

CHAPITRE 5 :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTIQUES

5.1. Introduction

Une construction résiste aux charges gravitaires et sismique grâce à ses éléments porteurs principaux, constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferraillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les différentes sollicitations qui seront utilisé pour le ferrailage et qui sont tirées de l'analyse statique et sismique de la structure réalisée par le logiciel **ROBOT**.

5.2. Poutres

5.2.1. Définition et rôle

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et surcharges pour les transmettre aux poteaux.

5.2.2. Chargement de la poutre

Le chargement ou encore les charges agissant sur les poutres de plancher sont des charges verticales (poids propre, surcharges d'exploitation, ou de neige) et des charges horizontales (séismes).

Ainsi, les plancher recevant les charges (permanentes, d'exploitation), en s'appuyant sur les poutres transmettent à ces dernières par réaction d'appui. Ces mêmes charges, qui seront transmises aux porteurs verticaux (poteaux, voiles) toujours par le même principe d'action réaction.

Sur la figure 5.1 suivante, nous voyons bien comment se fait la distribution des charges dans une structure de bâtiment.



Figure 5.1 : Répartition des charges sur les poutres de plancher [14].

5.2.3. Sollicitations internes

Sous l'action de charges verticale et horizontales, il se développe en toutes sections de la poutre de plancher un ensemble d'efforts internes qui se traduisent à :

- Des moments de flexions (M)
- Des efforts tranchants (V)

La figure 5.2 suivante représente l'allure ou bien les diagrammes de moment de flexion et d'effort tranchant. Il est à signaler que la détermination des diagrammes de (M) et (V) se fait en appliquant soit la théorie de la résistance des matériaux RDM et plus particulièrement les structures hyperstatiques ou bien en utilisant logiciel de calcul **ROBOT**.

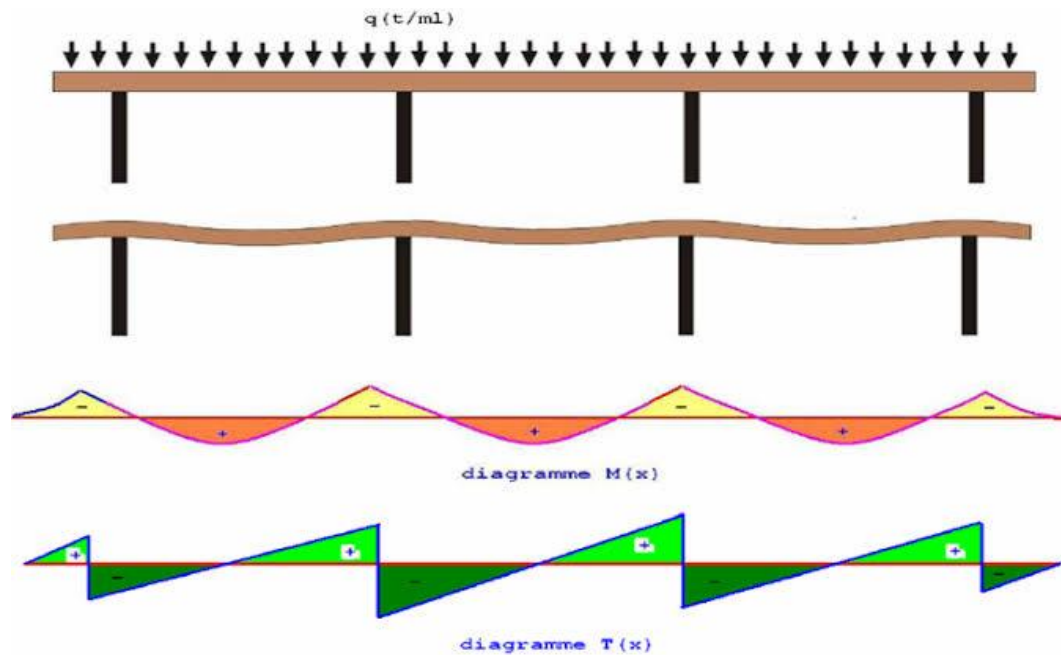


Figure 5.2 : Diagrammes de moment de flexion et d'effort tranchant pour une poutre de plancher [14].

5.2.4. Ferrailage des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet de déterminer les armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après la détermination des sollicitations, on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version2003 des efforts donnés par le logiciel de calcul **ROBOT**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q \pm E \dots \dots \dots (RPA99 / 2003) \\ 0.8G \pm E \dots \dots \dots (RPA99 / 2003) \end{cases}$$

Le ferrailage se fera à l'**ELU** (voir l'organigramme de ferrailage des sections à la flexion simple) et les contraintes seront vérifiées à l'**ELS** vis-à-vis de la durabilité.

5.2.5. Recommandations du RPA99/V2003

5.2.5.1. Armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%.b.h** (en toute section) ;
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton (en zone courante) ;
 - 6% de la section de béton (en zone de recouvrement) ;
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40Φ (en zone I et IIa) ;
 - 50Φ (en zone IIb et III) ;

- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être respecté des crochets à **90°** (voir fig. 7.5 RPA 99/2003) ;
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2U** superposés formant un carré ou un rectangle, on doit avoir un espacement maximum de **10 cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

5.2.5.2. Armatures transversales

D'après le CBA93 [7], le diamètre des armatures transversales est donné par :

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

D'après le RPA 99/V2003 (Art 7.5.2.2), la quantité d'armatures transversales minimales **A** est donnée par : **0.3%.s.b**.

Avec, **S** : est l'espacement maximum entre les armatures transversales est donné par :

L'espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$s \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l\min}\right) \rightarrow \text{(En zone nodale et en travée si les aciers comprimés sont nécessaires)}$$

Avec : **h** : La hauteur de la poutre.

$$s \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale.}$$

La valeur du diamètre Φ_l des armatures longitudinales à prendre est **le plus petit diamètre** utilisé, et dans le cas **d'une section en travée** avec armatures **comprimées**, c'est le **diamètre le plus petit des aciers comprimés** ;

- La zone nodale est définie par l' et h' (figure 5.3) :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right)$$

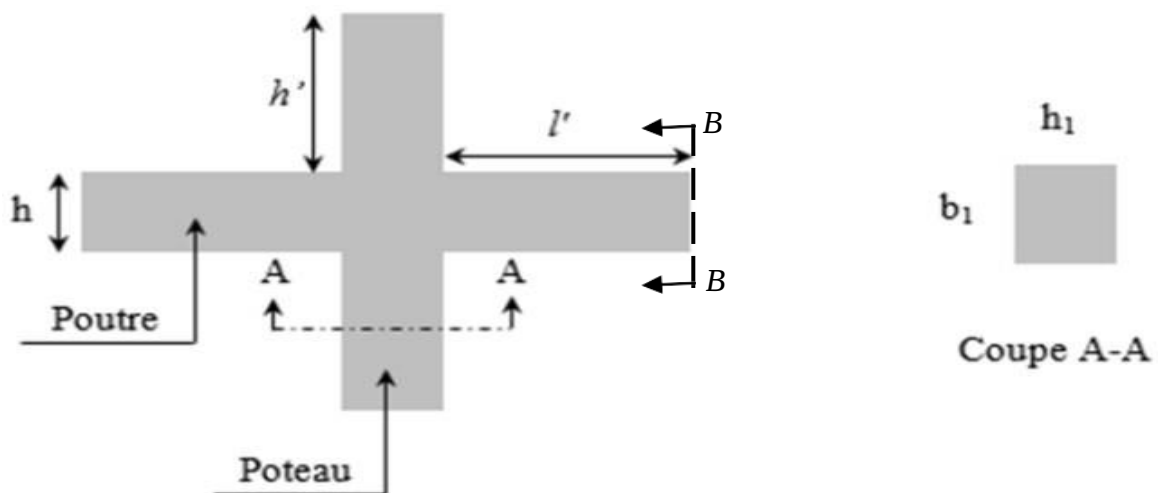


Figure 5.3 : Zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

5.2.6. Disposition

Le ferrailage des poutres prend la configuration suivante (figure 5.4) :

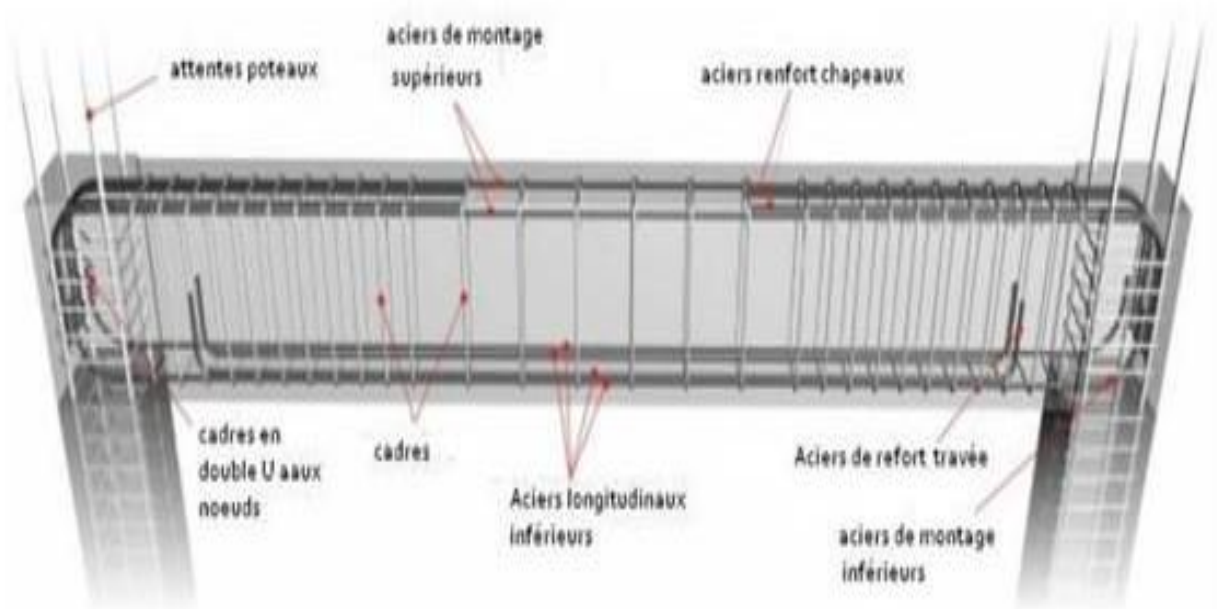


Figure 5.4 : Disposition du ferrailage dans une poutre en béton armé [14].

Ainsi pour des raisons pratiques de mise en œuvre, il y a lieu de remarquer ce qui suit :

Les aciers constituant le ferrailage d'une poutre se compose de :

- Des armatures de renfort en travée pour reprendre les effets de la flexion importante en travée qui donne des effets de traction sur les fibres **inférieures de la poutre**.
- Des armatures de renfort en appui « les chapeaux » pour reprendre le moment négatif qui donne des zones de traction sur les fibres **supérieures de la poutre**.
- Les armatures transversales (cadres, étriers, épingles) qui reprennent l'effet de l'effort tranchant. Remarquer que le nombre des cadres **aux appuis** est plus important qu'**en travée**. Ceci en raison de l'importance de **l'effort tranchant** à chaque fois que l'on **rapproche des appuis**.

5.3. Poteaux

5.2.1. Définitions et rôle

C'est un élément porteur vertical destiné de reprendre les charges et surcharges issue des différents niveaux pour les transmettre aux fondations.

Aussi, le rôle des poteaux, ne se limite pas à assurer la reprise des charges verticales, mais contribue largement lorsqu'il associé à des poutres pour former des cadres ou portiques à reprendre les actions horizontales dues au vent mais surtout dues aux séismes.

5.3.2. Sollicitations internes

Bien que les poteaux supportent les charges verticales essentiellement des efforts de compressions (N), ils ont aussi sollicité par de moments de flexion (M) et des efforts tranchant (V) résultent de la charge horizontale (séisme).

5.3.3. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à des efforts normaux, et des couples de moments fléchissant dans les deux directions longitudinale et transversale, ils sont donc calculés en flexion bi-axiale composée, les efforts normaux (N) et les moments fléchissant (Mx, My) sont donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le logiciel ROBOT comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q \pm E \dots\dots\dots (RPA99 / 2003) \\ 0.8G \pm E \dots\dots\dots (RPA99 / 2003) \end{array} \right.$$

Le ferrailage des poteaux doit être mené conformément aux exigences du CBA93 [7] (voir l'organigramme du ferrailage des sections de béton en flexion composée) et aussi aux prescriptions du RPA 99/V 2003 [5] données ci-après :

5.3.4. Recommandations de règlements :

a) Les armatures longitudinales :

❖ Selon RPA99/V2003 :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage **minimal** ($\frac{A}{b \times h}$) sera:
 - 0.8 % de la section de béton (en zone IIa).
 - 0.9 % de la section de béton (en zone IIb et III).
- ✓ Leur pourcentage **maximal** ($\frac{A}{b \times h}$) sera de :
 - 4% de la section de béton (en zone courante).
 - 6% de la section de béton (en zone de recouvrement).
- ✓ Le diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales est de **12 mm**.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40Φ (en zone I et IIa).
 - 50Φ (en zone IIb et III).
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25cm (en zone I et IIa).
 - 20cm (en zone IIb et III).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

❖ Selon BAEL :

La section d'acier minimale

$A_{min} = \max(4\text{cm de périmètre} ; 0,2\% . b . h).$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} bd \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185d}$$

La section d'acier maximale

$$A_{max} = 5\% bh$$

b) Les armatures transversales

❖ Selon le BAEL91

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

❖ Selon le RPA99 (art7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées selon le RPA99/V2003 (Art : 7.4.2.2) [5] à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots \text{Eq (5.3)}$$

Tel que :

V_u : est l'effort tranchant de calcul ;

h_1 : Hauteur total de la section brute;

f_e : Contrainte élastique de l'acier d'armature transversales;

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \dots\dots\dots \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots\dots\dots \lambda_g < 5 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Eq (5.3)}$$

λ_g Est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b}$$

Avec, **a** et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

t : est l'espacement des armatures transversales; la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

▪ **Dans la Zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm}) \text{ en zone I et IIa ;}$$

$$t \leq 10\text{cm} \text{ en zone IIb et III;}$$

▪ **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_l \text{ en zone I et IIa ;}$$

$$t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_{l\min}\right) \text{ en zone IIb et III ;}$$

Où (ϕ_l) est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

❖ La quantité d'armature transversale minimale ($\frac{A_t}{t \times b_1}$) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{si : } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots 0,3\% \\ \text{si : } \lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots 0,8\% \\ \text{si : } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \dots\dots\dots (\text{Interpoler entre le valeur limite précédente}) \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimum.

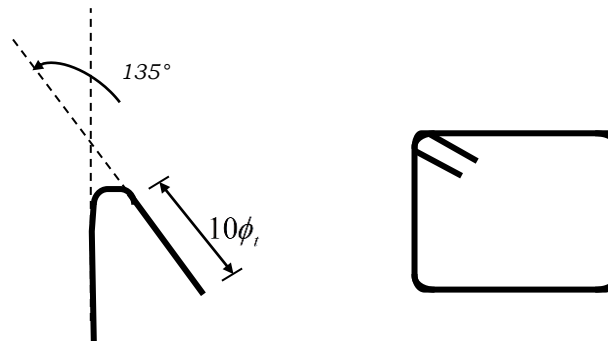


Figure 5.5: Schéma de cadres.

5.3.5. Vérification de l'effort normal de compression

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99/V2003 (Art 7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \dots\dots\dots \text{Eq (5.3)}$$

Tel que :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par ROBOT).

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à l'âge de 28 jours.

Les sollicitations prises pour le calcul du ferrailage des différents cas de chargement possible sont résumées comme suit :

$$\begin{cases} M_{33\max} \text{ — } N_{cor} \\ M_{33\min} \text{ — } N_{cor} \end{cases} ; \begin{cases} M_{22\max} \text{ — } N_{cor} \\ M_{22\min} \text{ — } N_{cor} \end{cases} ; \begin{cases} N_{\max} \text{ — } M_{33cor} \\ N_{\max} \text{ — } M_{22cor} \end{cases}$$

5.3.6. Disposition

Comme nous venons de le voir, il faut remarquer que les poteaux en béton armé comportent deux types de ferrailage :

- Le ferrailage longitudinales, barre verticales disposées le long de l'axe du poteau.
- Des armatures transversales (cadres) régulièrement espacées tout le long du poteau.

Sur la figure 5.5 est représenté le ferrailage type d'un poteau carré en béton armé.

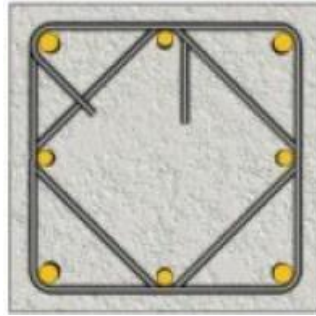


Figure 5.6 : Disposition des armatures dans un poteau en béton armé.

5.4. Application

Soit bâtiment à usage d'habitation (vue en plan représentée sur la figure 5.6), implantée dans une zone III, composée d'un rez de Chaussée (RDC) et un (4) étage de hauteur identique ($h_e = 3.06$). La construction est contreventée par un système mixte (voiles-portiques). Les planchers sont composés de poutrelles + corps creux.

Avec ;

$$\begin{cases} G_t = 6.53 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_t = 1 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases} \quad \begin{cases} G_{Ec} = 5.47 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_{Ec} = 1 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

- Poteaux carrés de section constante (35x35) cm²
- Poutres porteuses de section (30x40) cm²
- Poutres non porteuses de section (30x40) cm²
- Voile de contreventement d'épaisseur 15 cm

Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 22 \text{ MPa}$; ($f_{bc} = 16,26 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,15$; situation accidentelle).
- Acier : FeE400, ($f_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1$; situation accidentelle).
- La fissuration préjudiciable

Etude dynamique :

- Spectre de réponse RPA99/V2003 correspondant à la zone III, sol meuble S3.
- Coefficient de comportement $R = 4$.

Logiciel d'analyse :

- ROBOT

Résultat d'analyse :

• Poutre porteuse de l'axe 2 :

Moment en appuis : $G + Q + E \rightarrow M_{au} = -57,70 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $1.35G + 1.5Q \rightarrow M_{tu} = 42,50 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $1.35G + 1.5Q \rightarrow V_u = 92,13 \text{ KN}$

• Poteau plus défavorable P5 :

Sens X : $M_{22\max} = 42,21 \text{ KN.m}$; $N_{\text{cor}} = -115,09 \text{ KN}$; $0,8G-Ey$

Sens Y : $M_{33\max} = 29,97 \text{ KN.m}$; $N_{\text{cor}} = -544,53 \text{ KN}$; $0,8G-Ey$

Effort tranchant : $1.35G + 1.5Q \rightarrow V_u = 25,65 \text{ KN}$

Pour calculer α :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} ; M_G = 19.32 \text{ KN.m} ; M_Q = 18.77 \text{ KN.m}$$

Questions :

On demande de :

1. Calculer le ferrailage de la poutre porteuse de l'axe 2 ?
2. Calculer le ferrailage du poteau (RDC) P2B ?

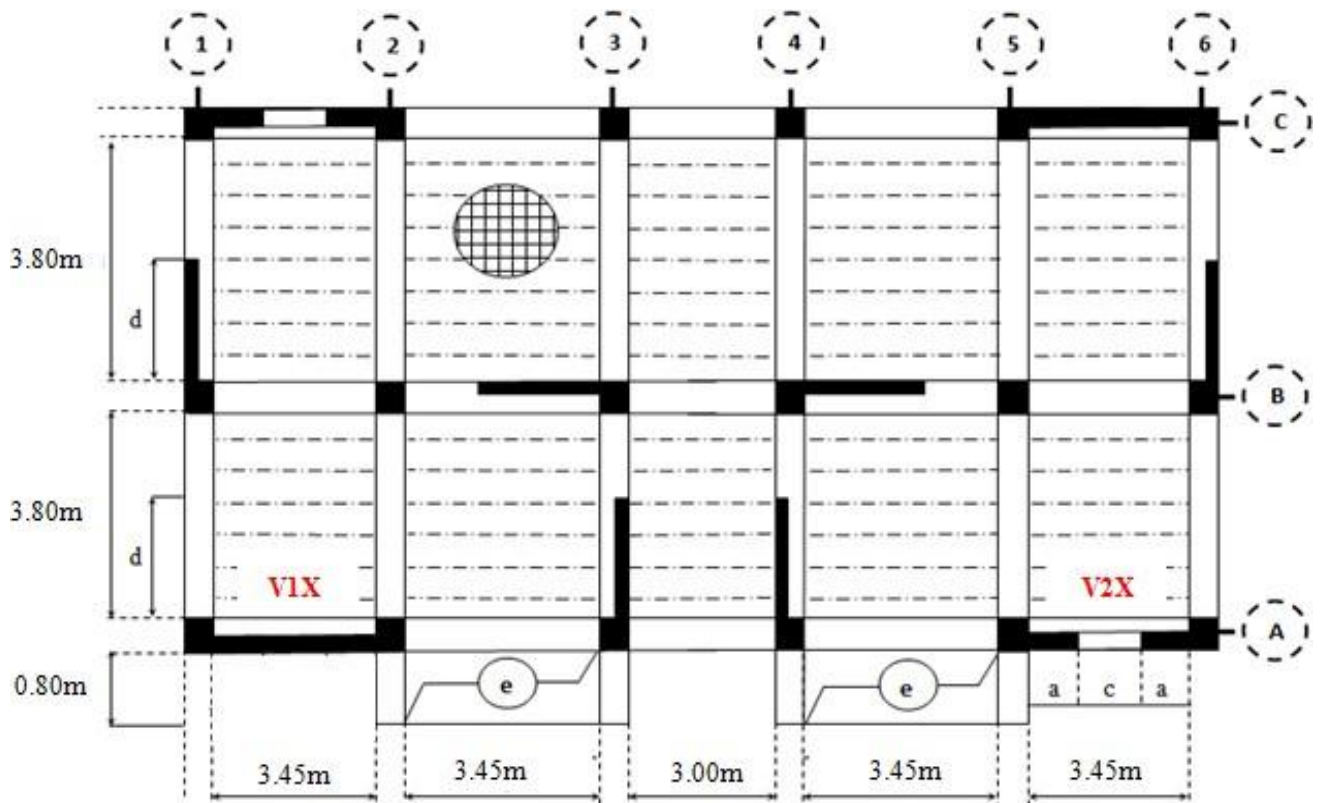


Figure 5.7 : Vue en plan du bâtiment.

5.5. Solution :

1. Calculer le ferrailage de la poutre porteuse de l'axe 2

❖ Etat limite ultime

a) Armatures longitudinales

- Sur appui :(G + Q + E_y)

$$M_a = -57.70 \text{ KN.m} ; \sigma_b = 16.26 \text{ MPa} ; \sigma_s = 400 \text{ MPa}.$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{57.5 \times 10^3}{16.26 \times 30 \times (36)^2} = 0.091 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A_s' = 0.$$

$$\mu = 0.091 < \mu_l = 0.186$$

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

$$\alpha = 0.119$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.952$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{57.7 \times 10^6}{0.952 \times 400 \times 360} = 420 \text{ mm}^2 = 4.20 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 4.20 \text{ cm}^2 ;$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{MIN} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{1.92}{400} \Rightarrow A_{MIN} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 1.92 \text{ MPa}$$

$$A_s = \max(A_{MIN}, A_{CAL}) = \max(1.20 ; 4.20) \rightarrow A_s = 4.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_s = 4.20 \text{ cm}^2 ; \text{ On prend : } A_s = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

- **En travée.....(1,35G+1,5Q)**

$$M_t = 42.50 \text{ KN.m} ; \sigma_b = 12.47 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{42.5 \times 10^3}{12.47 \times 30 \times (36)^2} = 0.087 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A_s' = 0.$$

$$\mu = 0.087 < \mu_l = 0.186$$

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

$$\alpha = 0.114$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.954$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42.5 \times 10^6}{0.954 \times 348 \times 360} = 355 \text{ mm}^2 = 3.55 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 3.55 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_s = 3.55 \text{ cm}^2 ; \text{ On prend : } A_s = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des Conditions exigées par RPA99/V2003 :**

$$A_{\min} = 0.5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{ en zone de recouvrement.}$$

- **Vérification sur appuis :**

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 < A_s = 6.79 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (C.V)$$

- **Vérification en travée :**

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 < A_s = 6.79 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (C.V)$$

b) Armatures transversales

$$V_u = 92.13 \text{ KN}$$

La fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = 2.66 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{92.13 \times 10}{30 \times 36} \times 10 = 0.85 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots (cv)$$

$$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\min})$$

$$\phi_t \leq \min(11.42; 30; 12) \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 4 \times \frac{3.14 \times (0.08)^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

(1cadre + 1 étrier) pour voir 4T8 il faut faire la coupe verticale sur la section de la poutre.

- **Espacement exigé par RPA 99 :**

(Zone nodale) : $S_t \leq \min(10; 12\phi_l) = \min(10; 12(1.2)) = 10\text{cm}$

On prend : **$S_t = 10\text{ cm}$** .

(Zone courante) : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$

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

- **Quantité d'armatures transversale :**

$$A_{t\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_{t\min} = 1.35\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

Au niveau de l'appui de rive on doit vérifier que :

$$V_u \leq 0.4 \times a \times \frac{b_0 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = \min(a'; 0.9d)$$

$$a' = b - (2 \times c) = 30 - (2 \times 4) = 22\text{cm}$$

$$a = \min(22; 32.4) = 22\text{cm}$$

$$V_u = 92.13\text{KN} < 0.4 \times 22 \times \frac{30 \times 22}{1.5} \times 10^{-1} = 387.2\text{KN}$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures supérieures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{V_u + H_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$H_u = \frac{M_u}{0.9 \times d};$$

$$V_u + H_u = V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} = 92.13 - \frac{57.7 \times 10^2}{0.9 \times 36} = -85.95\text{KN} < 0$$

$$\frac{V_u + H_u}{f_e / \gamma_s} = -0.214 \dots (\gamma_s = 1)$$

$$A_s = 4.20 \geq -0.214$$

Les armatures longitudinales **inférieures** ne sont pas soumises à aucun effort de traction donc aucune vérification à faire.

- **Schéma de ferrailage :**

Le ferrailage adopté pour la poutre porteuse de l'axe 2 est présenté dans la figure 5.7 :

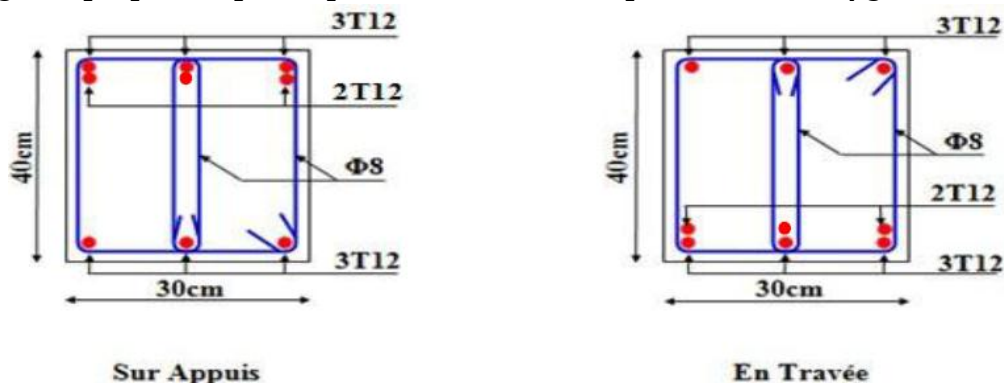


Figure 5.8 : Ferrailage de la poutre porteuse de l'axe 2.

2. Calculer le ferrailage poteau (RDC) plus défavorable P2B

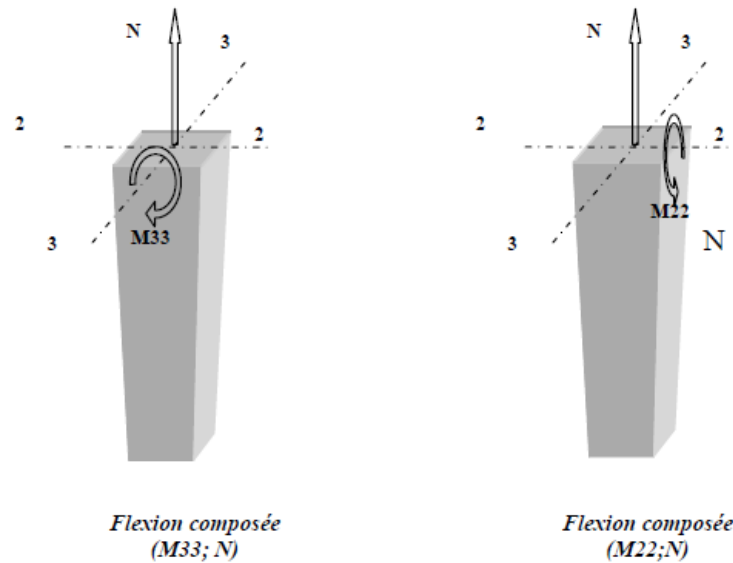


Figure 5.9 : Poteau soumise à la flexion déviée.

a) Armatures longitudinales

- Sens de X :

- Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$

$$\begin{cases} \sigma_b = 16.26 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e = e_1 = e_2 = e_a$$

Nous avons :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{42.21}{115.09} = 0.3667 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 36.67 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot I_f^2}{10000 \cdot h} (2 + \alpha \phi)$$

$$I_f = 0,7 \cdot I_0 = 0,7 \times (306) = 214.2 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0,5$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \cdot (214,2)^2}{10^4 \cdot (35)} (2 + 0,5 \times 2) = 1,18 \text{ cm} \Rightarrow e_2 = 1,18 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}) = \max(2 \text{ cm}; \frac{306}{250} = 1,22) = 2 \text{ cm}$$

Donc :

$$e_2 = 36,67 + 1,18 + 2 = 39,85 \text{ cm}$$

Calcul du coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N}{N_{b \max}} = \frac{N}{b \cdot h \cdot \sigma_b} = \frac{115,09 \times 10}{35 \times 35 \times 16.26} = 0.044$$

On compare ce coefficient à 0,81 :

$$\psi_1 = 0.044 < 0,81, \text{ donc on détermine l'excentricité critique relative } \zeta.$$

$$\psi_1 = 0.044 \leq \frac{2}{3}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.044}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.044})} = 0.165$$

On calcule e_{NC} :

$$e_{NC} = \xi \cdot h = 0.165 \times 35 = 6.6 \text{ cm}$$

On compare e_{NC} et e :

$$e = 39.85 \text{ cm} > e_{NC} = 6.6 \text{ cm} : \text{la section est partiellement comprimée.}$$

Remarque :

Tout problème en flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple avec un moment fictif.

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}}$$

Avec :

A_s : Section d'armature tendue en flexion composée ;

$A_{s \text{ fictif}}$: Section d'armature comprimée en flexion composée :

Calcul le moment fictif au centre de gravité des armatures tendue :

$$M_1 = M + N \cdot \left[d - \frac{h}{2} \right] = N_u \cdot \left[e + d - \frac{h}{2} \right]$$

$$M_1 = 42.21 + 115.09 \left[0.32 - \frac{0.35}{2} \right] = 61.77 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 61.77 \text{ KN.m}$$

M_1 : moment par rapport aux armatures tendues.

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{61.77 \times 10^3}{16.26 \times 35 \times 32^2} = 0.1 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.1 < 0.186 \rightarrow A_s = \beta_u \cdot b_u \cdot d \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_s}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1} = 0.1$$

$$A_{s \text{ fictif}} = 0.1 \times 35 \times 32 \times \frac{16.26}{400} = 4.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}} = 4.55 - \frac{115.09 \times 10}{400} = 1.67 \text{ cm}^2$$

- Vérification :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_{\min} = \max \{1.6; 1.63\}$$

$$A_s = 1.67 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.67 \text{ cm}^2$$

- Sens de Y :

$$\text{- Situation accidentelle : } \gamma_b = 1.15 \text{ et } \gamma_s = 1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 16.26 MPa \\ \sigma_s = 400 MPa \end{array} \right.$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Nous avons :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{29.97}{544.53} = 0.055m \Rightarrow e_1 = 5.5cm$$

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000.h} (2 + \alpha\phi)$$

$$l_f = 0.7.l_0 = 0.7 \times (306) = 214.2cm$$

$$\alpha = 0.5$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3.(214.2)^2}{10^4.(35)} (2 + 0.5 \times 2) = 1.18cm \Rightarrow e_2 = 1.18cm$$

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{306}{250} = 1.22) = 2cm$$

Donc :

$$e_2 = 5.5 + 1.18 + 2 = 8.68cm$$

Calcul du coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N}{N_{bmax}} = \frac{N}{b.h.\sigma_b} = \frac{544.53 \times 10}{35 \times 35 \times 16.26} = 0.27$$

On compare ce coefficient à 0,81 :

$$\psi_1 = 0.27 < \frac{2}{3}, \text{ donc on détermine l'excentricité critique relative } \xi.$$

$$\psi_1 = 0.27 \leq \frac{2}{3}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.27}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.27})} = 0.16$$

On calcul e_{NC} :

$$e_{NC} = \xi.h = 0.16 \times 35 = 5.6 cm.$$

On compare e_{NC} à e :

$$e = 8.53 cm > e_{NC} = 5.6 cm : \text{ la section est partiellement comprimée.}$$

Remarque :

Tout problème en flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple avec un moment fictif.

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}}$$

Avec:

A_s : Section d'armature tendue en flexion composée ;

$A_{s \text{ fictif}}$: Section d'armature comprimée en flexion composée :

Calcul le moment fictif au centre de gravité des armatures tendue :

$$M_1 = M + N \cdot \left[d - \frac{h}{2} \right] = N_u \cdot \left[e + d - \frac{h}{2} \right]$$

$$M_1 = 29,97 + 544,53 \left[0,32 - \frac{0,35}{2} \right] = 109 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 109 \text{ KN.m}$$

M_1 : moment par rapport aux armatures tendues.

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b_0 \cdot d^2} = 0,18 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,18 < 0,186 \rightarrow A_{s, \text{fictif}} = \beta_u \cdot b_u \cdot d \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_s}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,18} = 0,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{fictif}} = 0,2 \times 35 \times 32 \times \frac{16,26}{400} = 9,1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s, \text{fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}} = 9,1 - \frac{544,53 \times 10}{400} = -4,51 \text{ cm}^2$$

D'après (CBA93 [7]) cette quantité peut être négative, on prend alors comme section A_s la section minimale imposée par la règle du millièmes et par la règle de non-fragilité :

- **Vérification :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_{\min} = \max \{1,6; 1,63\}$$

$$A_s = -4,51 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- **Choix de ferrailage :**

N.B : puisque le séisme change la direction, on a ferrailé le poteau symétriquement et sous les efforts maximum (M, N).

Nous avons les sections limites exigées par le RPA 99/V2003 :

$$A_{\min} = 0,9\% \times 35 \times 35 = 11 \text{ cm}^2 \text{ (pour la zone III)}$$

$$A_{\max} \text{ (zone courante)} = 4\% \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} \text{ (zone de recouvrement)} = 6\% \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc le choix : } A_s = (8T16) = 16,08 \text{ cm}^2$$

- **Vérification :**

$$A_{\min} = 11 \text{ cm}^2 < A = 16,08 \text{ cm}^2 < \begin{cases} A_{\max} = 49 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots Z - C \\ A_{\max} = 73,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots Z - R \end{cases}$$

$$\text{-Longueur de recouvrement : } 50\phi = 50 \times 16 \text{ mm} = 800 \text{ mm} = 80 \text{ cm}$$

b) Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right)$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8mm \rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 4 \times \frac{3.14 \times (0.08)^2}{4} = 2.01cm^2$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2.01cm^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01cm^2$$

- Espacement des Armatures transversales exigé par RPA 99 :

- Dans la Zone nodale :

$$t \leq 10cm \text{ en zone III;}$$

- Dans la zone courante :

$$t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_{l\min}\right) \text{ en zone III ;}$$

$$t' \leq \min\left(\frac{35}{2}, \frac{35}{2}, 10 \times 16\right)$$

On prend :

$$t' = 15cm$$

- Vérification des Armatures transversales RPA99/V2003

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Tel que :

V_u : est l'effort tranchant de calcul ;

h_1 : Hauteur total de la section brute;

f_e : Contrainte élastique de l'acier d'armature transversales;

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g Est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b}$$

Avec, **a** et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

t : est l'espacement des armatures transversales; la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,35} = 6,12 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$A_t = \frac{3,75 \times 25,65 \times 10}{35 \times 235} = 0.102cm^2$$

$$A_t = 0,102cm^2 < 2,01cm^2 \dots \dots CV$$

- Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :

$$\frac{A_t}{t \times b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \rightarrow \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\lambda_g = 6,12 \rightarrow \frac{A_t}{t \times b} = \frac{2,01}{10 \times 35} \times 100 = 0,45\% > 0,3\% \dots\dots\dots CV$$

- Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limité ultime par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{25,65 \times 10}{35 \times 32} = 0,23 MPa$$

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible « τ_u » égale à :

$$\bar{\tau}_u < (0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa) \dots\dots\dots \text{Pour une fissuration préjudiciable, ou très Préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,87 MPa$$

- Vérification Selon RPA99/2003.

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = 0.075 \dots$ si $\lambda_g > 5$

$\rho_d = 0.040 \dots$ si $\lambda_g < 5$

$$\lambda_g = 6,12 \rightarrow \rho_d = 0,075 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 0.075 \times 22 = 1.65 MPa$$

Constations :

$$\tau_u = 0.23 MPa < \min(2,8 MPa; 1.65 MPa) \dots\dots\dots CV$$

- Schéma de ferrailage :

Le ferrailage adopté le poteau P2B est présenté dans la figure 5.8 :

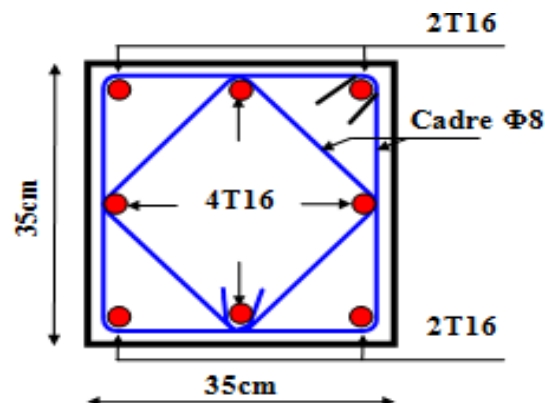


Figure 5.10 : Ferrailage de poteau P2B.