VIII.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sou-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.2 Etude des fondations :

VIII.2.1 Introduction :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaitre d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 1.4 bars à un ancrage de 3 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :

1. Dimensionnement à l'ELS ;
2. Ferraillage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

VIII.2.2 Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1.4 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cella on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment $\left({S_{semelle}}/{S_{bâtiment}} < 50\% \right)$.

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq {N}/{\sigma_{sol}}$

Avec :

S : la surface totale de la semelle ;

$\sigma_{sol} = 1.4\ bar = 14\ t/m^2$

$$\begin{cases} N_u = 4104.26\ t \\ N_{ser} = 3002.623\ t \end{cases}$$

VIII.2.2.1 Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 343.064\ m^2$

$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 59\% < 50\%$; $\boldsymbol{Condition\ non\ vérifiée}$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

VIII.2.3 Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui à une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Eviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol ≅ poids total de la structure).

VIII.2.4 Pré dimensionnement du radier :

a) Calcul du débordement :

$$D \geq max\left\{\frac{h}{2}\,; 30\ cm\right\} = 30\ cm \rightarrow \boldsymbol{On\ prend}\ D = 50\ cm$$

Et de ce fait, la surface du radier est : $\boldsymbol{S_r = 393.064\ m}^2$

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

b) Condition de cisaillement :

$$\begin{cases}\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 5{,}37m\end{cases} \Rightarrow 21.48\ cm \leq d \leq 26.86\ cm \Rightarrow \begin{cases} d = 26.86\ cm \\ h = d + c = 26.1 + 5 = 31.86\ cm\end{cases}$$

c) Condition forfaitaire :

D'après le BAEL 91 :

$\boldsymbol{V_u}$: Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

b : Désigne la largeur.

$$\begin{cases}\tau_u = \dfrac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0{,}07 f_{c28} \quad \Rightarrow d \geq \dfrac{V_u}{0{,}07 f_{c28} \times b} \\ V_u = \dfrac{q_u \times L_{max}}{2} \\ q_{u=} \dfrac{N_u}{S} = \dfrac{4104.26}{393.064} = 10.44\ t/m^2 \qquad \Rightarrow V_u = \dfrac{10.44 \times 5{,}37}{2} = 28.03\ t \\ q_{u=} 20 \times 1 = 10.44\ t.m \\ d \geq \dfrac{28.03 \times 10^{-2}}{0{,}07 \times 25 \times 1} = 0{,}16\ m\end{cases}$$

d) Choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 30 cm, $\boldsymbol{h_t = 30cm}$.

e) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\begin{cases}\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 59.66\ cm \leq h \leq 89.5\ cm \rightarrow On\ prend\ h = 80\ cm\,; d = 76.5\ cm\,; b = 50\ cm \\ L : la\ longueur\ maximal\ d'une\ poutre\ de\ libage, L = 5{,}87\ m\end{cases}$$

f) Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$G_{radier} = \gamma_b[(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i)] = 2{,}5[(0{,}30 \times 393.064\ ) + (0{,}80 \times 0{,}5 \times 185.55)]$ =480.348 t

$$N_{ser} = 480.348 + 3002.623 = 3482.971\ t$$

$$\frac{N_{ser}}{S_r} = 8.86\ t/m^2 < 14\frac{t}{m^2}\ ; \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

g) La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{4EI/_{K \times b}}$

I : inertie de la poutre : $I = {bh^3}/_{12} = 0{,}021\ m^4$

K : Coefficient de raideur du sol K = 500 t/m³ ;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0{,}021}{500 \times 0{,}50}} = 5.73\ m$$

$$L_{max} = 5{,}37\ m < \frac{\pi}{2} \times L_e = 9\ m\ ; \boldsymbol{Condition\ vérifée}$$

$\boldsymbol{L_{max}}$: Longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

h) Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \dfrac{N_{ser}}{S_r} = \dfrac{3482.971}{393.064} = 8.86\ t/m^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2.5 \times 0{,}5 = 1.25\ t/m^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 7.61\ t/m^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferraillage du radier est de :

$$\boldsymbol{Q = 7.61\ t/m^2}$$

i) Vérifications diverses :

1. Vérification de l'effet de surpression :

On vérifié que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante : $N_u \geq \gamma_w \times f_s \times S \times Z$.

$\boldsymbol{\gamma_w}$: Densité de l'eau ;

Z : Hauteur de la partie immergée = **3,4m** ;

$\boldsymbol{f_s}$: Coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de soulèvement = **1,5**.

$$\gamma_w \times f_s \times S \times Z = 1 \times 1{,}5 \times 393.064 \times 3{,}4 = 2004.62t \rightarrow \boldsymbol{N_u} = \mathbf{4104.26t} \geq 2004.62\ t\ ;\ \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

VIII.2.5 Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VIII.2.5.1 Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l^2{}_x$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

$\mu_x\ et\ \mu_y$: sont des coefficients fonction de α et ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- Moment en travée : $\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow Panneau\ de\ rive \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow Panneau\ intermédiaire \end{cases}$
- Moment sur appuis : $\begin{cases} M_a = 0.35 \times M_0 \rightarrow Panneau\ de\ rive \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow Panneau\ intermédiaire \end{cases}$

VIII.2.5.2 Evaluation des charges :

$$\begin{cases} q_u = \dfrac{N_u}{S_r} = \dfrac{4104.26}{393.064} = 10.44\ t/m^2 \\ q_{ser} = \dfrac{N_{ser}}{S_r} = \dfrac{3482.971}{393.064} = 8.86\ t/m^2 \end{cases}$$

1. Exemple de calcul :

$$\alpha = L_x/L_y = 4{,}57/5.35 = 0{,}85 > 0{,}4$$

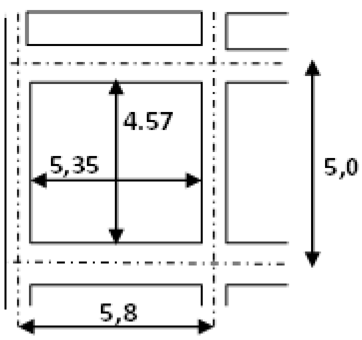


Fig. VIII. 1 Schéma du panneau le plus défavorable

La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0{,}85 \Rightarrow \mu_x = 0{,}0506; \mu_y = 0{,}6864.$$
$$M_{0x} = \mu_x.Q.L_x^2$$
$$M_{0x} = 0{,}0506 \times 10.44 \times (4{,}57)^2 = 11.03 t.m$$
$$M_{0y} = \mu_y.M_x$$
$$M_{0y} = 0{,}6864 \times 11.03 = 7.57\, t.m$$

a) En travée :

1. Sens x :

$$M_{tx} = 0{,}75 M_{ox} = 0{,}75 \times 11.03 = 8.27 t.m$$
$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{8{,}27.10^4}{100(27)^2.14{,}17} = 0.070 \prec \mu_1 = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0$$
$$.\mu_1 = 0.070 \rightarrow \beta = 0.9635$$
$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{8.27.10^4}{0.9635.27348} = 8.03 cm^2.$$

On adopte : 8T12 / ml, A = 9.04cm^2/ml, S_t = 12.5 cm

2. Sens y :

$$M_{ty} = 0{,}85 M_{0y} = 0{,}85 \times 7.57 = 6.43\, t.m$$
$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{6.43.10^4}{100(72)^2.14{,}17} = 0.062 \prec \mu_1 = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0$$
$$.\mu_1 = 0.062 \rightarrow \beta = 0.9678$$
$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{6.43.10^4}{0.9678.30348} = 7.08 cm^2.$$

On adopte : 5T14 / ml, A = 7.693 cm^2/ml, S_t = 20 cm

b) En appuis :

1. Sens x :

$$M_{ax} = 0{,}35 M_{ox} = 0{,}35 \times 11.03 = 3.86 t.m$$
$$\mu = \frac{Max}{bd^2.f_{bc}} = \frac{3.86.10^4}{100(27)^2.14{,}17} = 0.037 \prec \mu_1 = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0$$
$$.\mu_1 = 0.037 \rightarrow \beta = 0.9809$$
$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{3.86.10^4}{0.9809.27348} = 4.19 cm^2.$$

On adopte : 4T12 / ml, A = 4.52 cm^2/ml, St =25 cm

On adopte le même ferraillage pour tous les panneaux du radier.

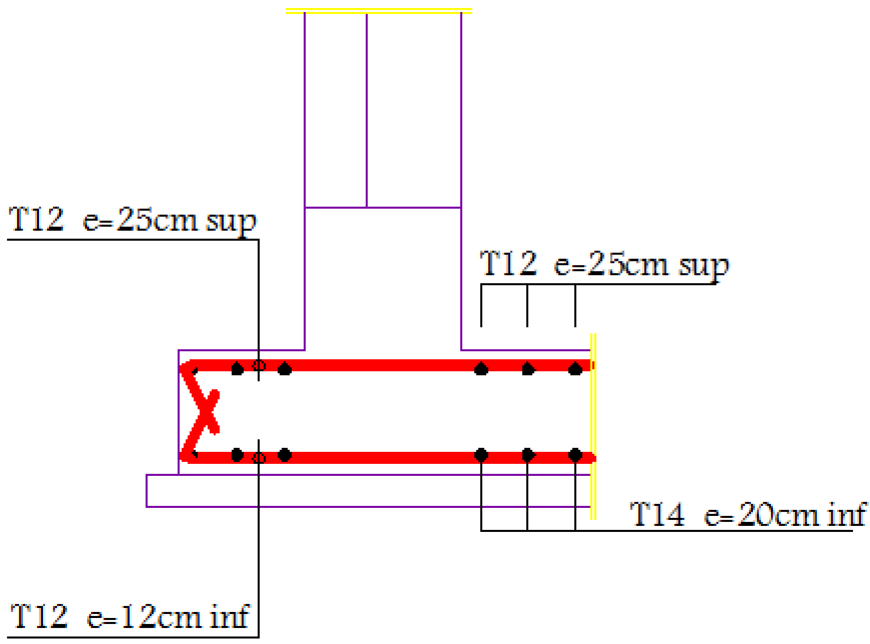


Fig. VIII. 2 schéma ferraillage de radier

c) Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

- Sens y :

$A_y = 8.03\ cm^2 \geq A_{y\,min} = 8 \times épaisseur = 2.4\ cm\ ; Pour\ Fe400\ ; Condition\ vérifée$

- Sens x :

$$A_x = 8.03\ cm^2 \geq A_{x\,min} = A_{y\,min}\frac{(3-0.85)}{2} = 2.58m\ ; Condition\ vérifée$$

d) Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité : $\begin{cases} S_t \leq min\{3h\ ; 33\ cm\} \\ S_t \leq 33\ cm \end{cases}$; $Condition\ vérifée$

VIII.2.5.3 Ferraillage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = {L_x}/{L_y}$ pour tous les panneaux constituants le radier, donc les charges transmises

par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferraillage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens longitudinale :

1. Calcul de Q' :

Q : Elle est tirée du chargement de la poutre.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\begin{cases} Q' = \frac{Q}{2}\left[\left(1-\frac{L^2{}_{x1}}{3L^2{}_{y1}}\right)L_{x1}+\left(1-\frac{L^2{}_{x2}}{3L^2{}_{y1}}\right)L_{x2}\right] = \frac{7.61}{2} * \left(\left(1-\frac{(4.57)^2}{3*5.35^2}\right)*4.57+\left(1-\frac{(4.57)^2}{3*5.35^2}\right)*4.57\right) \\ Q' = 26.32\,\frac{t}{m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{26.32 \times 5.35^2}{8} = 94.16\; t.m \end{cases}$$

2. Calcul du ferraillage :

- **En travée :**

$M_t = 0.85 \times M_0 = 80.04\; t.m$

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{80.04 \times 10^4}{50 \times 72^2 \times 14{,}17} = 0.109 < \mu_l = 0{,}392 \;\rightarrow\; A'_s = 0 \rightarrow \;\beta = 0.9419 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{80.4 \times 10^4}{0.9419 \times 72 \times 348} = 34.09\; cm^2/ml \end{cases}$$

$$On\ adopte : \begin{cases} 1^{ier}\ lit : 4T20 \\ 2^{éme}\ lit : 4T20 \rightarrow A = 37.68\; cm^2 \\ 3^{éme}\ lit : 4T20 \end{cases}$$

- **Sur appui :**

	Intermédiaire	Rive
$M_a\ (t.m)$	$= 0.4 \times M_0 = 32.16$	$= 0.3 \times M_0 = 24.01$
$\mu \rightarrow \beta$	0.044→ 0.9776	**0.033→ 0.9834**
$A_s\ (cm^2)$	13.14	**9.75**
$A_{adoptée}\ (cm^2)$	4T16(fil) + 4T14 (chap) = 14.1928	**4T14 (fil) + 4T12 (chap) = 10.67**

Tab. VIII . 1 Ferraillage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.

b) Sens transversale :

1. Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\begin{cases} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 7.61 \times 5.35 = 27.1 t/m \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{27.1 \times 5.35^2}{8} = 96.98\ t.m \end{cases}$$

2. Calcul du ferraillage :

- **En travée :**

$M_t = 0.85 \times M_0 = 82.43\ t.m$

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{82.43 \times 10^4}{50 \times 76.5^2 \times 14{,}17} = 0.112 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0.9403 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{82.43 \times 10^4}{0.9403 \times 72 \times 348} = 35.00\ cm^2/ml \end{cases}$$

$$On\ adopte : \begin{cases} 1^{ier}\ lit : 4T20 \\ 2^{éme}\ lit : 4T16 \\ 3^{éme}\ lit : 4T14 \end{cases} \rightarrow A = 26.75\ cm^2$$

- **Sur appui :**

	Intermédiaire	**Rive**
$M_a\ (t.m)$	$= 0.6 \times M_0 = 49.45$	$= 0.3 \times M_0 = 24.72$
$\mu \rightarrow \beta$	0.067→ 0.9651	0.034→ 0.9829
$A_s\ (cm^2)$	20.46	10.04
$A_{adoptée}\ (cm^2)$	4T20 (fil) + 4T20 (chap.) = 25.12	4T14 (fil) + 4T16 (chap.) = 14.19

Tab. VIII. 2 Ferraillage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

VIII.2.5.4 Armatures de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0{,}1 f_e) = 80\ cm$

Dans notre cas h_a=80 cm (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

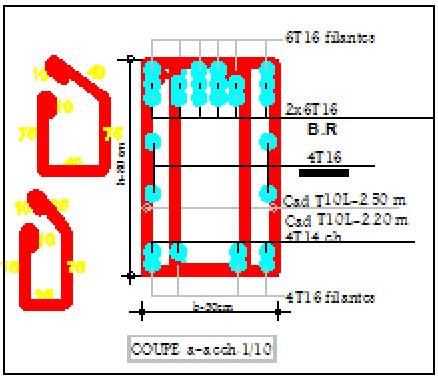
En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi, pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section (0,8 x 0,5) m² on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2(b+h) = 3 \times 2(0{,}5 + 0{,}8) = 7.8\ cm^2$$

$On\ prend : \boldsymbol{4T16} = 8{,}04\ cm$

SENS X



SENS Y

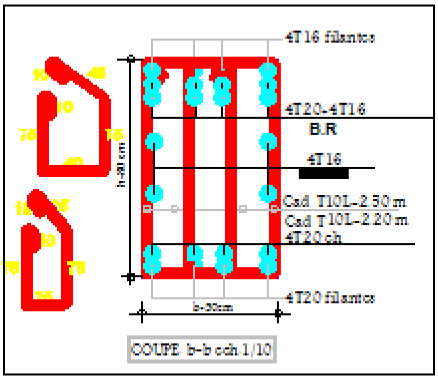


Fig. VIII. 3 Schéma ferraillage la poutre de libage.

VIII.2.6 Les vérifications :

a) Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{76.1 \times 5.35}{2} = 203.56\ KN$$

$$\begin{cases} \tau_u = \dfrac{T}{b \times d} = \dfrac{43{,}75 \times\ 10}{50 \times 72} = 0{,}565\ MPa \\ \overline{\tau_u} = \min(0{,}13 f_{c28}\, ; 5\ MPa) = \min(3{,}25\ MPa\, ; 5\ MPa) = 3{,}25\ MPa \\ \tau_u = 0{,}565\ MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}25\ MPa\, ; Condition\ vérifiée \end{cases}$$

b) Diamètre :

$$\Phi_t \leq min\left\{\frac{h}{35} \; ; \; \Phi_l \; ; \; \frac{b}{10}\right\} = min\{22{,}85 \; ; 12 \; ; 50\} = 12 \; mm \rightarrow \Phi_t = 10 \; mm$$

c) Espacement :

$$S_t = min\left\{\frac{h}{4} \; ; \; 12\Phi_l\right\} = min\{20; 14{,}4\} = 14{,}4 \; cm \rightarrow S_t = 14 \; cm$$

Donc on utilise des armatures, Fe235, soit **4T10** = 3,14 cm²

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq max\left\{\frac{\tau_u}{2} \; ; 0{,}4 \; MPa\right\} \Rightarrow 1{,}05MPa > 0{,}4 \; MPa \; ; \boldsymbol{Condition \; vérifée}$$