algérienne Démocratique & Populaire

**Etude d'un bâtiment en RDC + 7 Etages habitation**

Présenter par: HANNOUCHE Meryem

Encader par: Mr REZIGUA Ahmed

Master II Génie Civil

Structures

Année Universitaire 2020/2021

FST

UNIVERSITE

# ANNEXE III

## SECTIONS REELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm

N $\phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33