

brouillards salins, gaz ou sols corrosifs) ou lorsque les éléments doivent assurer une étanchéité.

**Contraintes limites de traction des aciers**

Cas	Conditions particulières	Contraintes limites de traction (en MPa)
Fissuration peu préjudiciable	Locaux couverts et clos non soumis à condensations	$\sigma_{st} \leq f_e$
Fissuration préjudiciable	Coefficient de fissuration (symbole) : $\eta$ $\eta = 1$ pour ronds lisses $\eta = 1,6$ pour aciers HA diamètre $\geq 6$ mm $\eta = 1,3$ pour aciers HA si diamètre $< 6$ mm (*)	$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$
Fissuration très préjudiciable	Diamètres des aciers $> 8$ mm (**)	$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left( 0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

N.B. Aciers de peau à prévoir dans les poutres de grande hauteur (hauteur totale  $> 60$  cm).

(\*)  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration préjudiciable.

(\*\*)  $5 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration très préjudiciable.

C- Savoir faire l'étude de béton armé des différentes structures

## POTEAUX Compression centrée

**Données :**  
 Combinaison de base :  $N_u = 1.35G + 1.5Q$   
 Longueur de flambement :  $l_f$   
 Section du poteau :  $a, b$  ou  $d$   
 Matériaux :  $f_{c28}, f_e$

$$\lambda = 2\sqrt{3} \frac{l_f}{a} \text{ (section rectangulaire)}$$

$$\lambda = 4 \frac{l_f}{D} \text{ (section circulaire)}$$

$\lambda \leq 70$  Non → flexion composée

Oui

$\lambda \leq 50$  Non

Oui

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$$

$$B_r = (a - 0.02)(b - 0.02)$$

type de section

$$B_r = \pi (d - 0.02)^2 / 4$$

$$A_{th} \geq \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A(4u) = 4u \text{ (en cm}^2\text{)}$$

$$A(0.2\%) = 0.2B/100$$

$$A_{min} = \sup(A(4u); A(0.2\%))$$

$$A_{sc} = \sup(A_{th}; A_{min})$$

$$0.2B/100 \leq A_{sc} \leq 5B/100$$

Armatures transversales

$$\phi_t > \phi_{lmax} / 3$$

Espacement des cadres

$$t < \inf(15\phi_{lmin}; 40\text{cm}; a+10\text{cm})$$

CALCUL DES POTEAUX  
en compression simple

## EXERCICES

EXERCICE I

Soit à déterminer les armatures d'un poteau à section rectangulaire de 40x30 cm soumis à un effort normal centré  $N_u=1800$  KN.

Ce poteau fait partie de l'ossature d'un bâtiment à étages multiples, sa longueur de flambement a pour valeur  $l_f=3$ m. Les armatures longitudinales sont en acier FeE400.

Le béton a pour résistance à la compression à 28j  $f_{c28}=25$  Mpa.

La majorité des charges n'est appliquée qu'après 90 jours.

- déterminer la section des armatures longitudinales et transversales ainsi que leur espacement.
- Faites le choix des aciers et le schéma de ferrailage de la section transversale.

## SOLUTION

1. Armatures longitudinales

$$\lambda = 2\sqrt{3} \frac{300}{30} = 34.64 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{34.6}{35}\right)^2} = 0.71$$

$$A_{th} \geq \left[ \frac{1.8}{0.71} - \frac{0.1064 \times 25}{1.35} \right] \frac{1.15}{400} = 1.623 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{th} = 16.23 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ T } 20 + 2 \text{ T } 16 \text{ (16.58 cm}^2\text{)}$$

$$A_{min} = \max(4u, 0.2B/100)$$

$$4u = 4(0.4 + 0.3) \cdot 2 = 5.6 \text{ cm}^2$$

$$0.2B/100 = 0.2(40 \times 30)/100 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 5.6 \text{ cm}^2 \text{ d'où } A_{sc} = 16.23 \text{ cm}^2$$

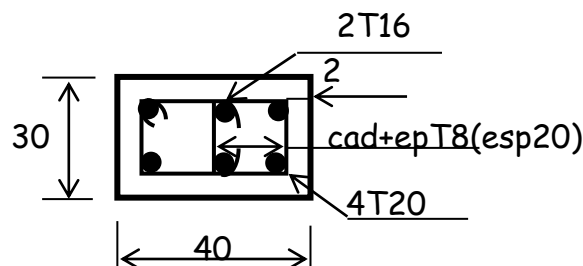
2. Armatures transversales

$$\phi_t > \phi_{l_{max}} / 3 = 20/3 = 6.66 \text{ mm on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$t < \min \{ 0.4 ; a+0.1 ; 15 \phi_{l_{min}} \}$$

$$t < \min \{ 40 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm} \} \text{ on prend } t = 20 \text{ cm}$$

$$c > \phi_{l_{max}} = 20 \text{ mm} \Rightarrow c = 2 \text{ cm}$$



**EXERCICE II**

Un poteau isolé de bâtiment industriel supporte un effort normal ultime de compression  $N_u=1.8$  MN. Sa longueur libre est  $l_0= 4.00$ m. Ce poteau est encastré en pied dans sa fondation et supposé articulé en tête.

Caractéristiques des matériaux :

Béton  $f_{c28}=25$  Mpa

Acier FeE400

En supposant que l'élanement du poteau est voisin de  $\lambda = 35$  et que la section du poteau est circulaire.

1. Déterminer les dimensions de la section.
2. Calculer le ferrailage complet du poteau et représenter la section transversale du poteau.

**SOLUTION****1. Armatures longitudinales**

$$l_f = \frac{l_0}{\sqrt{2}} = 2.83\text{m}$$

$$\lambda = 4 l_f / D_1 \Rightarrow D_1 = 4 \times 2.83 / 35 = 0.32\text{m}$$

$$\alpha = 0.85 / [1 + 0.2(35/35)^2] = 0.708$$

$$Br \geq 0.9 \gamma_b N_u / \alpha \cdot f_{c28} \Rightarrow Br \geq 0.9 \times 1.5 \times 1.8 / 0.708 \times 25$$

$$Br \geq 0.137\text{m}^2 \Rightarrow D_2 = \sqrt{\frac{4 \cdot Br}{\pi}} + 0.02$$

$$D_2 = 0.437 = 0.44\text{m} \Rightarrow D = \min(D_1, D_2) = \min(0.32, 0.44)$$

Donc , on prend **D=35 cm**.

$$\text{Calculons } Br = \pi(D-0.02)^2/4 = 0.085\text{m}^2$$

$$A_{th} \geq \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{th} \geq \left[ \frac{1.8}{0.708} - \frac{0.085 \times 25}{1.35} \right] \cdot \frac{1.15}{400} = 2.784 \cdot 10^{-3} \text{m}^2$$

$$A_{th} = 27.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max(4u, 0.2B/100)$$

$$4u = 4\pi \times 0.35 = 4.39 \text{ cm}^2 ; \quad 0.2 B/100 = 0.2(\pi \times 35^2/4)/100 = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 4.4 \text{ cm}^2 \quad \text{d'où} \quad A_{sc} = 27.84 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 9\text{H.A } 20 \quad (28.27\text{cm}^2)$$

## 2. Armatures transversales

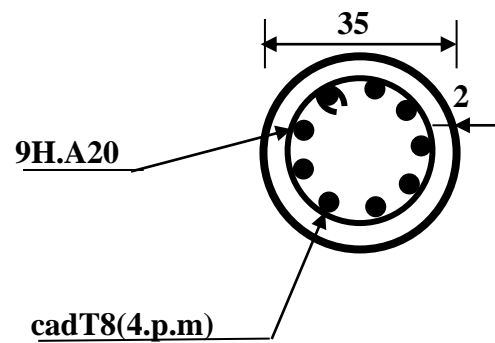
$\varnothing_t \geq \varnothing_{lmax} / 3 = 20/3 = 6.66 \text{ mm}$  on prend  $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

$t < \min \{ 0.4 ; a+0.1 ; 15 \varnothing_{lmin} \}$

$t < \min \{ 40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 1532=30 \text{ cm} \}$

on prend  $t = 25 \text{ cm}$

$c \geq \varnothing_{lmax} = 20 \text{ mm} \Rightarrow c = 2 \text{ cm}$



# EFFORT TRANCHANT

## JUSTIFICATIONS ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

### I. Sollicitation de calcul

La sollicitation d'effort tranchant  $V_u$  est toujours déterminée à l'état limite ultime (E.L.U).  
La combinaison de base dans les cas courants pour calculer  $V_u$  est :

$$1.35G + 1.5Q$$

### II. Contrainte tangentielle conventionnelle

Pour calculer la contrainte de cisaillement ou contrainte tangente, on applique l'expression suivante :

$$\tau_u = V_u / b.d$$

$V_u$  : effort tranchant en MN

$\tau_u$  : contrainte tangentielle en Mpa

$b, d$  : en m

La contrainte tangentielle conventionnelle doit satisfaire aux états limites suivants :

- Armatures droites ( $\alpha = \pi/2$ )
  - fissuration peu nuisible  $\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0.20f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$
  - fissuration préjudiciable }  $\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$   
ou très préjudiciable }

- Armatures inclinées à ( $\alpha = \pi/4$ )

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0.27f_{c28}}{\gamma_b} ; 7 \text{ Mpa} \right)$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il convient de revoir les dimensions de la poutre et notamment sa largeur.

### III. Dimension des armatures transversales

Choisir le diamètre de l'armature transversale

$$\phi_t \leq \min ( h/35 ; \phi_{l \min} ; b/10 )$$

$\phi_t$ : diamètre des armatures transversales

$\phi_{l \min}$ : diamètre minimal des armatures longitudinales

h : hauteur totale de la poutre.

b : largeur de la poutre.

### IV. Espacement maximum des cours d'armatures

$$S_{tmax} \leq \min \left( 0.9d ; 0.40m ; \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b} \right)$$

$A_t$ : section d'un cours d'armatures transversale en m<sup>2</sup>

$f_e$  : en MPa

b, d : en m

### V. Espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \frac{0.9 \cdot A_t \cdot f_e}{\gamma_s \cdot b (\tau_u - 0.3f_{t28k})}$$

$$A_t = n A_i \begin{cases} A_i : \text{section d'une branche verticale en cm}^2 \\ n : \text{nombre de branches verticales} \\ A_t : \text{section totale d'un cours d'armatures transversales en m}^2 \end{cases}$$

$f_e ; f_{c28} ; \tau_u$  en MPa avec  $f_{t28}$  plafonnée à **3.3 MPa**.

b ;  $S_t$  en m.

$$\text{Avec } \begin{cases} k = 0 & \text{si } \begin{cases} - \text{ Reprise de bétonnage} \\ - \text{ fissuration très préjudiciable} \end{cases} \\ k = 1 & \text{si } \begin{cases} - \text{ cas de flexion simple} \\ - \text{ sans reprise de bétonnage} \\ - \text{ ou reprise avec indentation / 5 mm} \end{cases} \end{cases}$$

## VI. Répartition des armatures transversales

Deux cas peuvent se présenter :

### 1) $S_t > S_{tmax}$

- placer le 1<sup>er</sup> cours d'armature transversale à une distance du nu de l'appui égale à  $S_{tmax}/2$ .
- disposer les autres cours d'armature à une distance **constante** égale à  $S_{tmax}$ .

### 2) $S_t < S_{tmax}$

- placer le 1<sup>er</sup> cours d'armature transversale à une distance du nu de l'appui égale à  $S_t/2$ .
- effectuer la répartition des cours en appliquant la progression de **CAQUOT** définie par les valeurs :  
**7 – 8 – 9 – 10 – 11 – 13 – 16 – 20 – 25 – 30 – 35 – 40 .**
- Répéter chacune des valeurs de la progression autant de fois qu'il y a de mètres dans la demi portée.

**N.B :** Retenir toujours les valeurs minimales de  $S_t$ .

La répartition des cours d'armatures transversales s'effectue en partant des appuis vers le milieu de la poutre. L'espace restant entre les deux derniers cours doit être inférieur ou au plus égal à  $S_{tmax}$ .

Cet espace n'est généralement pas coté sur les plans.

# FLEXION SIMPLE ( E.L.S )

Les éléments de structure en béton armé, soumis à un moment de flexion simple sont généralement calculés à l'état limite de service dans les cas suivants :

- Fissuration préjudiciable.
- Fissuration très préjudiciable.

Les vérifications à effectuer concernant les états limites de service vis à vis de la durabilité de la structure conduit à s'assurer du non dépassement des contraintes limites de calcul à l'E.L.S :

- Compression du béton
- Traction des aciers suivant le cas de fissuration envisagé (état limite d'ouverture des fissures).

## 1. Contraintes de calcul (à l'E.L.S)

- **Contrainte de compression du béton limitée à :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$$

- **Contrainte de traction des aciers limitée suivant les cas de fissuration :**

- fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf ( 2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} )$$

- fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf ( 1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} )$$

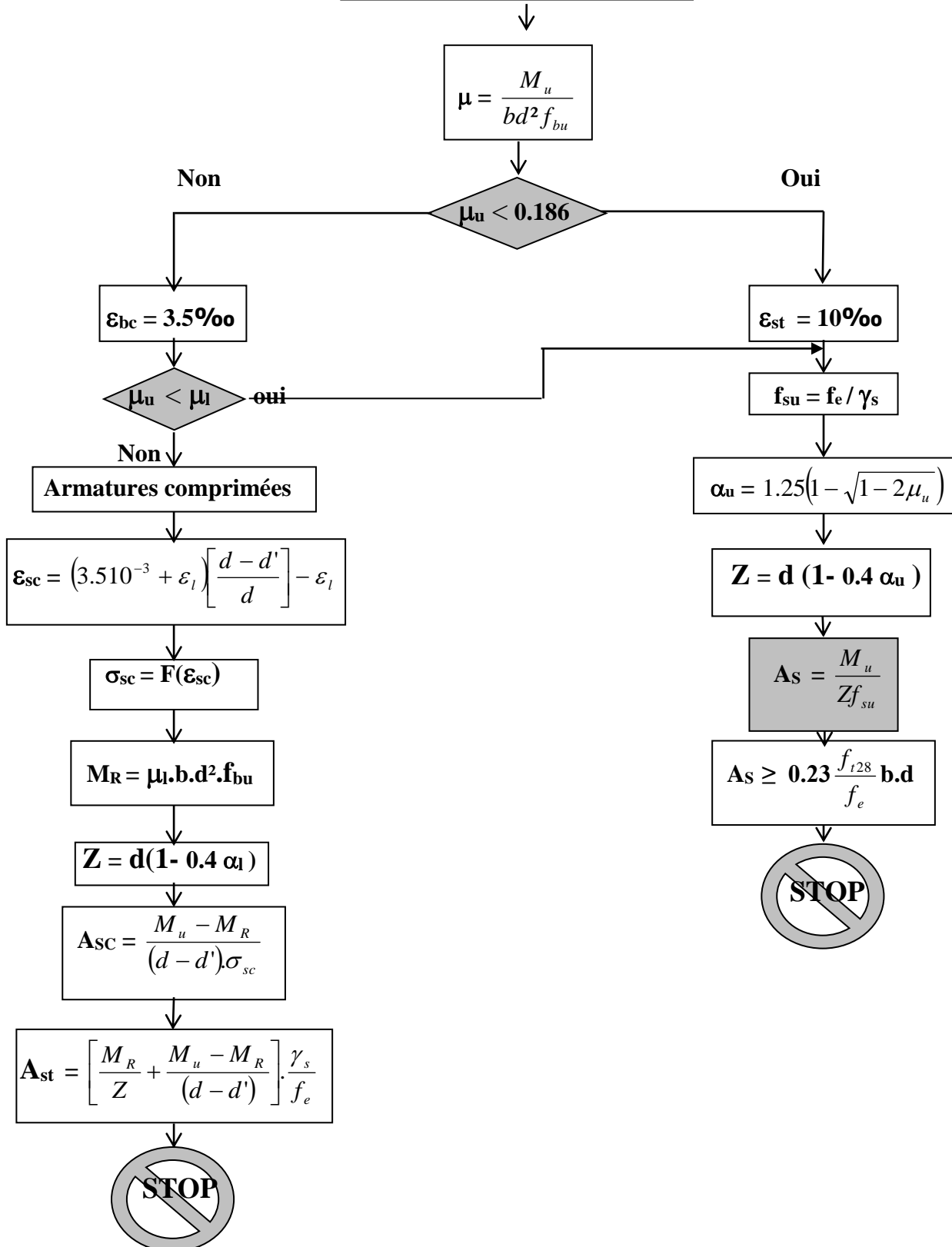
où  $\eta$ : coefficient de fissuration de l'acier utilisé

$\eta = 1$  pour aciers ronds lisses

$\eta = 1.6$  pour aciers haute adhérence  $\geq 6$  mm.

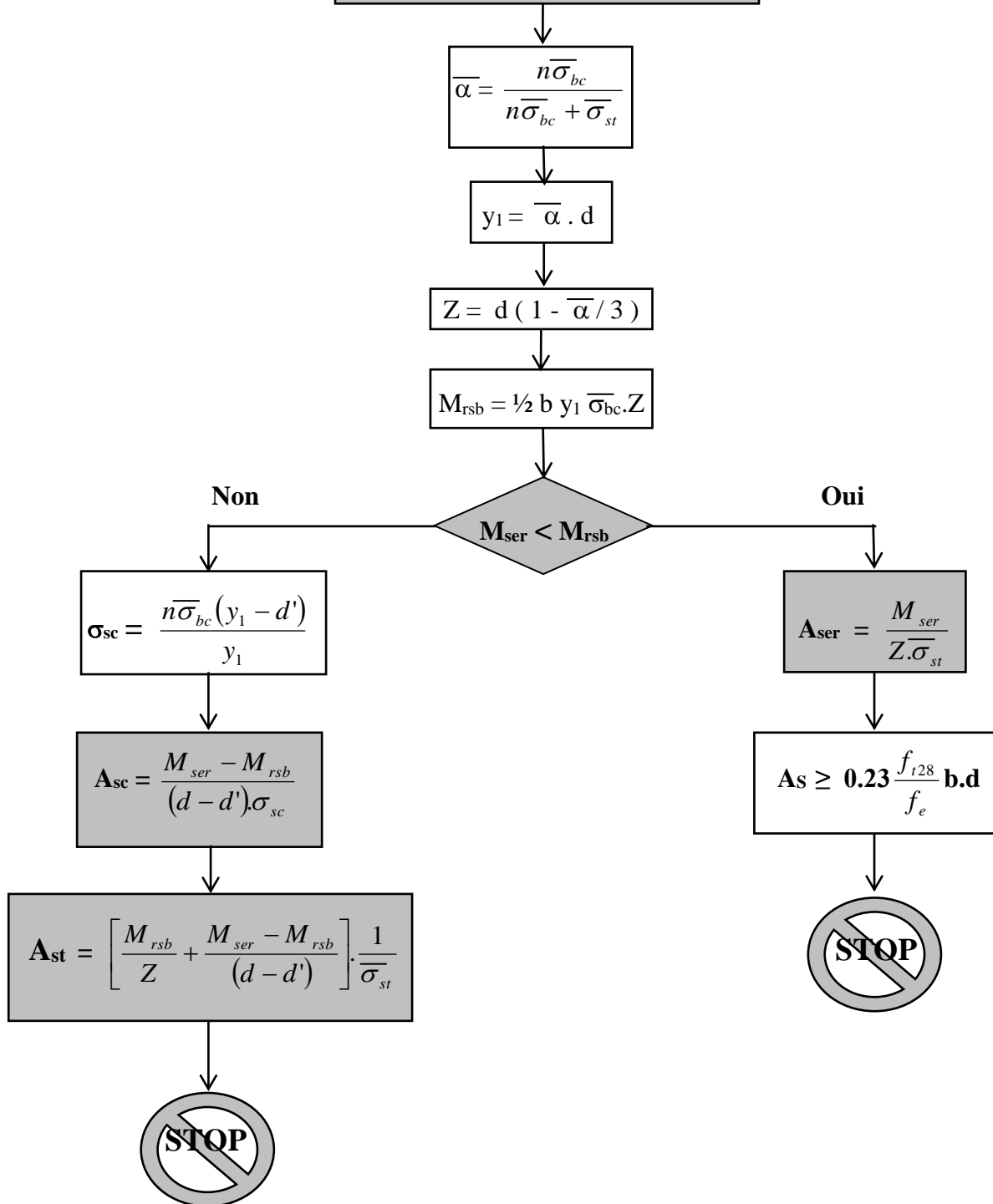
## FLEXION SIMPLE ( E.L.U ) SECTION RECTANGULAIRE

Données :  $M_u$  ,  $b$  ,  $d$  ,  $d'$  ,  $f_{c28}$  ,  $f_e$



## FLEXION SIMPLE ( E.L.S) SECTION RECTANGULAIRE

**Données :  $M_{ser}$  ,  $b$  ,  $d$  ,  $d'$  ,  $f_{c28}$  ,  $f_e$**



## FLEXION SIMPLE ( E.L.S)

### Exercice II

Considérons une poutre de section 30x60 l'enrobage est de 5 cm. Elle est soumise à un moment  $M_{ser} = 0.2 \text{ m.MN}$ . Le béton a une résistance caractéristique  $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$ . L'acier a une limite élastique  $f_e = 400 \text{ MPa}$ . La fissuration est préjudiciable. Calculer les armatures à l' E.L.S.

#### \* Contraintes admissibles

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf ( 2/3 f_e ; 110 \star \overline{\eta.ftj} )$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf ( 2/3(400) ; 110 \star \overline{1.6(1.8)} )$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf ( 266.67 ; 186.67 )$$

d'où  $\bar{\sigma}_{st} = 186.67 \text{ Mpa} \cong 187 \text{ Mpa}$

#### \* Moment résistant du béton

$$\bar{\alpha} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 12}{(15 \times 12) + 187} = 0.49$$

$$Z = d ( 1 - \bar{\alpha} / 3 ) = 0.55 ( 1 - 0.49/3 ) = 0.46\text{m}$$

$$\text{et } y_1 = \bar{\alpha} \cdot d = 0.49 \times 0.55 = 0.27\text{m}$$

$$\text{d'où } M_{rsb} = \frac{1}{2} b y_1 \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z = \frac{1}{2} (0.3 \times 0.27 \times 12 \times 0.46) = 0.223\text{m.MN}$$

$$M_{ser} = 0.2\text{m.MN}$$

$$M_{ser} < M_{rsb} \Rightarrow \text{Armatures simples}$$

#### \* Section d'acier

$$\bar{\alpha} = 0.49$$

$$Z = 0.46\text{m}$$

$$\text{D'où } A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.2}{0.46 \times 187} = 2.325 \cdot 10^{-3} \text{m}^2$$

$$A_{ser} = 23.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} / 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 1.7 \text{cm}^2$$

$$A_{ser} > A_{min} \text{ donc c'est bon}$$

**Exercice III**

La section précédente est cette fois soumise à un moment de service

$$M_{\text{ser}} = 0.3 \text{ m.MN.}$$

Déterminer les armatures. On donne  $d' = 5\text{cm}$ .

**\* Moment résistant du béton**

$$M_{\text{rsb}} = 0.223 \text{ m.MN} \quad \text{donc} \quad M_{\text{ser}} > M_{\text{rsb}} \Rightarrow \text{Armatures doubles}$$

**\* Section d'acier comprimé**

$$\sigma_{\text{sc}} = \frac{n \bar{\sigma}_{\text{bc}} (y_1 - d')}{y_1} = \frac{15 \times 12(0.27 - 0.05)}{0.27} = 146.67$$

$$\sigma_{\text{sc}} = 147 \text{ MPa}$$

$$D'où \quad A_{\text{sc}} = \frac{M_{\text{ser}} - M_{\text{rsb}}}{(d - d') \cdot \sigma_{\text{sc}}} = \frac{0.3 - 0.223}{(0.55 - 0.05) \cdot 147} = 1.05 \cdot 10^{-3}$$

$$A_{\text{sc}} = 10.5 \text{ cm}^2$$

**\* Section d'acier tendu**

$$A_{\text{st}} = \left( \frac{M_{\text{rsb}}}{Z} + \frac{M_{\text{ser}} - M_{\text{rsb}}}{(d - d')} \right) \frac{1}{\bar{\sigma}_{\text{st}}} = \left( \frac{0.223}{0.46} + \frac{0.3 - 0.223}{(0.55 - 0.05)} \right) \frac{1}{187} = 34.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{st}} = 34.15 \text{ cm}^2$$

**Contraintes limites de traction des aciers**

Cas	Conditions particulières	Contraintes limites de traction (en MPa)
Fissuration peu préjudiciable	Locaux couverts et clos non soumis à condensations	$\sigma_{st} \leq f_e$
Fissuration préjudiciable	Coefficient de fissuration (symbole) : $\eta$ $\eta = 1$ pour ronds lisses $\eta = 1,6$ pour aciers HA diamètre $\geq 6$ mm $\eta = 1,3$ pour aciers HA si diamètre $< 6$ mm (*)	$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$
Fissuration très préjudiciable	Diamètres des aciers $> 8$ mm (**)	$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left( 0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

*N.B. Aciers de peau à prévoir dans les poutres de grande hauteur (hauteur totale  $> 60$  cm).  
(\*)  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration préjudiciable.  
(\*\*)  $5 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration très préjudiciable.*

Les armatures longitudinales disposées en partie supérieures et réparties sur la largeur de la semelle doivent représenter une section par mètre de largeur au moins égale à  $A_s/4$  avec un minimum de :

- ✓  $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$  dans le cas d'acier lisse de classe FeE215 ou FeE235.
- ✓  $2 \text{ cm}^2/\text{ml}$  dans le cas d'acier à haute adhérence de classe FeE400 ou FeE500.

Si la largeur de la semelle est inférieure au mètre, les valeurs de  $3 \text{ cm}^2$  et  $2 \text{ cm}^2$  seront maintenues.

**3. Dimensionnement d'une semelle isolée sous un poteau**

La longueur et la largeur de ces fondations sont à déterminer et doivent vérifier la condition de résistance suivante :

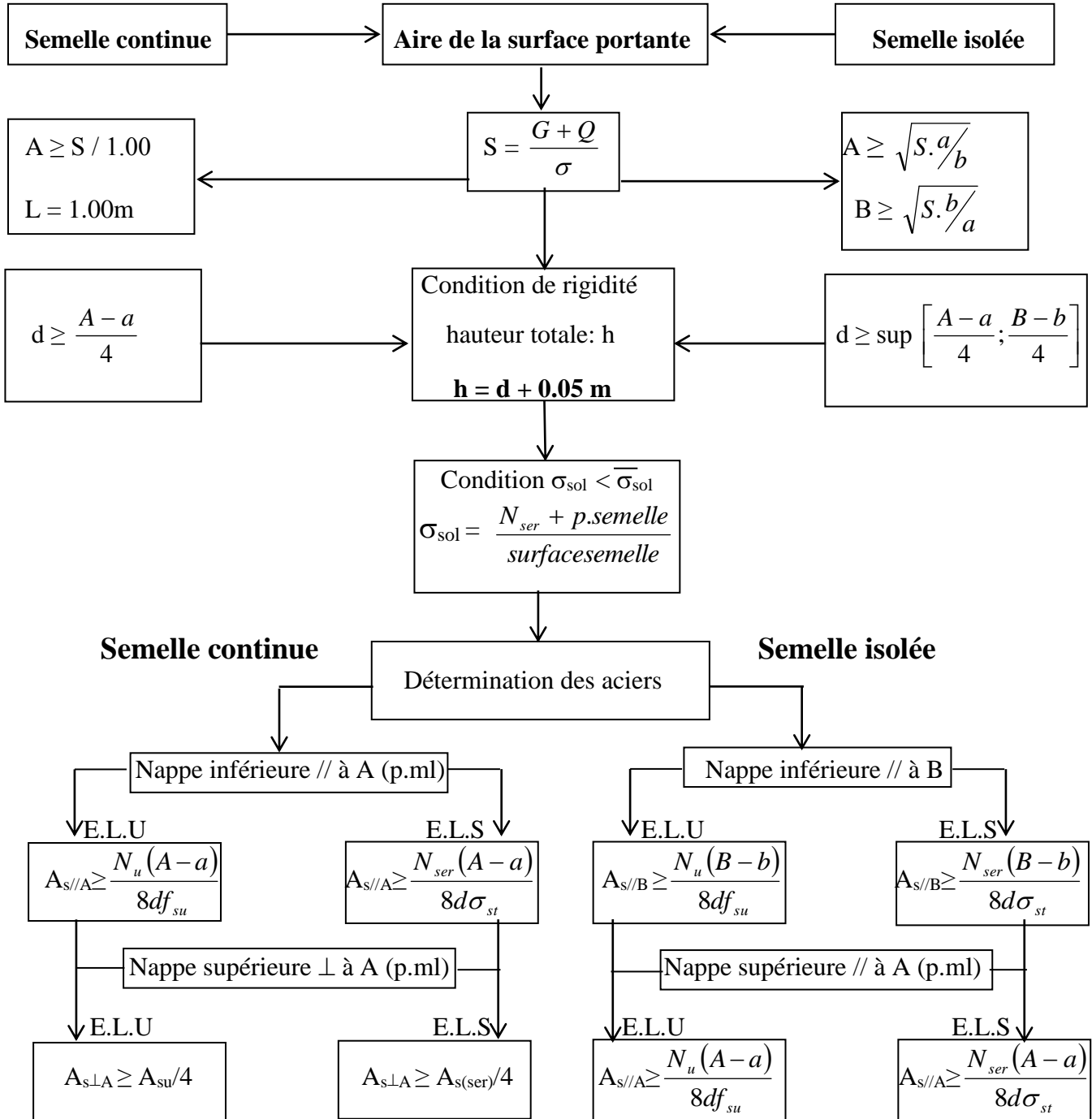
$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{d'où} \quad A \cdot B \geq N_{ser} / \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} N_{ser} : \text{charge de service en MN} \\ A, B : \text{largeur et longueur de la semelle en m} \\ \bar{\sigma}_{sol} : \text{contrainte admissible du sol en MPa} \end{array} \right.$

## SEMELLES DE FONDATION

### Données :

Combinaison de base :  $N_{ser}$  ;  $N_u$   
 Section de la semelle :  $A$  ;  $B$   
 Section du poteau :  $a$  ;  $b$   
 Matériaux :  $f_c$  ;  $\bar{\sigma}_{sol}$  ;  $\bar{\sigma}_{st}$



## SEMELLES DE FONDATION

### EXERCICES

#### Exercice I

On considère une semelle de fondation continue sous un mur d'épaisseur  $b=20\text{cm}$ .  
En supposant que la charge de compression est centrée et que les contraintes sont réparties uniformément sous la semelle.

1. Déterminer les dimensions en plan et en élévation de la semelle.  
( $A=1.00\text{m}$  longueur,  $B$ :largeur,  $h$ :hauteur totale,  $d$ :hauteur utile)
2. Calculer les armatures des deux nappes de la semelle.
3. Illustrer vos calculs par les dessins de ferrailage de la semelle, respecter les dispositions constructives.

On donne :

- Charges permanentes .....  $G=0.30$  Méga newton
- Charges d'exploitation.....  $Q=0.05$  Méga newton
- Caractéristiques des matériaux :
  - Béton..... $f_{c28}=25$  Mpa
  - Acier .....  $F_{eE400}$
- Caractéristique du sol :  
Contrainte admissible .....  $\bar{\sigma}_{sol}= 0.75$  MPa

#### Solution

##### 1. Calcul des dimensions de la semelle

$$S = \frac{0.3 + 0.05}{0.75} = 0.47 \text{ m}^2 \Rightarrow B = S / 1\text{m} = 0.47 / 1 = 0.47 \text{ m}$$

On prend : **B=0.50m**

$$d = B - b / 4 \Rightarrow d = 0.5 - 0.2 / 4 = 0.075\text{m} \quad \text{on prend } \mathbf{d=20\text{cm}} \text{ et } \mathbf{h= 25 \text{ cm}}$$

$$\sigma = (G + Q + p.p \text{ semelle}) / \text{aire surface portante}$$

$$\sigma = [ 0.3 + 0.05 + (0.025 \times 0.5 \times 0.25) ] / 0.5 = 0.706 \text{ MPa}$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_{sol}$$

##### 2. Calcul des sections d'acier

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.3 + 1.5 \times 0.05 = 0.48 \text{ MN}$$

$$\mathbf{N_u = 0.48 \text{ MN}}$$

• **Nappe inférieure:**

$$A_{sx} = \frac{N_u (B - b)}{8df_{su}} = \frac{0.48(0.5 - 0.2)}{8 \times 0.2 \times 348} = 2.58 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.58 \text{ cm}^2 \text{ par mètre}$$

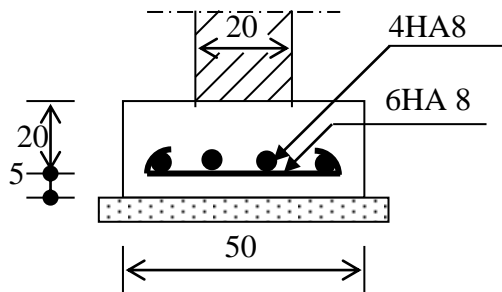
• **Nappe supérieure:**

$$A_{sy} = A_{sx} / 4 = 0.64 \text{ cm}^2 \text{ par mètre}$$

Choix des aciers :

**Asx : 6HA 8 ( 3.08 cm<sup>2</sup>)**

**Asy : section minimale d'aciers est 2cm<sup>2</sup> soit 4HA 8**



**Exercice II**

On considère une semelle de fondation d'un pilier rectangulaire  $b=25\text{cm}$ ,  $a=20\text{cm}$  supportant une charge centrée de compression dans l'hypothèse d'une répartition uniforme des contraintes.

1. Déterminer les dimensions en plan et en élévation de la semelle.  
(A :largeur ,B:longueur, h:hauteur totale ,d:hauteur utile)
2. Calculer les armatures des deux nappes de la semelle .
3. Illustrer vos calculs par les dessins de ferrailage de la semelle , respecter les dispositions constructives.

On donne :

-Charges permanentes .....G=0.167 Méga newton

-Charges d'exploitation..... Q=0.383 Méga newton

-Caractéristiques des matériaux :

○ Béton.....f c28 =22 MPa

○ Acier ..... FeE400

-Caractéristique du sol :

Contrainte admise sur le sol (argiles) ..... $\bar{\sigma}_{sol}$ = 0.3 MPa

**Solution****1. Calcul des dimensions de la semelle**

$$S = \frac{0.167 + 0.383}{0.3} = 1.833 \text{ m}^2 \Rightarrow A \geq \sqrt{S \cdot \frac{a}{b}} \Rightarrow A \geq \sqrt{1.833 \cdot \frac{20}{25}}$$

$$\Rightarrow A \geq 1.21 \text{ m} \text{ on prend } \mathbf{A = 1.25m}$$

$$B \geq \sqrt{S \cdot \frac{b}{a}} \Rightarrow B \geq \sqrt{1.833 \cdot \frac{25}{20}}$$

$$\Rightarrow B \geq 1.51 \text{ m} \text{ on prend } \mathbf{B = 1.55m}$$

$$d \geq \max(155 - 25/4 ; 125 - 20/4) \Rightarrow d \geq \max(32.5 ; 26.25)$$

$$\text{on prend } \mathbf{d = 35 \text{ cm} \text{ et } h = 40 \text{ cm}}$$

$\sigma = (G + Q + p.p \text{ semelle}) / \text{aire surface portante}$

$$\sigma = [0.167 + 0.383 + (0.025 \times 0.40 \times 1.25 \times 1.55)] / 1.25 \times 1.55 = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

**2. Calcul des sections d'acier**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.167 + 1.5 \times 0.383 = 0.80 \text{ MN}$$

$$\mathbf{N_u = 0.80 \text{ MN}}$$

- **Nappe inférieure:**

$$A_{sx} = \frac{N_u (B - b)}{8df_{su}} = \frac{0.80(1.55 - 0.25)}{8 \times 0.35 \times 348} = 1.067 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = \mathbf{10.67 \text{ cm}^2}$$

**Soit 10HA12 (11.31cm<sup>2</sup>)**

- **Nappe supérieure:**

$$A_{sy} = \frac{N_u (A - a)}{8df_{su}} = \frac{0.80(1.25 - 0.20)}{8 \times 0.35 \times 348} = 8.62 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = \mathbf{8.62 \text{ cm}^2}$$

**Soit 8HA12 (9.05 cm<sup>2</sup>)**