

1.- DESCRIPTION.....	2
2.- RÉSUMÉ DES CONTRÔLES.....	2
3.- CONTRÔLES DE RÉSI STANCE.....	3
4.- CONTRÔLE DE LA FISSURATION.....	54
5.- VÉRIFICATIONS DE FLÈCHE.....	55

Poutre 1

1.- DESCRIPTION

Données de la poutre	
	Géométrie
	Dimensions : 20x40 Portée : 4.2 m Enrobage géométrique supérieur : 2.5 cm Enrobage géométrique inférieur : 2.5 cm Enrobage géométrique latéral : 2.5 cm
	Matériaux
	Béton : B25 Armature longitudinale : Fe E500 Armature transversale : Fe E500

2.- RÉSUMÉ DES CONTRÔLES

Travée	CONTRÔLES DE RÉSISTANCE (BAEL 91 RÉVISÉ 99)															État	
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T _c	T _{tr}	T _{tr}	TNM _x	TNM _y	TV _x	TV _y	TV _{s,x}	TV _{s,y}		Disp. S.
N1217: P12 - P17	Vérifiée	Vérifiée	'3.973 m' $\eta = 49.7$	'3.973 m' $\eta = 30.3$	'P17' $\eta = 84.2$	'P12' $\eta = 72.7$	N.V. ⁽¹⁾	N.V. ⁽¹⁾	N.V. ⁽¹⁾	N.V. ⁽²⁾	N.V. ⁽²⁾	N.V. ⁽¹⁾	N.V. ⁽¹⁾	N.V. ⁽¹⁾	N.V. ⁽¹⁾	Vérifiée	VÉRIFIÉE h = 84.2
Notation: Disp.: Dispositions relatives aux armatures Arm.: Armatures minimales et maximales Q: État limite d'époussement face au cisaillement (combinaisons non sismiques) Q S.: État limite d'époussement face à l'effort tranchant (combinaisons sismiques) N,M: État limite d'époussement face aux sollicitations normales (combinaisons non sismiques) N,M S.: État limite d'époussement face aux sollicitations normales (combinaisons sismiques) T _c : État limite d'époussement par torsion. Compression oblique. T _{tr} : État limite d'époussement par torsion. Traction dans l'âme. T _{tr} : État limite d'époussement par torsion. Traction dans les armatures longitudinales. TNM _x : État limite d'époussement par torsion. Interaction entre torsion et efforts normaux. Flexion autour de l'axe X. TNM _y : État limite d'époussement par torsion. Interaction entre torsion et efforts normaux. Flexion autour de l'axe Y. TV _x : État limite d'époussement par torsion. Interaction entre torsion et effort tranchant sur l'axe X. Compression oblique TV _y : État limite d'époussement par torsion. Interaction entre torsion et effort tranchant sur l'axe Y. Compression oblique TV _{s,x} : État limite d'époussement par torsion. Interaction entre torsion et effort tranchant sur l'axe X. Traction dans l'âme. TV _{s,y} : État limite d'époussement par torsion. Interaction entre torsion et effort tranchant sur l'axe Y. Traction dans l'âme. Disp. S.: Critères de conception par séisme x: Distance à l'origine de la barre h: Taux de travail (%) N.V.: Non nécessaire																	
Vérifications non réalisées (N.V.): ⁽¹⁾ La vérification de l'état limite d'époussement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur. ⁽²⁾ La vérification n'a pas lieu car il n'y a pas d'interaction entre torsion et efforts normaux.																	

Travée	VÉRIFICATIONS DE FISSURATION (BAEL 91 RÉVISÉ 99)								État
	$\sigma_{s,F,sup.}$	$\sigma_{s,F,lat.Dr.}$	$\sigma_{s,F,inf.}$	$\sigma_{s,F,lat.Gch.}$	$\emptyset_{min,F,sup.}$	$\emptyset_{min,F,lat.Dr.}$	$\emptyset_{min,F,inf.}$	$\emptyset_{min,F,lat.Gch.}$	
N1217: P12 - P17	N.V. ⁽¹⁾	N.V. ⁽¹⁾	N.V. ⁽¹⁾	N.V. ⁽¹⁾	N.V. ⁽¹⁾	N.V. ⁽¹⁾	N.V. ⁽¹⁾	N.V. ⁽¹⁾	NON NÉCESSAIRE
Notation: $\sigma_{s,F,sup.}$: Contrainte de traction maximale des barres: Face supérieure $\sigma_{s,F,lat.Dr.}$: Contrainte de traction maximale des barres: Face latérale droite $\sigma_{s,F,inf.}$: Contrainte de traction maximale des barres: Face inférieure $\sigma_{s,F,lat.Gch.}$: Contrainte de traction maximale des barres: Face latérale gauche $\emptyset_{min,F,sup.}$: Diamètre minimal: Face supérieure $\emptyset_{min,F,lat.Dr.}$: Diamètre minimal: Face latérale droite $\emptyset_{min,F,inf.}$: Diamètre minimal: Face inférieure $\emptyset_{min,F,lat.Gch.}$: Diamètre minimal: Face latérale gauche x: Distance à l'origine de la barre h: Taux de travail (%) N.V.: Non nécessaire									
Vérifications non réalisées (N.V.): ⁽¹⁾ La vérification n'est pas effectuée car le degré de nocivité des ouvertures de fissures a été défini 'Fissuration peu préjudiciable'.									

Poutre	Active (Caractéristique) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = \text{Min.}(L/500, L/1000+5.00)$	État
N1217: P12 - P17	$f_{A,max}$: 2.08 mm $f_{A,lim}$: 8.31 mm	VÉRIFIÉE

Poutre 1

3.- CONTRÔLES DE RÉSI STANCE

N1217: P12 - P17 (P12 - 0.714 m, Négatifs)

Dispositions relatives aux armatures (BAEL 91 révisé 99, Articles A.8.1,3 et A.7.2,2)

Armature longitudinale

Entre deux armatures voisines la distance libre doit être au moins égale, dans toutes les directions à e_{\min} (Article A.7.2,5):

$$e_1 \geq e_{\min} \quad 23 \text{ mm} \geq 23 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

e_{\min} : Valeur maximale de e_1, e_2 .

$$e_{\min} : \underline{23} \text{ mm}$$

$$e_1 = \varnothing_{\max}$$

$$e_1 : \underline{10} \text{ mm}$$

$$e_2 = 1.5 \cdot c_g$$

$$e_2 : \underline{23} \text{ mm}$$

Avec:

\varnothing_{\max} : Diamètre de la barre comprimée la plus épaisse.

$$\varnothing_{\max} : \underline{10} \text{ mm}$$

c_g : Dimension du plus gros granulat.

$$c_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Le diamètre des barres longitudinales d'une poutre est au plus égal au dixième de la largeur de l'âme (Article A.7.2,2):

$$\varnothing_{\max} \leq 1/10 \cdot b_0 \quad 12 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

b_0 : Largeur de l'âme.

$$b_0 : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Armatures transversales

Entre deux armatures voisines la distance libre doit être au moins égale, dans toutes les directions à e_{\min} (Article A.7.2,5):

$$e_t \geq e_{\min} \quad 80 \text{ mm} \geq 23 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

e_{\min} : Valeur maximale de e_1, e_2 .

$$e_{\min} : \underline{23} \text{ mm}$$

$$e_1 = \varnothing_{\max}$$

$$e_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$e_2 = 1.5 \cdot c_g$$

$$e_2 : \underline{23} \text{ mm}$$

Avec:

\varnothing_{\max} : Diamètre de la barre la plus épaisse de l'armature transversale.

$$\varnothing_{\max} : \underline{6} \text{ mm}$$

c_g : Dimension du plus gros granulat.

$$c_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à l'axe longitudinal de la pièce. Leur espacement est au plus égal à e_{\max} (Article A.8.1,3):

$$e_t \leq e_{\max} \quad 80 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

e_{\max} : Valeur minimale de e_1, e_2, e_3 .

$$e_{\max} : \underline{150} \text{ mm}$$

$$e_1 = 15 \cdot \varnothing_{\min}$$

$$e_1 : \underline{150} \text{ mm}$$

$$e_2 = 40 \text{ cm}$$

$$e_2 : \underline{400} \text{ mm}$$

$$e_3 = b_{\min} + 10 \text{ cm}$$

$$e_3 : \underline{300} \text{ mm}$$

Avec:

\varnothing_{\min} : Diamètre de la barre comprimée la plus mince.

$$\varnothing_{\min} : \underline{10} \text{ mm}$$

b_{\min} : Dimension minimale de la section.

$$b_{\min} : \underline{200.00} \text{ mm}$$

Poutre 1

Armatures minimales et maximales (BAEL 91 révisé 99, Article A.8.1,21)

Flexion positive autour de l'axe x:

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0.001 de la section droite de la poutre (Article B.6.4):

$$A_s \geq 0.001 \cdot A_c$$

$$3.39 \text{ cm}^2 \geq 0.80 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Où:

A_c : Surface totale de la section de béton.

$$A_c : \underline{800.00} \text{ cm}^2$$

Flexion négative autour de l'axe x:

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0.001 de la section droite de la poutre (Article B.6.4):

$$A_s \geq 0.001 \cdot A_c$$

$$3.93 \text{ cm}^2 \geq 0.80 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Où:

A_c : Surface totale de la section de béton.

$$A_c : \underline{800.00} \text{ cm}^2$$

Flexion positive autour de l'axe X:

Dans les poutres soumises à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent avoir une aire supérieure à $A_{s,min}$ (Article A.4.2):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$2.58 \text{ cm}^2 \geq 0.79 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Où:

$$A_{s,min} = \frac{W_1}{z} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s,min} : \underline{0.79} \text{ cm}^2$$

Avec:

W_1 : Module résistant de la section en béton.

$$W_1 : \underline{5333.33} \text{ cm}^3$$

z : Bras mécanique.

$$z : \underline{326.70} \text{ mm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$f_{t28} : \underline{2.10} \text{ MPa}$$

Où:

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.

$$f_{c28} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

f_e : Limite élastique de l'acier.

$$f_e : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Flexion négative autour de l'axe X:

Dans les poutres soumises à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent avoir une aire supérieure à $A_{s,min}$ (Article A.4.2):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$3.62 \text{ cm}^2 \geq 0.82 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Où:

$$A_{s,min} = \frac{W_1}{z} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s,min} : \underline{0.82} \text{ cm}^2$$

Avec:

W_1 : Module résistant de la section en béton.

$$W_1 : \underline{5333.33} \text{ cm}^3$$

z : Bras mécanique.

$$z : \underline{315.90} \text{ mm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$f_{t28} : \underline{2.10} \text{ MPa}$$

Où:

Poutre 1

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.
 f_e : Limite élastique de l'acier.

f_{c28} : 25.00 MPa
 f_e : 434.78 MPa

État limite d'épuisement face au cisaillement (combinaisons non sismiques) (BAEL 91 révisé 99, Article A.5.1)

Doit être respecté:

$$\eta_1 = \frac{\tau_{u,y}}{\tau_{c,max,y}} \leq 1$$

h : 0.232 ✓

Où:

$t_{u,y}$: Contrainte tangentielle de calcul.

$t_{u,y}$: 0.77 MPa

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d}$$

Avec:

$V_{u,y}$: Effort tranchant effectif de calcul.

$V_{u,y}$: 54.22 kN

$b_{o,x}$: Largeur de l'âme.

$b_{o,x}$: 200.00 mm

d_y : Hauteur utile de la section.

d_y : 351.00 mm

$t_{c,max,y}$: Contrainte tangentielle d'épuisement par compression oblique dans l'âme.

$t_{c,max,y}$: 3.33 MPa

$$\eta_2 = \frac{\tau_{u,y}}{\tau_{t,max,y}} \leq 1$$

h : 0.348 ✓

Où:

$t_{u,y}$: Contrainte tangentielle de calcul.

$t_{u,y}$: 0.77 MPa

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d}$$

Avec:

$V_{u,y}$: Effort tranchant effectif de calcul.

$V_{u,y}$: 54.22 kN

$b_{o,x}$: Largeur de l'âme.

$b_{o,x}$: 200.00 mm

d_y : Hauteur utile de la section.

d_y : 351.00 mm

$t_{t,max,y}$: Contrainte tangentielle d'épuisement par traction dans l'âme.

$t_{t,max,y}$: 2.22 MPa

Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à '0.182 m', pour la combinaison d'hypothèses "1.35·PP+1.35·G+1.5·Qa".

Effort tranchant d'épuisement par compression oblique dans l'âme.

L'effort tranchant d'épuisement par compression oblique de l'âme est déduit de l'expression suivante:

Cisaillement dans la direction Y:

La contrainte tangentielle d'épuisement par compression oblique de l'âme est déduite de l'expression suivante (Article A.5.1.1):

$$\tau_{c,max} = 0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b \not\geq 5 \text{ MPa}$$

$t_{c,max}$: 3.33 MPa

Où:

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.

f_{c28} : 25.00 MPa

Poutre 1

g_b : Coefficient partiel de sécurité pour le béton.

$$g_b : \underline{1.50}$$

Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à '0.182 m', pour la combinaison d'hypothèses "1.35·PP+1.35·G+1.5·Qa".

Effort tranchant d'épuisement par traction dans l'âme.

Cisaillement dans la direction Y:

La contrainte tangentielle d'épuisement par traction dans l'âme, dans des pièces armées au cisaillement, est déduite de l'expression suivante (Article A.5.1.23):

$$\tau_{t,max} = \tau_o + \tau_t$$

$$\tau_{t,max} : \underline{2.22} \text{ MPa}$$

Où:

$$\tau_o = 0.3 \cdot f_{t28} \cdot k$$

$$\tau_o : \underline{0.63} \text{ MPa}$$

Avec:

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton.

$$f_{t28} : \underline{2.10} \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} \not\geq 3.3 \text{ MPa}$$

$$k = 1$$

$$k : \underline{1.000}$$

$$\tau_t = 0.9 \cdot \rho_t \cdot (f_e / \gamma_s) \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)$$

$$\tau_t : \underline{1.59} \text{ MPa}$$

Avec:

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_o \cdot s_t}$$

$$\rho_t : \underline{0.0053}$$

Où:

A_t : Aire des armatures de renfort au cisaillement.

$$A_t : \underline{0.85} \text{ cm}^2$$

b_o : Largeur de l'âme.

$$b_o : \underline{200.00} \text{ mm}$$

s_t : Espacement entre les cadres.

$$s_t : \underline{80} \text{ mm}$$

f_e : Résistance caractéristique de l'acier.

$$f_e : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

g_s : Coefficient partiel de sécurité pour l'acier.

$$g_s : \underline{1.50}$$

a : Angle des cadres avec l'axe de la pièce.

$$a : \underline{90.0} \text{ degrés}$$

Espacement des armatures transversales

Cisaillement dans la direction Y:

L'espacement s_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme est au plus égal à $s_{t,max}$ (Article A.5.1.22):

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$$80 \text{ mm} \leq 316 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

$s_{t,max}$: Valeur minimale de s_1 , s_2 .

$$s_{t,max} : \underline{316} \text{ mm}$$

$$s_1 = 0.9 \cdot d$$

$$s_1 : \underline{316} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ cm}$$

$$s_2 : \underline{400} \text{ mm}$$

Avec:

d : Hauteur utile de la section.

$$d : \underline{351.00} \text{ mm}$$

Quantité mécanique minimale de l'armature transversale.

Cisaillement dans la direction Y:

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , la quantité $A_t f_e / b_o s_t$ doit être au moins égale à 0.4 MPa (Article A.5.1.22):

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot s_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$2.65 \text{ MPa} \geq 0.40 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Poutre 1

Où:

A_t : Aire des armatures de renfort au cisaillement.

A_t : 0.85 cm²

f_e : Résistance caractéristique de l'acier.

f_e : 500.00 MPa

b_o : Largeur de l'âme.

b_o : 200.00 mm

s_t : Espacement entre les cadres.

s_t : 80 mm

Diamètre maximal de l'armature transversale

Le diamètre des armatures d'âme est au plus égal à $h/35$ (Article A.7.2,2):

$$\varnothing_{t,\max} \leq h/35$$

$$6 \text{ mm} \leq 11.4 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

h : Hauteur de la section.

h : 400.00 mm

État limite d'épuisement face à l'effort tranchant (combinaisons sismiques) (BAEL 91 révisé 99, Article A.5.1)

Doit être respecté:

$$\eta_1 = \frac{\tau_{u,y}}{\tau_{c,\max,y}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.143} \quad \checkmark$$

Où:

$t_{u,y}$: Contrainte tangentielle de calcul.

$t_{u,y}$: 0.62 MPa

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d}$$

Avec:

$V_{u,y}$: Effort tranchant effectif de calcul.

$V_{u,y}$: 43.63 kN

$b_{o,x}$: Largeur de l'âme.

$b_{o,x}$: 200.00 mm

d_y : Hauteur utile de la section.

d_y : 351.00 mm

$t_{c,\max,y}$: Contrainte tangentielle d'épuisement par compression oblique dans l'âme.

$t_{c,\max,y}$: 4.35 MPa

$$\eta_2 = \frac{\tau_{u,y}}{\tau_{t,\max,y}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.230} \quad \checkmark$$

Où:

$t_{u,y}$: Contrainte tangentielle de calcul.

$t_{u,y}$: 0.62 MPa

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d}$$

Avec:

$V_{u,y}$: Effort tranchant effectif de calcul.

$V_{u,y}$: 43.63 kN

$b_{o,x}$: Largeur de l'âme.

$b_{o,x}$: 200.00 mm

d_y : Hauteur utile de la section.

d_y : 351.00 mm

$t_{t,\max,y}$: Contrainte tangentielle d'épuisement par traction dans l'âme.

$t_{t,\max,y}$: 2.70 MPa

Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à '0.182 m', pour la combinaison d'hypothèses "PP+G+0.75·Qa+0.3·SX+SY".

Effort tranchant d'épuisement par compression oblique dans l'âme.

Poutre 1

L'effort tranchant d'épuisement par compression oblique de l'âme est déduit de l'expression suivante:

Cisaillement dans la direction Y:

La contrainte tangentielle d'épuisement par compression oblique de l'âme est déduite de l'expression suivante (Article A.5.1.1):

$$\tau_{c,max} = 0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b \not\geq 5 \text{ MPa}$$

$$t_{c,max} : \underline{4.35} \text{ MPa}$$

Où:

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.

$$f_{c28} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_b : Coefficient partiel de sécurité pour le béton.

$$\gamma_b : \underline{1.15}$$

Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à '0.182 m', pour la combinaison d'hypothèses "PP+G+0.75·Qa+0.3·SX+SY".

Effort tranchant d'épuisement par traction dans l'âme.

Cisaillement dans la direction Y:

La contrainte tangentielle d'épuisement par traction dans l'âme, dans des pièces armées au cisaillement, est déduite de l'expression suivante (Article A.5.1.23):

$$\tau_{t,max} = \tau_o + \tau_t$$

$$t_{t,max} : \underline{2.70} \text{ MPa}$$

Où:

$$\tau_o = 0.3 \cdot f_{t28} \cdot k$$

$$t_o : \underline{0.63} \text{ MPa}$$

Avec:

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton.

$$f_{t28} : \underline{2.10} \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} \not\geq 3.3 \text{ MPa}$$

$$k = 1$$

$$k : \underline{1.000}$$

$$\tau_t = 0.9 \cdot \rho_t \cdot (f_e / \gamma_s) \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)$$

$$t_t : \underline{2.07} \text{ MPa}$$

Avec:

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_o \cdot s_t}$$

$$r_t : \underline{0.0053}$$

Où:

A_t : Aire des armatures de renfort au cisaillement.

$$A_t : \underline{0.85} \text{ cm}^2$$

b_o : Largeur de l'âme.

$$b_o : \underline{200.00} \text{ mm}$$

s_t : Espacement entre les cadres.

$$s_t : \underline{80} \text{ mm}$$

f_e : Résistance caractéristique de l'acier.

$$f_e : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour l'acier.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

α : Angle des cadres avec l'axe de la pièce.

$$a : \underline{90.0} \text{ degrés}$$

Espacement des armatures transversales

Cisaillement dans la direction Y:

L'espacement s_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme est au plus égal à $s_{t,max}$ (Article A.5.1.22):

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$$80 \text{ mm} \leq 316 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

$s_{t,max}$: Valeur minimale de s_1 , s_2 .

$$s_{t,max} : \underline{316} \text{ mm}$$

$$s_1 = 0.9 \cdot d$$

$$s_1 : \underline{316} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ cm}$$

$$s_2 : \underline{400} \text{ mm}$$

Poutre 1

Avec:

d: Hauteur utile de la section.

d : 351.00 mm

Quantité mécanique minimale de l'armature transversale.

Cisaillement dans la direction Y:

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , la quantité $A_t f_e / b_0 s_t$ doit être au moins égale à 0.4 MPa (Article A.5.1.22):

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot s_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$2.65 \text{ MPa} \geq 0.40 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Où:

A_t : Aire des armatures de renfort au cisaillement.

A_t : 0.85 cm²

f_e : Résistance caractéristique de l'acier.

f_e : 500.00 MPa

b_0 : Largeur de l'âme.

b_0 : 200.00 mm

s_t : Espacement entre les cadres.

s_t : 80 mm

Diamètre maximal de l'armature transversale

Le diamètre des armatures d'âme est au plus égal à $h/35$ (Article A.7.2,2):

$$\varnothing_{t,\max} \leq h/35$$

$$6 \text{ mm} \leq 11.4 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

h: Hauteur de la section.

h : 400.00 mm

Poutre 1

État limite d'épuisement face aux sollicitations normales (combinaisons non sismiques) (BAEL 91 révisé 99, Articles A.4.3, A.4.3.5, A.2.2.2, A.3.3 et A.4.3.4)

Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à '0.361 m', pour la combinaison d'hypothèses "Enveloppe des moments maximaux en situations durables ou transitoires".

Doit être respecté:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_u^2 + M_{uG,x}^2 + M_{uG,y}^2}{N_r^2 + M_{r,x}^2 + M_{r,y}^2}} \leq 1$$

h : 0.822 ✓

Vérification de résistance de la section (h_1)

N_u, M_{uG} sont les efforts de calcul du premier ordre, en incluant, s'il y a lieu, l'excentricité minimale selon Article A.4.3.5:

N_u : Effort normal de calcul.

N_u : 0.00 kN

M_{uG} : Moment de calcul du premier ordre.

$M_{uG,x}$: 42.67 kN·m

$M_{uG,y}$: 0.00 kN·m

N_r, M_r sont les efforts qui produisent l'épuisement de la section avec les mêmes excentricités que les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables.

N_r : Effort normal d'épuisement.

N_r : 0.00 kN

M_r : Moments d'épuisement.

$M_{r,x}$: 51.92 kN·m

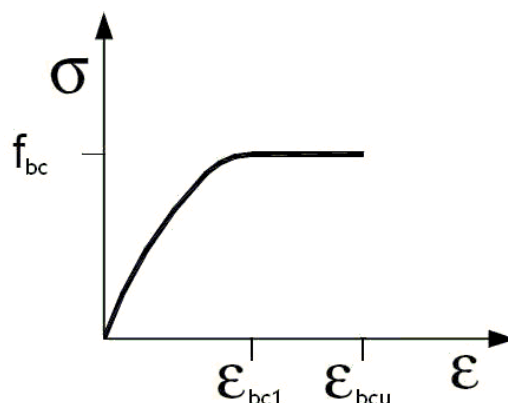
$M_{r,y}$: 0.00 kN·m

Calcul de la capacité résistante

Le calcul de la capacité résistante ultime des sections est effectuée à partir des hypothèses générales suivantes (Article A.4.3):

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à ϵ_{su} , pour le raccourcissement unitaire du béton à ϵ_{bcu} en flexion et ϵ_{bc1} en compression simple.
- Le diagramme déformations-contraintes du béton est défini en Article A.4.3.4.

Le diagramme déformations ϵ_b contraintes σ_b du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole-rectangle. La résistance à la traction du béton est négligée.



ϵ_{bc1} : La déformation correspondant au maximum de contrainte.

ϵ_{bc1} : 0.0020

ϵ_{bcu} : La déformation correspondant à l'écrasement du béton.

ϵ_{bcu} : 0.0035

f_{bc} : Résistance de calcul à la compression du béton.

f_{bc} : 14.17 MPa

Poutre 1

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec:

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.

$$f_{c28} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

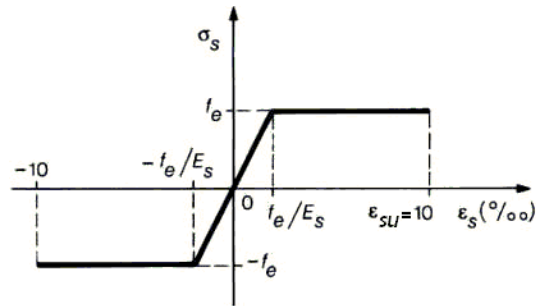
q: Facteur prenant en compte la fatigue du béton lorsque celui-ci est soumis à des niveaux élevés de compression du fait de charges à long terme.

$$q : \underline{1}$$

γ_b : Coefficient partiel de sécurité pour le béton.

$$\gamma_b : \underline{1.50}$$

(d) Le diagramme de calcul des aciers se déduit de celui de l'article Article A.2.2.2.



e_{su} : La déformation correspondant à l'écoulement plastique des aciers.

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_s : Limite élastique de l'armature passive.

$$f_s : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec:

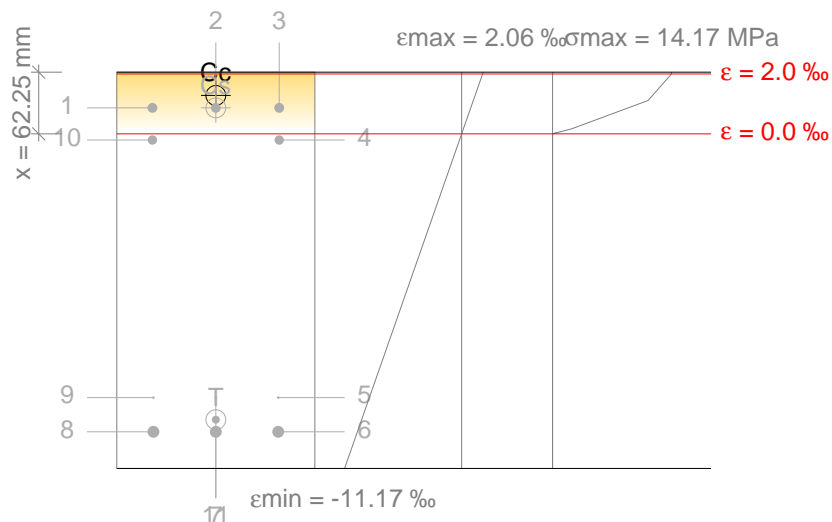
f_e : Résistance caractéristique de l'acier.

$$f_e : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour l'acier.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

Équilibre de la section pour les efforts d'épuisement, calculés avec les mêmes excentricités que les efforts de calcul les plus défavorables:



Barre	Désignation	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	HA10	-64.00	164.00	+173.67	+0.000868
2	HA10	0.00	164.00	+173.67	+0.000868
3	HA10	64.00	164.00	+173.67	+0.000868

Poutre 1

Barre	Désignation	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (MPa)	e
4	HA10	64.00	131.50	-41.37	-0.000207
5	HA12	63.00	-128.50	-434.78	-0.008809
6	HA12	63.00	-163.00	-434.78	-0.009950
7	HA12	0.00	-163.00	-434.78	-0.009950
8	HA12	-63.00	-163.00	-434.78	-0.009950
9	HA12	-63.00	-128.50	-434.78	-0.008809
10	HA10	-64.00	131.50	-41.37	-0.000207
11	HA12	0.00	-128.50	-434.78	-0.008809

	Résultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	119.27	0.00	176.54
C _s	40.92	0.00	164.00
T	160.20	0.00	-150.77

$$N_r = C_c + C_s - T$$

$$M_{r,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{r,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Où:

C_c: Résultante des compressions dans le béton.

C_s: Résultante des compressions dans l'acier.

T: Résultante des tractions dans l'acier.

e_{cc}: Excentricité de la résultante des compressions dans le béton dans la direction des axes X et Y.

e_{cs}: Excentricité de la résultante des compressions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

e_T: Excentricité de la résultante des tractions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

e_{cmax}: Déformation de la fibre la plus comprimée du béton.

e_{smax}: Déformation de la barre d'acier la plus tendue.

S_{cmax}: Contrainte de la fibre la plus comprimée du béton.

S_{smax}: Contrainte de la barre en acier la plus tendue.

$$N_r : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{r,x} : \underline{51.92} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{r,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{119.27} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{40.92} \text{ kN}$$

$$T : \underline{160.20} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{176.54} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{164.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-150.77} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0021}$$

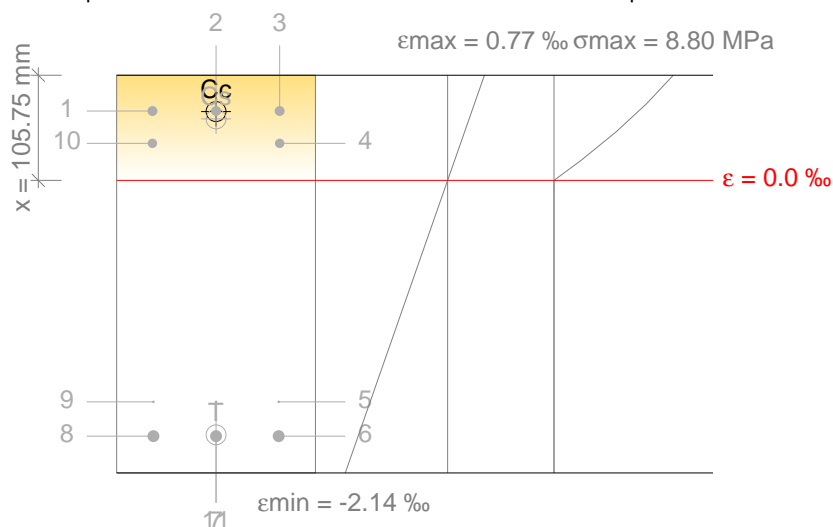
$$e_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$S_{cmax} : \underline{14.17} \text{ MPa}$$

$$S_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Poutre 1

Équilibre de la section pour les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables:



Barre	Désignation	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	HA10	-64.00	164.00	+101.41	+0.000507
2	HA10	0.00	164.00	+101.41	+0.000507
3	HA10	64.00	164.00	+101.41	+0.000507
4	HA10	64.00	131.50	+54.16	+0.000271
5	HA12	63.00	-128.50	-323.82	-0.001619
6	HA12	63.00	-163.00	-373.97	-0.001870
7	HA12	0.00	-163.00	-373.97	-0.001870
8	HA12	-63.00	-163.00	-373.97	-0.001870
9	HA12	-63.00	-128.50	-323.82	-0.001619
10	HA10	-64.00	131.50	+54.16	+0.000271
11	HA12	0.00	-128.50	-323.82	-0.001619

	Résultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	100.41	0.00	163.45
Cs	31.56	0.00	156.11
T	131.97	0.00	-161.67

$$N_u = C_c + C_s - T$$

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{uG,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{uG,x} : \underline{42.67} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uG,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{uG,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Où:

C_c : Résultante des compressions dans le béton.

$$C_c : \underline{100.41} \text{ kN}$$

C_s : Résultante des compressions dans l'acier.

$$C_s : \underline{31.56} \text{ kN}$$

T : Résultante des tractions dans l'acier.

$$T : \underline{131.97} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricité de la résultante des compressions dans le béton dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{163.45} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricité de la résultante des compressions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{156.11} \text{ mm}$$

e_T : Excentricité de la résultante des tractions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-161.67} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Déformation de la fibre la plus comprimée du béton.

$$e_{cmax} : \underline{0.0008}$$

Poutre 1

e_{smax} : Déformation de la barre d'acier la plus tendue.

$$e_{smax} : \underline{0.0019}$$

S_{cmax} : Contrainte de la fibre la plus comprimée du béton.

$$S_{cmax} : \underline{8.80} \text{ MPa}$$

S_{smax} : Contrainte de la barre en acier la plus tendue.

$$S_{smax} : \underline{373.97} \text{ MPa}$$

État limite d'épuisement face aux sollicitations normales (combinaisons sismiques) (BAEL 91 révisé 99, Articles A.4.3, A.4.3.5, A.2.2.2, A.3.3 et A.4.3.4)

Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à 'P12', pour la combinaison d'hypothèses "Enveloppe des moments minimaux en situations sismiques".

Doit être respecté:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_u^2 + M_{uG,x}^2 + M_{uG,y}^2}{N_r^2 + M_{r,x}^2 + M_{r,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.727} \quad \checkmark$$

Vérification de résistance de la section (η_1)

N_u, M_{uG} sont les efforts de calcul du premier ordre, en incluant, s'il y a lieu, l'excentricité minimale selon Article A.4.3.5:

N_u : Effort normal de calcul.

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_{uG} : Moment de calcul du premier ordre.

$$M_{uG,x} : \underline{-36.46} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uG,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_r, M_r sont les efforts qui produisent l'épuisement de la section avec les mêmes excentricités que les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables.

N_r : Effort normal d'épuisement.

$$N_r : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_r : Moments d'épuisement.

$$M_{r,x} : \underline{-50.18} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{r,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

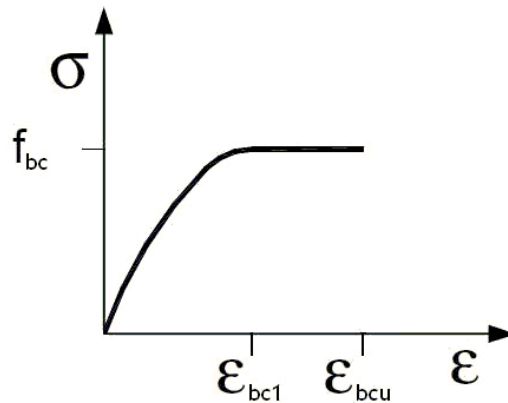
Calcul de la capacité résistante

Le calcul de la capacité résistante ultime des sections est effectuée à partir des hypothèses générales suivantes (Article A.4.3):

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à ϵ_{su} , pour le raccourcissement unitaire du béton à ϵ_{bcu} en flexion et ϵ_{bc1} en compression simple.
- Le diagramme déformations-contraintes du béton est défini en Article A.4.3.4.

Le diagramme déformations ϵ_b contraintes σ_b du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole-rectangle. La résistance à la traction du béton est négligée.

Poutre 1



ϵ_{bc1} : La déformation correspondant au maximum de contrainte.

$$\epsilon_{bc1} : \underline{0.0020}$$

ϵ_{bcu} : La déformation correspondant à l'écrasement du béton.

$$\epsilon_{bcu} : \underline{0.0035}$$

f_{bc} : Résistance de calcul à la compression du béton.

$$f_{bc} : \underline{18.48 \text{ MPa}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec:

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.

$$f_{c28} : \underline{25.00 \text{ MPa}}$$

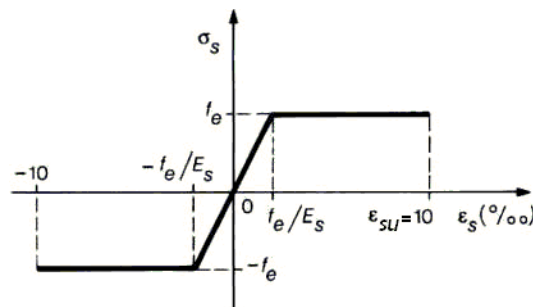
q: Facteur prenant en compte la fatigue du béton lorsque celui-ci est soumis à des niveaux élevés de compression du fait de charges à long terme.

$$q : \underline{1}$$

γ_b : Coefficient partiel de sécurité pour le béton.

$$\gamma_b : \underline{1.15}$$

(d) Le diagramme de calcul des aciers se déduit de celui de l'article Article A.2.2.2.



ϵ_{su} : La déformation correspondant à l'écoulement plastique des aciers.

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

f_s : Limite élastique de l'armature passive.

$$f_s : \underline{500.00 \text{ MPa}}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec:

f_e : Résistance caractéristique de l'acier.

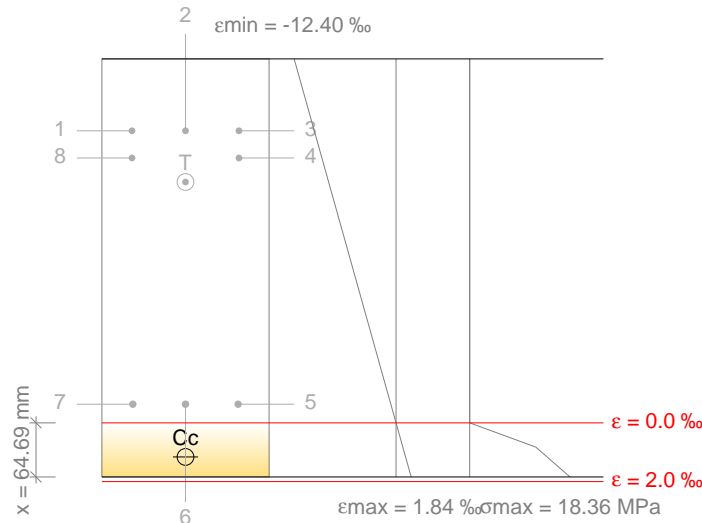
$$f_e : \underline{500.00 \text{ MPa}}$$

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour l'acier.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

Poutre 1

Équilibre de la section pour les efforts d'épuisement, calculés avec les mêmes excentricités que les efforts de calcul les plus défavorables:



Barre	Désignation	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (MPa)	e
1	HA10	-64.00	164.00	-500.00	-0.009950
2	HA10	0.00	164.00	-500.00	-0.009950
3	HA10	64.00	164.00	-500.00	-0.009950
4	HA10	64.00	131.50	-500.00	-0.009024
5	HA12	63.00	-163.00	-127.10	-0.000636
6	HA12	0.00	-163.00	-127.10	-0.000636
7	HA12	-63.00	-163.00	-127.10	-0.000636
8	HA10	-64.00	131.50	-500.00	-0.009024

	Résultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	152.62	0.00	-226.05
C _s	0.00	0.00	0.00
T	152.62	0.00	102.78

$$N_r = C_c + C_s - T$$

$$N_r : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{r,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{r,x} : \underline{-50.18} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{r,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{r,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Où:

C_c: Résultante des compressions dans le béton.

$$C_c : \underline{152.62} \text{ kN}$$

C_s: Résultante des compressions dans l'acier.

$$C_s : \underline{0.00} \text{ kN}$$

T: Résultante des tractions dans l'acier.

$$T : \underline{152.62} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricité de la résultante des compressions dans le béton dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-226.05} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricité de la résultante des compressions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cs} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_T: Excentricité de la résultante des tractions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{102.78} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Déformation de la fibre la plus comprimée du béton.

$$e_{cmax} : \underline{0.0018}$$

e_{smax}: Déformation de la barre d'acier la plus tendue.

$$e_{smax} : \underline{0.0100}$$

S_{cmax}: Contrainte de la fibre la plus comprimée du béton.

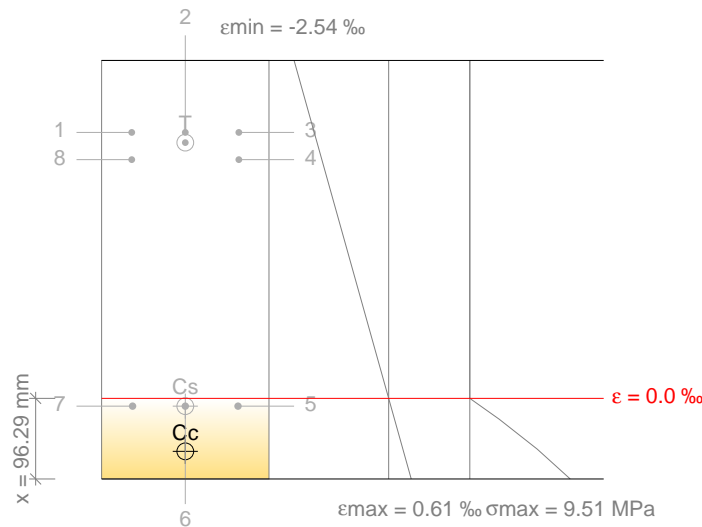
$$S_{cmax} : \underline{18.36} \text{ MPa}$$

Poutre 1

S_{smax} : Contrainte de la barre en acier la plus tendue.

S_{smax} : 500.00 MPa

Équilibre de la section pour les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables:



Barre	Désignation	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	HA10	-64.00	164.00	-400.25	-0.002001
2	HA10	0.00	164.00	-400.25	-0.002001
3	HA10	64.00	164.00	-400.25	-0.002001
4	HA10	64.00	131.50	-359.30	-0.001797
5	HA12	63.00	-163.00	+11.71	+0.000059
6	HA12	0.00	-163.00	+11.71	+0.000059
7	HA12	-63.00	-163.00	+11.71	+0.000059
8	HA10	-64.00	131.50	-359.30	-0.001797

	Résultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	97.02	0.00	-217.00
Cs	2.16	0.00	-163.00
T	99.17	0.00	151.83

$$N_u = C_c + C_s - T$$

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{uG,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{uG,x} : \underline{-36.46} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uG,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{uG,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Où:

C_c : Résultante des compressions dans le béton.

$$C_c : \underline{97.02} \text{ kN}$$

C_s : Résultante des compressions dans l'acier.

$$C_s : \underline{2.16} \text{ kN}$$

T : Résultante des tractions dans l'acier.

$$T : \underline{99.17} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricité de la résultante des compressions dans le béton dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-217.00} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricité de la résultante des compressions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-163.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricité de la résultante des tractions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{151.83} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Déformation de la fibre la plus comprimée du béton.

$$e_{cmax} : \underline{0.0006}$$

e_{smax} : Déformation de la barre d'acier la plus tendue.

$$e_{smax} : \underline{0.0020}$$

Poutre 1

S_{cmax} : Contrainte de la fibre la plus comprimée du béton.

S_{cmax} : 9.51 MPa

S_{smax} : Contrainte de la barre en acier la plus tendue.

S_{smax} : 400.25 MPa

État limite d'épuisement par torsion. Compression oblique. (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.3)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

État limite d'épuisement par torsion. Traction dans l'âme. (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.4)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

État limite d'épuisement par torsion. Traction dans les armatures longitudinales. (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.4)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

État limite d'épuisement par torsion. Interaction entre torsion et efforts normaux. Flexion autour de l'axe X. (BAEL 91 révisé 99, Article A.5.4.4)

La vérification n'a pas lieu car il n'y a pas d'interaction entre torsion et efforts normaux.

État limite d'épuisement par torsion. Interaction entre torsion et efforts normaux. Flexion autour de l'axe Y. (BAEL 91 révisé 99, Article A.5.4.4)

La vérification n'a pas lieu car il n'y a pas d'interaction entre torsion et efforts normaux.

État limite d'épuisement par torsion. Interaction entre torsion et effort tranchant sur l'axe X. Compression oblique (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.3)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

État limite d'épuisement par torsion. Interaction entre torsion et effort tranchant sur l'axe Y. Compression oblique (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.3)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

État limite d'épuisement par torsion. Interaction entre torsion et effort tranchant sur l'axe X. Traction dans l'âme. (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.4)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

État limite d'épuisement par torsion. Interaction entre torsion et effort tranchant sur l'axe Y. Traction dans l'âme. (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.4)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

Critères de conception par séisme (RPS 2011, Article 7.3.1.3)

Dimensions minimales des sections. (7.3.1.2.1)

Les dimensions de la section transversale de la poutre, h et b étant respectivement la plus grande et la plus petite dimension, doivent satisfaire les conditions suivantes:

- a) $b/h \geq 0.25$
 - b) $b \geq 200 \text{ mm}$
 - c) $b \leq b_c + h_c / 2$
- (7.5)

b_c : la dimension de la section du poteau perpendiculaire à l'axe de la poutre.

b_c : 300 mm

Poutre 1

h_c : la dimension de la section du poteau parallèle à l'axe de la poutre (voir figure 7.2)

h_c : 300 mm

(b/h): 0.50 ≥ 0.25 ✓

b: 200 mm ≥ 200 mm ✓

b: 200 mm ≤ 450 mm ✓

Dimensions minimales des sections. (7.3.1.2.1)

Le distance entre les axes de la poutre et du poteau support ne doit pas dépasser 0.25 fois la largeur du poteau.

50 mm £ 75 mm (P12) ✓

Figure 7.3					
Poteau	b(mm)	h(mm)	e(mm)	≤ b/4 (mm)	
P12	300	300	50	75	✓ *

Armatures longitudinales. Pourcentages (7.3.1.2.2)

- a) Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence avec un diamètre minimal de 10 mm.
 b) Les pourcentages géométriques minimal et maximal des armatures sont les suivants.

$$\rho_{0 \text{ minimal}} = 1,4 / f_e \text{ (} f_e \text{ en MPa) (7.6)}$$

$$\rho_{0 \text{ maximal}} = 0.025$$

0.003 £ 0.005 £ 0.025 ✓

f_e : 500.00 MPa

Armatures transversales (7.3.1.2.3)

Pour les structures de ductilité ND1 et ND2, l'espacement s ne doit pas excéder le minimum des grandeurs suivantes:

$$s = \text{Min}(8 \cdot \phi_L ; 24 \cdot \phi_T ; 0,25 \cdot h ; 20 \text{ cm}) \text{ (7.7)}$$

8.0 cm £ 8.0 cm ✓

f_L : Diamètre des barres longitudinales.

f_L : 10 mm

f_T : Diamètre des barres transversales.

f_T : 6 mm

h : 40.0 cm

Poutre 1

N1217: P12 - P17 (P12 - P17, Positifs)

Dispositions relatives aux armatures (BAEL 91 révisé 99, Articles A.8.1,3 et A.7.2,2)

Armature longitudinale

Entre deux armatures voisines la distance libre doit être au moins égale, dans toutes les directions à e_{\min} (Article A.7.2,5):

$$e_1 \geq e_{\min}$$

$$23 \text{ mm} \geq 23 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

e_{\min} : Valeur maximale de e_1 , e_2 .

$$e_{\min} : \underline{23} \text{ mm}$$

$$e_1 = \varnothing_{\max}$$

$$e_1 : \underline{10} \text{ mm}$$

$$e_2 = 1.5 \cdot c_g$$

$$e_2 : \underline{23} \text{ mm}$$

Avec:

\varnothing_{\max} : Diamètre de la barre comprimée la plus épaisse.

$$\varnothing_{\max} : \underline{10} \text{ mm}$$

c_g : Dimension du plus gros granulats.

$$c_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Le diamètre des barres longitudinales d'une poutre est au plus égal au dixième de la largeur de l'âme (Article A.7.2,2):

$$\varnothing_{\max} \leq 1/10 \cdot b_0$$

$$12 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

b_0 : Largeur de l'âme.

$$b_0 : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Armatures transversales

Entre deux armatures voisines la distance libre doit être au moins égale, dans toutes les directions à e_{\min} (Article A.7.2,5):

$$e_t \geq e_{\min}$$

$$80 \text{ mm} \geq 23 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

e_{\min} : Valeur maximale de e_1 , e_2 .

$$e_{\min} : \underline{23} \text{ mm}$$

$$e_1 = \varnothing_{\max}$$

$$e_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$e_2 = 1.5 \cdot c_g$$

$$e_2 : \underline{23} \text{ mm}$$

Avec:

\varnothing_{\max} : Diamètre de la barre la plus épaisse de l'armature transversale.

$$\varnothing_{\max} : \underline{6} \text{ mm}$$

c_g : Dimension du plus gros granulats.

$$c_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à l'axe longitudinal de la pièce. Leur espacement est au plus égal à e_{\max} (Article A.8.1,3):

$$e_t \leq e_{\max}$$

$$80 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

e_{\max} : Valeur minimale de e_1 , e_2 , e_3 .

$$e_{\max} : \underline{150} \text{ mm}$$

$$e_1 = 15 \cdot \varnothing_{\min}$$

$$e_1 : \underline{150} \text{ mm}$$

$$e_2 = 40 \text{ cm}$$

$$e_2 : \underline{400} \text{ mm}$$

$$e_3 = b_{\min} + 10 \text{ cm}$$

$$e_3 : \underline{300} \text{ mm}$$

Avec:

\varnothing_{\min} : Diamètre de la barre comprimée la plus mince.

$$\varnothing_{\min} : \underline{10} \text{ mm}$$

b_{\min} : Dimension minimale de la section.

$$b_{\min} : \underline{200.00} \text{ mm}$$

Poutre 1

Armatures minimales et maximales (BAEL 91 révisé 99, Article A.8.1,21)

Flexion positive autour de l'axe x:

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0.001 de la section droite de la poutre (Article B.6.4):

$$A_s \geq 0.001 \cdot A_c$$

$$3.39 \text{ cm}^2 \geq 0.80 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Où:

A_c : Surface totale de la section de béton.

$$A_c : \underline{800.00} \text{ cm}^2$$

Flexion négative autour de l'axe x:

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0.001 de la section droite de la poutre (Article B.6.4):

$$A_s \geq 0.001 \cdot A_c$$

$$3.93 \text{ cm}^2 \geq 0.80 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Où:

A_c : Surface totale de la section de béton.

$$A_c : \underline{800.00} \text{ cm}^2$$

Flexion positive autour de l'axe X:

Dans les poutres soumises à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent avoir une aire supérieure à $A_{s,min}$ (Article A.4.2):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$2.58 \text{ cm}^2 \geq 0.79 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Où:

$$A_{s,min} = \frac{W_1}{z} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s,min} : \underline{0.79} \text{ cm}^2$$

Avec:

W_1 : Module résistant de la section en béton.

$$W_1 : \underline{5333.33} \text{ cm}^3$$

z: Bras mécanique.

$$z : \underline{326.70} \text{ mm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$f_{t28} : \underline{2.10} \text{ MPa}$$

Où:

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.

$$f_{c28} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

f_e : Limite élastique de l'acier.

$$f_e : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Flexion négative autour de l'axe X:

Dans les poutres soumises à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent avoir une aire supérieure à $A_{s,min}$ (Article A.4.2):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$3.62 \text{ cm}^2 \geq 0.82 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Où:

$$A_{s,min} = \frac{W_1}{z} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s,min} : \underline{0.82} \text{ cm}^2$$

Avec:

W_1 : Module résistant de la section en béton.

$$W_1 : \underline{5333.33} \text{ cm}^3$$

z: Bras mécanique.

$$z : \underline{315.90} \text{ mm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$f_{t28} : \underline{2.10} \text{ MPa}$$

Où:

Poutre 1

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.
 f_e : Limite élastique de l'acier.

f_{c28} : 25.00 MPa
 f_e : 434.78 MPa

État limite d'épuisement face au cisaillement (combinaisons non sismiques) (BAEL 91 révisé 99, Article A.5.1)

Doit être respecté:

$$\eta_1 = \frac{\tau_{u,y}}{\tau_{c,max,y}} \leq 1$$

h : 0.331 ✓

Où:

$t_{u,y}$: Contrainte tangentielle de calcul.

$t_{u,y}$: 1.10 MPa

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d}$$

Avec:

$V_{u,y}$: Effort tranchant effectif de calcul.

$V_{u,y}$: 77.48 kN

$b_{o,x}$: Largeur de l'âme.

$b_{o,x}$: 200.00 mm

d_y : Hauteur utile de la section.

d_y : 351.00 mm

$t_{c,max,y}$: Contrainte tangentielle d'épuisement par compression oblique dans l'âme.

$t_{c,max,y}$: 3.33 MPa

$$\eta_2 = \frac{\tau_{u,y}}{\tau_{t,max,y}} \leq 1$$

h : 0.497 ✓

Où:

$t_{u,y}$: Contrainte tangentielle de calcul.

$t_{u,y}$: 1.10 MPa

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d}$$

Avec:

$V_{u,y}$: Effort tranchant effectif de calcul.

$V_{u,y}$: 77.48 kN

$b_{o,x}$: Largeur de l'âme.

$b_{o,x}$: 200.00 mm

d_y : Hauteur utile de la section.

d_y : 351.00 mm

$t_{t,max,y}$: Contrainte tangentielle d'épuisement par traction dans l'âme.

$t_{t,max,y}$: 2.22 MPa

Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à '3.973 m', pour la combinaison d'hypothèses "1.35·PP+1.35·G+1.5·Qa".

Effort tranchant d'épuisement par compression oblique dans l'âme.

L'effort tranchant d'épuisement par compression oblique de l'âme est déduit de l'expression suivante:

Cisaillement dans la direction Y:

La contrainte tangentielle d'épuisement par compression oblique de l'âme est déduite de l'expression suivante (Article A.5.1.1):

$$\tau_{c,max} = 0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b \not\geq 5 \text{ MPa}$$

$t_{c,max}$: 3.33 MPa

Où:

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.

f_{c28} : 25.00 MPa

Poutre 1

g_b : Coefficient partiel de sécurité pour le béton.

$$g_b : \underline{1.50}$$

Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à '3.973 m', pour la combinaison d'hypothèses "1.35·PP+1.35·G+1.5·Qa".

Effort tranchant d'épuisement par traction dans l'âme.

Cisaillement dans la direction Y:

La contrainte tangentielle d'épuisement par traction dans l'âme, dans des pièces armées au cisaillement, est déduite de l'expression suivante (Article A.5.1.23):

$$\tau_{t,max} = \tau_o + \tau_t$$

$$\tau_{t,max} : \underline{2.22} \text{ MPa}$$

Où:

$$\tau_o = 0.3 \cdot f_{t28} \cdot k$$

$$\tau_o : \underline{0.63} \text{ MPa}$$

Avec:

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton.

$$f_{t28} : \underline{2.10} \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} \not\geq 3.3 \text{ MPa}$$

$$k = 1$$

$$k : \underline{1.000}$$

$$\tau_t = 0.9 \cdot \rho_t \cdot (f_e / \gamma_s) \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)$$

$$\tau_t : \underline{1.59} \text{ MPa}$$

Avec:

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_o \cdot s_t}$$

$$\rho_t : \underline{0.0053}$$

Où:

A_t : Aire des armatures de renfort au cisaillement.

$$A_t : \underline{0.85} \text{ cm}^2$$

b_o : Largeur de l'âme.

$$b_o : \underline{200.00} \text{ mm}$$

s_t : Espacement entre les cadres.

$$s_t : \underline{80} \text{ mm}$$

f_e : Résistance caractéristique de l'acier.

$$f_e : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

g_s : Coefficient partiel de sécurité pour l'acier.

$$g_s : \underline{1.50}$$

a : Angle des cadres avec l'axe de la pièce.

$$a : \underline{90.0} \text{ degrés}$$

Espacement des armatures transversales

Cisaillement dans la direction Y:

L'espacement s_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme est au plus égal à $s_{t,max}$ (Article A.5.1.22):

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$$80 \text{ mm} \leq 316 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

$s_{t,max}$: Valeur minimale de s_1 , s_2 .

$$s_{t,max} : \underline{316} \text{ mm}$$

$$s_1 = 0.9 \cdot d$$

$$s_1 : \underline{316} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ cm}$$

$$s_2 : \underline{400} \text{ mm}$$

Avec:

d : Hauteur utile de la section.

$$d : \underline{351.00} \text{ mm}$$

Quantité mécanique minimale de l'armature transversale.

Cisaillement dans la direction Y:

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , la quantité $A_t f_e / b_o s_t$ doit être au moins égale à 0.4 MPa (Article A.5.1.22):

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot s_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$2.65 \text{ MPa} \geq 0.40 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Poutre 1

Où:

A_t : Aire des armatures de renfort au cisaillement.
 f_e : Résistance caractéristique de l'acier.
 b_o : Largeur de l'âme.
 s_t : Espacement entre les cadres.

A_t : 0.85 cm²
 f_e : 500.00 MPa
 b_o : 200.00 mm
 s_t : 80 mm

Diamètre maximal de l'armature transversale

Le diamètre des armatures d'âme est au plus égal à $h/35$ (Article A.7.2,2):

$$\varnothing_{t,max} \leq h/35$$

6 mm ≤ 11.4 mm ✓

Où:

h : Hauteur de la section.

h : 400.00 mm

État limite d'épuisement face à l'effort tranchant (combinaisons sismiques) (BAEL 91 révisé 99, Article A.5.1)

Doit être respecté:

$$\eta_1 = \frac{\tau_{u,y}}{\tau_{c,max,y}} \leq 1$$

h : 0.188 ✓

Où:

$t_{u,y}$: Contrainte tangentielle de calcul.

$t_{u,y}$: 0.82 MPa

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d}$$

Avec:

$V_{u,y}$: Effort tranchant effectif de calcul.

$V_{u,y}$: 57.48 kN

$b_{o,x}$: Largeur de l'âme.

$b_{o,x}$: 200.00 mm

d_y : Hauteur utile de la section.

d_y : 351.00 mm

$t_{c,max,y}$: Contrainte tangentielle d'épuisement par compression oblique dans l'âme.

$t_{c,max,y}$: 4.35 MPa

$$\eta_2 = \frac{\tau_{u,y}}{\tau_{t,max,y}} \leq 1$$

h : 0.303 ✓

Où:

$t_{u,y}$: Contrainte tangentielle de calcul.

$t_{u,y}$: 0.82 MPa

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d}$$

Avec:

$V_{u,y}$: Effort tranchant effectif de calcul.

$V_{u,y}$: 57.48 kN

$b_{o,x}$: Largeur de l'âme.

$b_{o,x}$: 200.00 mm

d_y : Hauteur utile de la section.

d_y : 351.00 mm

$t_{t,max,y}$: Contrainte tangentielle d'épuisement par traction dans l'âme.

$t_{t,max,y}$: 2.70 MPa

Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à '3.973 m', pour la combinaison d'hypothèses "PP+G+0.75·Qa-0.3·SX-SY".

Effort tranchant d'épuisement par compression oblique dans l'âme.

Poutre 1

L'effort tranchant d'épuisement par compression oblique de l'âme est déduit de l'expression suivante:

Cisaillement dans la direction Y:

La contrainte tangentielle d'épuisement par compression oblique de l'âme est déduite de l'expression suivante (Article A.5.1.1):

$$\tau_{c,max} = 0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b \not\geq 5 \text{ MPa}$$

$$t_{c,max} : \underline{4.35} \text{ MPa}$$

Où:

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.

$$f_{c28} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_b : Coefficient partiel de sécurité pour le béton.

$$\gamma_b : \underline{1.15}$$

Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à '3.973 m', pour la combinaison d'hypothèses "PP+G+0.75·Qa-0.3·SX-SY".

Effort tranchant d'épuisement par traction dans l'âme.

Cisaillement dans la direction Y:

La contrainte tangentielle d'épuisement par traction dans l'âme, dans des pièces armées au cisaillement, est déduite de l'expression suivante (Article A.5.1.23):

$$\tau_{t,max} = \tau_o + \tau_t$$

$$t_{t,max} : \underline{2.70} \text{ MPa}$$

Où:

$$\tau_o = 0.3 \cdot f_{t28} \cdot k$$

$$t_o : \underline{0.63} \text{ MPa}$$

Avec:

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton.

$$f_{t28} : \underline{2.10} \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} \not\geq 3.3 \text{ MPa}$$

$$k = 1$$

$$k : \underline{1.000}$$

$$\tau_t = 0.9 \cdot \rho_t \cdot (f_e / \gamma_s) \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)$$

$$t_t : \underline{2.07} \text{ MPa}$$

Avec:

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_o \cdot s_t}$$

$$r_t : \underline{0.0053}$$

Où:

A_t : Aire des armatures de renfort au cisaillement.

$$A_t : \underline{0.85} \text{ cm}^2$$

b_o : Largeur de l'âme.

$$b_o : \underline{200.00} \text{ mm}$$

s_t : Espacement entre les cadres.

$$s_t : \underline{80} \text{ mm}$$

f_e : Résistance caractéristique de l'acier.

$$f_e : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour l'acier.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

α : Angle des cadres avec l'axe de la pièce.

$$a : \underline{90.0} \text{ degrés}$$

Espacement des armatures transversales

Cisaillement dans la direction Y:

L'espacement s_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme est au plus égal à $s_{t,max}$ (Article A.5.1.22):

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$$80 \text{ mm} \leq 316 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

$s_{t,max}$: Valeur minimale de s_1 , s_2 .

$$s_{t,max} : \underline{316} \text{ mm}$$

$$s_1 = 0.9 \cdot d$$

$$s_1 : \underline{316} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ cm}$$

$$s_2 : \underline{400} \text{ mm}$$

Poutre 1

Avec:

d: Hauteur utile de la section.

d : 351.00 mm

Quantité mécanique minimale de l'armature transversale.

Cisaillement dans la direction Y:

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , la quantité $A_t f_e / b_0 s_t$ doit être au moins égale à 0.4 MPa (Article A.5.1.22):

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot s_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$2.65 \text{ MPa} \geq 0.40 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Où:

A_t : Aire des armatures de renfort au cisaillement.

A_t : 0.85 cm²

f_e : Résistance caractéristique de l'acier.

f_e : 500.00 MPa

b_0 : Largeur de l'âme.

b_0 : 200.00 mm

s_t : Espacement entre les cadres.

s_t : 80 mm

Diamètre maximal de l'armature transversale

Le diamètre des armatures d'âme est au plus égal à $h/35$ (Article A.7.2,2):

$$\varnothing_{t,\max} \leq h/35$$

$$6 \text{ mm} \leq 11.4 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

h: Hauteur de la section.

h : 400.00 mm

Poutre 1

État limite d'épuisement face aux sollicitations normales (combinaisons non sismiques) (BAEL 91 révisé 99, Articles A.4.3, A.4.3.5, A.2.2.2, A.3.3 et A.4.3.4)

Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à 'P17', pour la combinaison d'hypothèses "Enveloppe des moments minimaux en situations durables ou transitoires".

Doit être respecté:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_u^2 + M_{uG,x}^2 + M_{uG,y}^2}{N_r^2 + M_{r,x}^2 + M_{r,y}^2}} \leq 1$$

$h : \underline{0.842} \checkmark$

Vérification de résistance de la section (h_1)

N_u, M_{uG} sont les efforts de calcul du premier ordre, en incluant, s'il y a lieu, l'excentricité minimale selon Article A.4.3.5:

N_u : Effort normal de calcul.

$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$

M_{uG} : Moment de calcul du premier ordre.

$M_{uG,x} : \underline{-40.05} \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{uG,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$

N_r, M_r sont les efforts qui produisent l'épuisement de la section avec les mêmes excentricités que les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables.

N_r : Effort normal d'épuisement.

$N_r : \underline{0.00} \text{ kN}$

M_r : Moments d'épuisement.

$M_{r,x} : \underline{-47.58} \text{ kN}\cdot\text{m}$

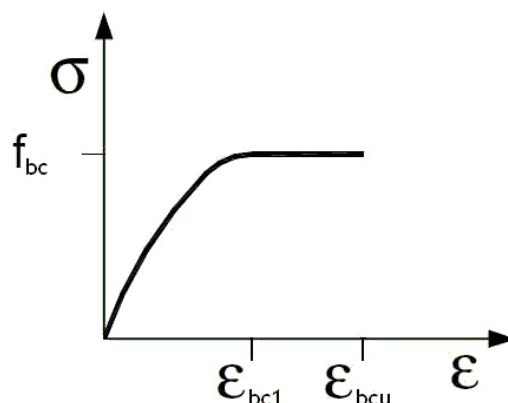
$M_{r,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$

Calcul de la capacité résistante

Le calcul de la capacité résistante ultime des sections est effectuée à partir des hypothèses générales suivantes (Article A.4.3):

- (a) Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- (b) Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à ϵ_{su} , pour le raccourcissement unitaire du béton à ϵ_{bcu} en flexion et ϵ_{bc1} en compression simple.
- (c) Le diagramme déformations-contraintes du béton est défini en Article A.4.3.4.

Le diagramme déformations ϵ_b contraintes σ_b du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole-rectangle. La résistance à la traction du béton est négligée.



ϵ_{bc1} : La déformation correspondant au maximum de contrainte.

$\epsilon_{bc1} : \underline{0.0020}$

ϵ_{bcu} : La déformation correspondant à l'écrasement du béton.

$\epsilon_{bcu} : \underline{0.0035}$

f_{bc} : Résistance de calcul à la compression du béton.

$f_{bc} : \underline{14.17} \text{ MPa}$

Poutre 1

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec:

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.

f_{c28} : 25.00 MPa

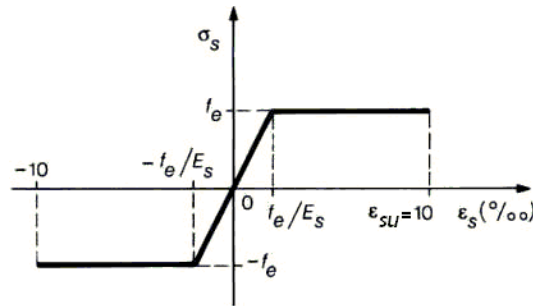
q: Facteur prenant en compte la fatigue du béton lorsque celui-ci est soumis à des niveaux élevés de compression du fait de charges à long terme.

q : 1

γ_b : Coefficient partiel de sécurité pour le béton.

γ_b : 1.50

(d) Le diagramme de calcul des aciers se déduit de celui de l'article Article A.2.2.2.



e_{su} : La déformation correspondant à l'écoulement plastique des aciers.

e_{su} : 0.0100

f_s : Limite élastique de l'armature passive.

f_s : 434.78 MPa

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec:

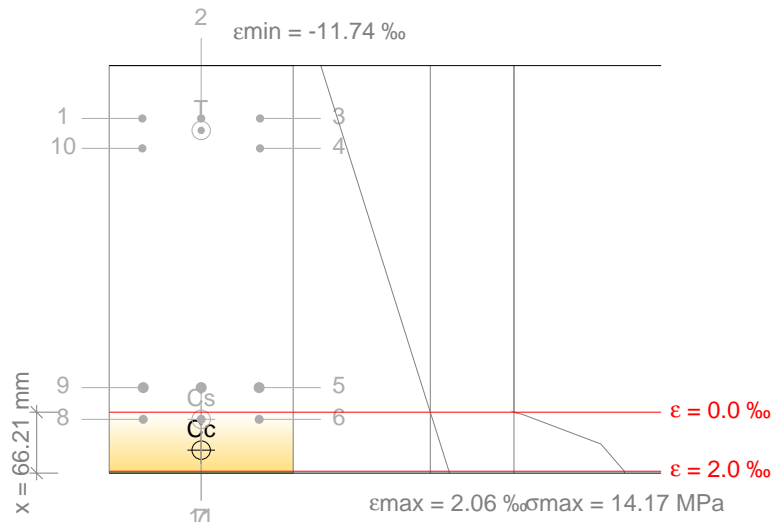
f_e : Résistance caractéristique de l'acier.

f_e : 500.00 MPa

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour l'acier.

γ_s : 1.15

Équilibre de la section pour les efforts d'épousissement, calculés avec les mêmes excentricités que les efforts de calcul les plus défavorables:



Barre	Désignation	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	HA10	-64.00	164.00	-434.78	-0.009950
2	HA10	0.00	164.00	-434.78	-0.009950
3	HA10	64.00	164.00	-434.78	-0.009950

Poutre 1

Barre	Désignation	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (MPa)	e
4	HA10	64.00	131.50	-434.78	-0.008937
5	HA12	63.00	-128.50	0.00	-0.000833
6	HA12	63.00	-163.00	+48.54	+0.000243
7	HA12	0.00	-163.00	+48.54	+0.000243
8	HA12	-63.00	-163.00	+48.54	+0.000243
9	HA12	-63.00	-128.50	0.00	-0.000833
10	HA10	-64.00	131.50	-434.78	-0.008937
11	HA12	0.00	-128.50	0.00	-0.000833

	Résultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	127.01	0.00	-196.46
C _s	11.00	0.00	-163.00
T	138.00	0.00	151.00

$$N_r = C_c + C_s - T$$

$$N_r : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{r,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{r,x} : \underline{-47.58} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{r,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{r,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Où:

C_c: Résultante des compressions dans le béton.

$$C_c : \underline{127.01} \text{ kN}$$

C_s: Résultante des compressions dans l'acier.

$$C_s : \underline{11.00} \text{ kN}$$

T: Résultante des tractions dans l'acier.

$$T : \underline{138.00} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricité de la résultante des compressions dans le béton dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-196.46} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricité de la résultante des compressions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-163.00} \text{ mm}$$

e_T: Excentricité de la résultante des tractions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{151.00} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Déformation de la fibre la plus comprimée du béton.

$$e_{cmax} : \underline{0.0021}$$

e_{smax}: Déformation de la barre d'acier la plus tendue.

$$e_{smax} : \underline{0.0099}$$

S_{cmax}: Contrainte de la fibre la plus comprimée du béton.

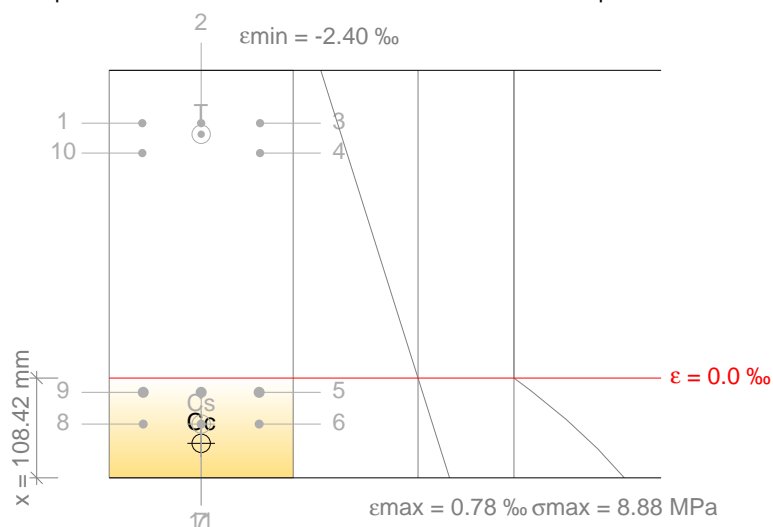
$$S_{cmax} : \underline{14.17} \text{ MPa}$$

S_{smax}: Contrainte de la barre en acier la plus tendue.

$$S_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Poutre 1

Équilibre de la section pour les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables:



Barre	Désignation	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (MPa)	e
1	HA10	-64.00	164.00	-397.50	-0.001987
2	HA10	0.00	164.00	-397.50	-0.001987
3	HA10	64.00	164.00	-397.50	-0.001987
4	HA10	64.00	131.50	-350.86	-0.001754
5	HA12	63.00	-128.50	0.00	+0.000111
6	HA12	63.00	-163.00	+71.74	+0.000359
7	HA12	0.00	-163.00	+71.74	+0.000359
8	HA12	-63.00	-163.00	+71.74	+0.000359
9	HA12	-63.00	-128.50	0.00	+0.000111
10	HA10	-64.00	131.50	-350.86	-0.001754
11	HA12	0.00	-128.50	0.00	+0.000111

	Résultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	104.00	0.00	-183.94
C _s	16.25	0.00	-163.00
T	120.25	0.00	151.96

$$N_u = C_c + C_s - T$$

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{uG,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{uG,x} : \underline{-40.05} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uG,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{uG,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Où:

C_c: Résultante des compressions dans le béton.

$$C_c : \underline{104.00} \text{ kN}$$

C_s: Résultante des compressions dans l'acier.

$$C_s : \underline{16.25} \text{ kN}$$

T: Résultante des tractions dans l'acier.

$$T : \underline{120.25} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricité de la résultante des compressions dans le béton dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-183.94} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricité de la résultante des compressions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-163.00} \text{ mm}$$

e_T: Excentricité de la résultante des tractions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{151.96} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Déformation de la fibre la plus comprimée du béton.

$$e_{cmax} : \underline{0.0008}$$

Poutre 1

e_{smax} : Déformation de la barre d'acier la plus tendue.

$$e_{smax} : \underline{0.0020}$$

S_{cmax} : Contrainte de la fibre la plus comprimée du béton.

$$S_{cmax} : \underline{8.88} \text{ MPa}$$

S_{smax} : Contrainte de la barre en acier la plus tendue.

$$S_{smax} : \underline{397.50} \text{ MPa}$$

État limite d'épuisement face aux sollicitations normales (combinaisons sismiques) (BAEL 91 révisé 99, Articles A.4.3, A.4.3.5, A.2.2.2, A.3.3 et A.4.3.4)

Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à 'P12', pour la combinaison d'hypothèses "Enveloppe des moments minimaux en situations sismiques".

Doit être respecté:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_u^2 + M_{uG,x}^2 + M_{uG,y}^2}{N_r^2 + M_{r,x}^2 + M_{r,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.727} \quad \checkmark$$

Vérification de résistance de la section (η_1)

N_u, M_{uG} sont les efforts de calcul du premier ordre, en incluant, s'il y a lieu, l'excentricité minimale selon Article A.4.3.5:

N_u : Effort normal de calcul.

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_{uG} : Moment de calcul du premier ordre.

$$M_{uG,x} : \underline{-36.46} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uG,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_r, M_r sont les efforts qui produisent l'épuisement de la section avec les mêmes excentricités que les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables.

N_r : Effort normal d'épuisement.

$$N_r : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_r : Moments d'épuisement.

$$M_{r,x} : \underline{-50.18} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{r,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

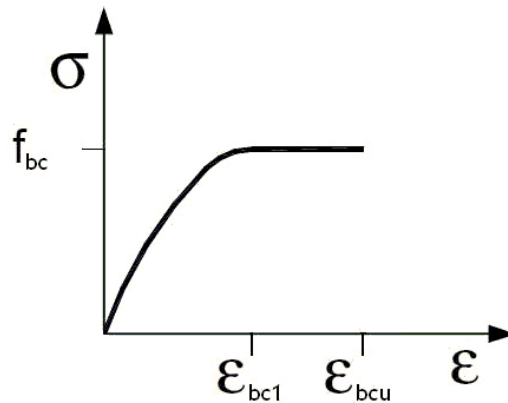
Calcul de la capacité résistante

Le calcul de la capacité résistante ultime des sections est effectuée à partir des hypothèses générales suivantes (Article A.4.3):

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à ϵ_{su} , pour le raccourcissement unitaire du béton à ϵ_{bcu} en flexion et ϵ_{bc1} en compression simple.
- Le diagramme déformations-contraintes du béton est défini en Article A.4.3.4.

Le diagramme déformations ϵ_b contraintes σ_b du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole-rectangle. La résistance à la traction du béton est négligée.

Poutre 1



ϵ_{bc1} : La déformation correspondant au maximum de contrainte.

$$\epsilon_{bc1} : \underline{0.0020}$$

ϵ_{bcu} : La déformation correspondant à l'écrasement du béton.

$$\epsilon_{bcu} : \underline{0.0035}$$

f_{bc} : Résistance de calcul à la compression du béton.

$$f_{bc} : \underline{18.48 \text{ MPa}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec:

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.

$$f_{c28} : \underline{25.00 \text{ MPa}}$$

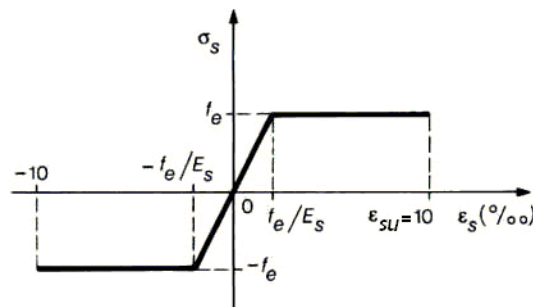
q: Facteur prenant en compte la fatigue du béton lorsque celui-ci est soumis à des niveaux élevés de compression du fait de charges à long terme.

$$q : \underline{1}$$

γ_b : Coefficient partiel de sécurité pour le béton.

$$\gamma_b : \underline{1.15}$$

(d) Le diagramme de calcul des aciers se déduit de celui de l'article Article A.2.2.2.



ϵ_{su} : La déformation correspondant à l'écoulement plastique des aciers.

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

f_s : Limite élastique de l'armature passive.

$$f_s : \underline{500.00 \text{ MPa}}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec:

f_e : Résistance caractéristique de l'acier.

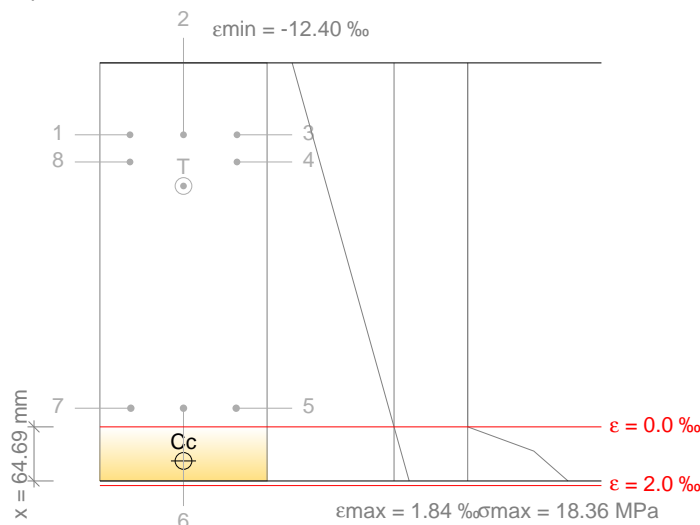
$$f_e : \underline{500.00 \text{ MPa}}$$

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour l'acier.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

Poutre 1

Équilibre de la section pour les efforts d'épuisement, calculés avec les mêmes excentricités que les efforts de calcul les plus défavorables:



Barre	Désignation	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (MPa)	e
1	HA10	-64.00	164.00	-500.00	-0.009950
2	HA10	0.00	164.00	-500.00	-0.009950
3	HA10	64.00	164.00	-500.00	-0.009950
4	HA10	64.00	131.50	-500.00	-0.009024
5	HA12	63.00	-163.00	-127.10	-0.000636
6	HA12	0.00	-163.00	-127.10	-0.000636
7	HA12	-63.00	-163.00	-127.10	-0.000636
8	HA10	-64.00	131.50	-500.00	-0.009024

	Résultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	152.62	0.00	-226.05
C _s	0.00	0.00	0.00
T	152.62	0.00	102.78

$$N_r = C_c + C_s - T$$

$$N_r : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{r,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{r,x} : \underline{-50.18} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{r,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{r,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Où:

C_c: Résultante des compressions dans le béton.

$$C_c : \underline{152.62} \text{ kN}$$

C_s: Résultante des compressions dans l'acier.

$$C_s : \underline{0.00} \text{ kN}$$

T: Résultante des tractions dans l'acier.

$$T : \underline{152.62} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricité de la résultante des compressions dans le béton dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-226.05} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricité de la résultante des compressions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cs} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_T: Excentricité de la résultante des tractions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{102.78} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Déformation de la fibre la plus comprimée du béton.

$$e_{cmax} : \underline{0.0018}$$

e_{smax}: Déformation de la barre d'acier la plus tendue.

$$e_{smax} : \underline{0.0100}$$

S_{cmax}: Contrainte de la fibre la plus comprimée du béton.

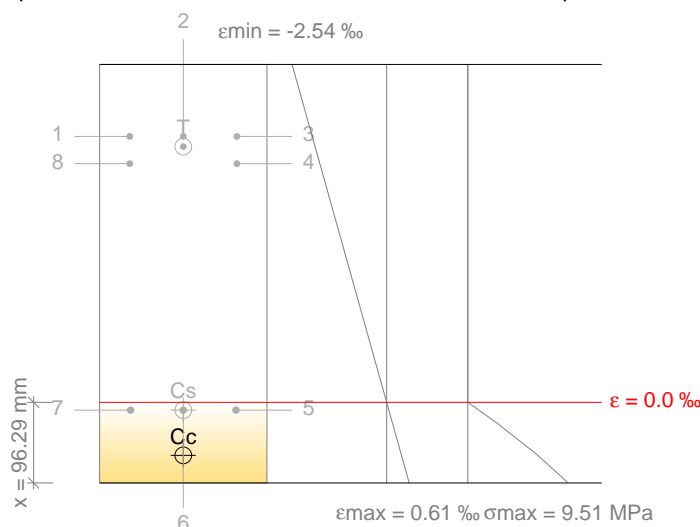
$$S_{cmax} : \underline{18.36} \text{ MPa}$$

Poutre 1

S_{smax} : Contrainte de la barre en acier la plus tendue.

S_{smax} : 500.00 MPa

Équilibre de la section pour les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables:



Barre	Désignation	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	HA10	-64.00	164.00	-400.25	-0.002001
2	HA10	0.00	164.00	-400.25	-0.002001
3	HA10	64.00	164.00	-400.25	-0.002001
4	HA10	64.00	131.50	-359.30	-0.001797
5	HA12	63.00	-163.00	+11.71	+0.000059
6	HA12	0.00	-163.00	+11.71	+0.000059
7	HA12	-63.00	-163.00	+11.71	+0.000059
8	HA10	-64.00	131.50	-359.30	-0.001797

	Résultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	97.02	0.00	-217.00
Cs	2.16	0.00	-163.00
T	99.17	0.00	151.83

$$N_u = C_c + C_s - T$$

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{uG,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{uG,x} : \underline{-36.46} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uG,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{uG,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Où:

C_c : Résultante des compressions dans le béton.

$$C_c : \underline{97.02} \text{ kN}$$

C_s : Résultante des compressions dans l'acier.

$$C_s : \underline{2.16} \text{ kN}$$

T : Résultante des tractions dans l'acier.

$$T : \underline{99.17} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricité de la résultante des compressions dans le béton dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-217.00} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricité de la résultante des compressions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-163.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricité de la résultante des tractions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{151.83} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Déformation de la fibre la plus comprimée du béton.

$$e_{cmax} : \underline{0.0006}$$

e_{smax} : Déformation de la barre d'acier la plus tendue.

$$e_{smax} : \underline{0.0020}$$

Poutre 1

S_{cmax} : Contrainte de la fibre la plus comprimée du béton.

S_{cmax} : 9.51 MPa

S_{smax} : Contrainte de la barre en acier la plus tendue.

S_{smax} : 400.25 MPa

État limite d'épuisement par torsion. Compression oblique. (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.3)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

État limite d'épuisement par torsion. Traction dans l'âme. (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.4)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

État limite d'épuisement par torsion. Traction dans les armatures longitudinales. (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.4)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

État limite d'épuisement par torsion. Interaction entre torsion et efforts normaux. Flexion autour de l'axe X. (BAEL 91 révisé 99, Article A.5.4.4)

La vérification n'a pas lieu car il n'y a pas d'interaction entre torsion et efforts normaux.

État limite d'épuisement par torsion. Interaction entre torsion et efforts normaux. Flexion autour de l'axe Y. (BAEL 91 révisé 99, Article A.5.4.4)

La vérification n'a pas lieu car il n'y a pas d'interaction entre torsion et efforts normaux.

État limite d'épuisement par torsion. Interaction entre torsion et effort tranchant sur l'axe X. Compression oblique (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.3)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

État limite d'épuisement par torsion. Interaction entre torsion et effort tranchant sur l'axe Y. Compression oblique (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.3)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

État limite d'épuisement par torsion. Interaction entre torsion et effort tranchant sur l'axe X. Traction dans l'âme. (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.4)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

État limite d'épuisement par torsion. Interaction entre torsion et effort tranchant sur l'axe Y. Traction dans l'âme. (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.4)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

Critères de conception par séisme (RPS 2011, Article 7.3.1.3)

Dimensions minimales des sections. (7.3.1.2.1)

Les dimensions de la section transversale de la poutre, h et b étant respectivement la plus grande et la plus petite dimension, doivent satisfaire les conditions suivantes:

- a) $b/h \geq 0.25$
 - b) $b \geq 200 \text{ mm}$
 - c) $b \leq b_c + h_c / 2$
- (7.5)

b_c : la dimension de la section du poteau perpendiculaire à l'axe de la poutre.

b_c : 300 mm

Poutre 1

h_c : la dimension de la section du poteau parallèle à l'axe de la poutre (voir figure 7.2)

h_c : 300 mm

(b/h): 0.50 ≥ 0.25 ✓

b: 200 mm ≥ 200 mm ✓

b: 200 mm ≤ 450 mm ✓

Dimensions minimales des sections. (7.3.1.2.1)

Le distance entre les axes de la poutre et du poteau support ne doit pas dépasser 0.25 fois la largeur du poteau.

50 mm £ 75 mm (P12) ✓

Figure 7.3					
Poteau	b(mm)	h(mm)	e(mm)	≤ b/4 (mm)	
P12	300	300	50	75	✓ *

Armatures longitudinales. Pourcentages (7.3.1.2.2)

- a) Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence avec un diamètre minimal de 10 mm.
 b) Les pourcentages géométriques minimal et maximal des armatures sont les suivants.

$$\rho_{0 \text{ minimal}} = 1,4 / f_e \text{ (} f_e \text{ en MPa) (7.6)}$$

$$\rho_{0 \text{ maximal}} = 0.025$$

0.003 £ 0.005 £ 0.025 ✓

f_e : 500.00 MPa

Armatures transversales (7.3.1.2.3)

Pour les structures de ductilité ND1 et ND2, l'espacement s ne doit pas excéder le minimum des grandeurs suivantes:

$$s = \text{Min}(8 \cdot \phi_L ; 24 \cdot \phi_T ; 0,25 \cdot h ; 20 \text{ cm}) \text{ (7.7)}$$

8.0 cm £ 8.0 cm ✓

f_L : Diamètre des barres longitudinales.

f_L : 10 mm

f_T : Diamètre des barres transversales.

f_T : 6 mm

h : 40.0 cm

Poutre 1

N1217: P12 - P17 (3.414 m - P17, Négatifs)

Dispositions relatives aux armatures (BAEL 91 révisé 99, Articles A.8.1,3 et A.7.2,2)

Armature longitudinale

Entre deux armatures voisines la distance libre doit être au moins égale, dans toutes les directions à e_{\min} (Article A.7.2,5):

$$e_1 \geq e_{\min}$$

$$23 \text{ mm} \geq 23 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

e_{\min} : Valeur maximale de e_1 , e_2 .

$$e_{\min} : \underline{23} \text{ mm}$$

$$e_1 = \varnothing_{\max}$$

$$e_1 : \underline{10} \text{ mm}$$

$$e_2 = 1.5 \cdot c_g$$

$$e_2 : \underline{23} \text{ mm}$$

Avec:

\varnothing_{\max} : Diamètre de la barre comprimée la plus épaisse.

$$\varnothing_{\max} : \underline{10} \text{ mm}$$

c_g : Dimension du plus gros granulats.

$$c_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Le diamètre des barres longitudinales d'une poutre est au plus égal au dixième de la largeur de l'âme (Article A.7.2,2):

$$\varnothing_{\max} \leq 1/10 \cdot b_0$$

$$12 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

b_0 : Largeur de l'âme.

$$b_0 : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Armatures transversales

Entre deux armatures voisines la distance libre doit être au moins égale, dans toutes les directions à e_{\min} (Article A.7.2,5):

$$e_t \geq e_{\min}$$

$$80 \text{ mm} \geq 23 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

e_{\min} : Valeur maximale de e_1 , e_2 .

$$e_{\min} : \underline{23} \text{ mm}$$

$$e_1 = \varnothing_{\max}$$

$$e_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$e_2 = 1.5 \cdot c_g$$

$$e_2 : \underline{23} \text{ mm}$$

Avec:

\varnothing_{\max} : Diamètre de la barre la plus épaisse de l'armature transversale.

$$\varnothing_{\max} : \underline{6} \text{ mm}$$

c_g : Dimension du plus gros granulats.

$$c_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à l'axe longitudinal de la pièce. Leur espacement est au plus égal à e_{\max} (Article A.8.1,3):

$$e_t \leq e_{\max}$$

$$80 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

e_{\max} : Valeur minimale de e_1 , e_2 , e_3 .

$$e_{\max} : \underline{150} \text{ mm}$$

$$e_1 = 15 \cdot \varnothing_{\min}$$

$$e_1 : \underline{150} \text{ mm}$$

$$e_2 = 40 \text{ cm}$$

$$e_2 : \underline{400} \text{ mm}$$

$$e_3 = b_{\min} + 10 \text{ cm}$$

$$e_3 : \underline{300} \text{ mm}$$

Avec:

\varnothing_{\min} : Diamètre de la barre comprimée la plus mince.

$$\varnothing_{\min} : \underline{10} \text{ mm}$$

b_{\min} : Dimension minimale de la section.

$$b_{\min} : \underline{200.00} \text{ mm}$$

Poutre 1

Armatures minimales et maximales (BAEL 91 révisé 99, Article A.8.1,21)

Flexion positive autour de l'axe x:

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0.001 de la section droite de la poutre (Article B.6.4):

$$A_s \geq 0.001 \cdot A_c$$

$$6.79 \text{ cm}^2 \geq 0.80 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Où:

A_c : Surface totale de la section de béton.

$$A_c : \underline{800.00} \text{ cm}^2$$

Flexion négative autour de l'axe x:

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0.001 de la section droite de la poutre (Article B.6.4):

$$A_s \geq 0.001 \cdot A_c$$

$$3.93 \text{ cm}^2 \geq 0.80 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Où:

A_c : Surface totale de la section de béton.

$$A_c : \underline{800.00} \text{ cm}^2$$

Flexion positive autour de l'axe X:

Dans les poutres soumises à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent avoir une aire supérieure à $A_{s,min}$ (Article A.4.2):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$6.79 \text{ cm}^2 \geq 0.83 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Où:

$$A_{s,min} = \frac{W_1}{z} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s,min} : \underline{0.83} \text{ cm}^2$$

Avec:

W_1 : Module résistant de la section en béton.

$$W_1 : \underline{5333.33} \text{ cm}^3$$

z : Bras mécanique.

$$z : \underline{311.18} \text{ mm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$f_{t28} : \underline{2.10} \text{ MPa}$$

Où:

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.

$$f_{c28} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

f_e : Limite élastique de l'acier.

$$f_e : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Flexion négative autour de l'axe X:

Dans les poutres soumises à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent avoir une aire supérieure à $A_{s,min}$ (Article A.4.2):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$2.73 \text{ cm}^2 \geq 0.79 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Où:

$$A_{s,min} = \frac{W_1}{z} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s,min} : \underline{0.79} \text{ cm}^2$$

Avec:

W_1 : Module résistant de la section en béton.

$$W_1 : \underline{5333.33} \text{ cm}^3$$

z : Bras mécanique.

$$z : \underline{327.60} \text{ mm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$f_{t28} : \underline{2.10} \text{ MPa}$$

Où:

Poutre 1

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.
 f_e : Limite élastique de l'acier.

f_{c28} : 25.00 MPa
 f_e : 434.78 MPa

État limite d'épuisement face au cisaillement (combinaisons non sismiques) (BAEL 91 révisé 99, Article A.5.1)

Doit être respecté:

$$\eta_1 = \frac{\tau_{u,y}}{\tau_{c,max,y}} \leq 1$$

h : 0.331 ✓

Où:

$t_{u,y}$: Contrainte tangentielle de calcul.

$t_{u,y}$: 1.10 MPa

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d}$$

Avec:

$V_{u,y}$: Effort tranchant effectif de calcul.

$V_{u,y}$: 77.48 kN

$b_{o,x}$: Largeur de l'âme.

$b_{o,x}$: 200.00 mm

d_y : Hauteur utile de la section.

d_y : 351.00 mm

$t_{c,max,y}$: Contrainte tangentielle d'épuisement par compression oblique dans l'âme.

$t_{c,max,y}$: 3.33 MPa

$$\eta_2 = \frac{\tau_{u,y}}{\tau_{t,max,y}} \leq 1$$

h : 0.497 ✓

Où:

$t_{u,y}$: Contrainte tangentielle de calcul.

$t_{u,y}$: 1.10 MPa

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d}$$

Avec:

$V_{u,y}$: Effort tranchant effectif de calcul.

$V_{u,y}$: 77.48 kN

$b_{o,x}$: Largeur de l'âme.

$b_{o,x}$: 200.00 mm

d_y : Hauteur utile de la section.

d_y : 351.00 mm

$t_{t,max,y}$: Contrainte tangentielle d'épuisement par traction dans l'âme.

$t_{t,max,y}$: 2.22 MPa

Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à '3.973 m', pour la combinaison d'hypothèses "1.35·PP+1.35·G+1.5·Qa".

Effort tranchant d'épuisement par compression oblique dans l'âme.

L'effort tranchant d'épuisement par compression oblique de l'âme est déduit de l'expression suivante:

Cisaillement dans la direction Y:

La contrainte tangentielle d'épuisement par compression oblique de l'âme est déduite de l'expression suivante (Article A.5.1.1):

$$\tau_{c,max} = 0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b \not\geq 5 \text{ MPa}$$

$t_{c,max}$: 3.33 MPa

Où:

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.

f_{c28} : 25.00 MPa

Poutre 1

g_b : Coefficient partiel de sécurité pour le béton.

$$g_b : \underline{1.50}$$

Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à '3.973 m', pour la combinaison d'hypothèses "1.35·PP+1.35·G+1.5·Qa".

Effort tranchant d'épuisement par traction dans l'âme.

Cisaillement dans la direction Y:

La contrainte tangentielle d'épuisement par traction dans l'âme, dans des pièces armées au cisaillement, est déduite de l'expression suivante (Article A.5.1.23):

$$\tau_{t,max} = \tau_o + \tau_t$$

$$\tau_{t,max} : \underline{2.22} \text{ MPa}$$

Où:

$$\tau_o = 0.3 \cdot f_{t28} \cdot k$$

$$\tau_o : \underline{0.63} \text{ MPa}$$

Avec:

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton.

$$f_{t28} : \underline{2.10} \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} \not\geq 3.3 \text{ MPa}$$

$$k = 1$$

$$k : \underline{1.000}$$

$$\tau_t = 0.9 \cdot \rho_t \cdot (f_e / \gamma_s) \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)$$

$$\tau_t : \underline{1.59} \text{ MPa}$$

Avec:

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_o \cdot s_t}$$

$$\rho_t : \underline{0.0053}$$

Où:

A_t : Aire des armatures de renfort au cisaillement.

$$A_t : \underline{0.85} \text{ cm}^2$$

b_o : Largeur de l'âme.

$$b_o : \underline{200.00} \text{ mm}$$

s_t : Espacement entre les cadres.

$$s_t : \underline{80} \text{ mm}$$

f_e : Résistance caractéristique de l'acier.

$$f_e : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

g_s : Coefficient partiel de sécurité pour l'acier.

$$g_s : \underline{1.50}$$

a : Angle des cadres avec l'axe de la pièce.

$$a : \underline{90.0} \text{ degrés}$$

Espacement des armatures transversales

Cisaillement dans la direction Y:

L'espacement s_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme est au plus égal à $s_{t,max}$ (Article A.5.1.22):

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$$80 \text{ mm} \leq 316 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

$s_{t,max}$: Valeur minimale de s_1, s_2 .

$$s_{t,max} : \underline{316} \text{ mm}$$

$$s_1 = 0.9 \cdot d$$

$$s_1 : \underline{316} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ cm}$$

$$s_2 : \underline{400} \text{ mm}$$

Avec:

d : Hauteur utile de la section.

$$d : \underline{351.00} \text{ mm}$$

Quantité mécanique minimale de l'armature transversale.

Cisaillement dans la direction Y:

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , la quantité $A_t f_e / b_o s_t$ doit être au moins égale à 0.4 MPa (Article A.5.1.22):

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot s_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$2.65 \text{ MPa} \geq 0.40 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Poutre 1

Où:

A_t : Aire des armatures de renfort au cisaillement.
 f_e : Résistance caractéristique de l'acier.
 b_o : Largeur de l'âme.
 s_t : Espacement entre les cadres.

A_t : 0.85 cm²
 f_e : 500.00 MPa
 b_o : 200.00 mm
 s_t : 80 mm

Diamètre maximal de l'armature transversale

Le diamètre des armatures d'âme est au plus égal à $h/35$ (Article A.7.2,2):

$$\varnothing_{t,max} \leq h/35$$

6 mm ≤ 11.4 mm ✓

Où:

h : Hauteur de la section.

h : 400.00 mm

État limite d'épuisement face à l'effort tranchant (combinaisons sismiques) (BAEL 91 révisé 99, Article A.5.1)

Doit être respecté:

$$\eta_1 = \frac{\tau_{u,y}}{\tau_{c,max,y}} \leq 1$$

h : 0.188 ✓

Où:

$t_{u,y}$: Contrainte tangentielle de calcul.

$t_{u,y}$: 0.82 MPa

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d}$$

Avec:

$V_{u,y}$: Effort tranchant effectif de calcul.

$V_{u,y}$: 57.48 kN

$b_{o,x}$: Largeur de l'âme.

$b_{o,x}$: 200.00 mm

d_y : Hauteur utile de la section.

d_y : 351.00 mm

$t_{c,max,y}$: Contrainte tangentielle d'épuisement par compression oblique dans l'âme.

$t_{c,max,y}$: 4.35 MPa

$$\eta_2 = \frac{\tau_{u,y}}{\tau_{t,max,y}} \leq 1$$

h : 0.303 ✓

Où:

$t_{u,y}$: Contrainte tangentielle de calcul.

$t_{u,y}$: 0.82 MPa

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d}$$

Avec:

$V_{u,y}$: Effort tranchant effectif de calcul.

$V_{u,y}$: 57.48 kN

$b_{o,x}$: Largeur de l'âme.

$b_{o,x}$: 200.00 mm

d_y : Hauteur utile de la section.

d_y : 351.00 mm

$t_{t,max,y}$: Contrainte tangentielle d'épuisement par traction dans l'âme.

$t_{t,max,y}$: 2.70 MPa

Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à '3.973 m', pour la combinaison d'hypothèses "PP+G+0.75·Qa-0.3·SX-SY".

Effort tranchant d'épuisement par compression oblique dans l'âme.

Poutre 1

L'effort tranchant d'épuisement par compression oblique de l'âme est déduit de l'expression suivante:

Cisaillement dans la direction Y:

La contrainte tangentielle d'épuisement par compression oblique de l'âme est déduite de l'expression suivante (Article A.5.1.1):

$$\tau_{c,max} = 0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b \not\geq 5 \text{ MPa}$$

$$t_{c,max} : \underline{4.35} \text{ MPa}$$

Où:

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.

$$f_{c28} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_b : Coefficient partiel de sécurité pour le béton.

$$\gamma_b : \underline{1.15}$$

Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à '3.973 m', pour la combinaison d'hypothèses "PP+G+0.75·Qa-0.3·SX-SY".

Effort tranchant d'épuisement par traction dans l'âme.

Cisaillement dans la direction Y:

La contrainte tangentielle d'épuisement par traction dans l'âme, dans des pièces armées au cisaillement, est déduite de l'expression suivante (Article A.5.1.23):

$$\tau_{t,max} = \tau_o + \tau_t$$

$$t_{t,max} : \underline{2.70} \text{ MPa}$$

Où:

$$\tau_o = 0.3 \cdot f_{t28} \cdot k$$

$$t_o : \underline{0.63} \text{ MPa}$$

Avec:

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton.

$$f_{t28} : \underline{2.10} \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} \not\geq 3.3 \text{ MPa}$$

$$k = 1$$

$$k : \underline{1.000}$$

$$\tau_t = 0.9 \cdot \rho_t \cdot (f_e / \gamma_s) \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)$$

$$t_t : \underline{2.07} \text{ MPa}$$

Avec:

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_o \cdot s_t}$$

$$r_t : \underline{0.0053}$$

Où:

A_t : Aire des armatures de renfort au cisaillement.

$$A_t : \underline{0.85} \text{ cm}^2$$

b_o : Largeur de l'âme.

$$b_o : \underline{200.00} \text{ mm}$$

s_t : Espacement entre les cadres.

$$s_t : \underline{80} \text{ mm}$$

f_e : Résistance caractéristique de l'acier.

$$f_e : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour l'acier.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

α : Angle des cadres avec l'axe de la pièce.

$$a : \underline{90.0} \text{ degrés}$$

Espacement des armatures transversales

Cisaillement dans la direction Y:

L'espacement s_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme est au plus égal à $s_{t,max}$ (Article A.5.1.22):

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$$80 \text{ mm} \leq 316 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

$s_{t,max}$: Valeur minimale de s_1 , s_2 .

$$s_{t,max} : \underline{316} \text{ mm}$$

$$s_1 = 0.9 \cdot d$$

$$s_1 : \underline{316} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ cm}$$

$$s_2 : \underline{400} \text{ mm}$$

Poutre 1

Avec:

d: Hauteur utile de la section.

d : 351.00 mm

Quantité mécanique minimale de l'armature transversale.

Cisaillement dans la direction Y:

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , la quantité $A_t f_e / b_0 s_t$ doit être au moins égale à 0.4 MPa (Article A.5.1.22):

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot s_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$2.65 \text{ MPa} \geq 0.40 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Où:

A_t : Aire des armatures de renfort au cisaillement.

A_t : 0.85 cm²

f_e : Résistance caractéristique de l'acier.

f_e : 500.00 MPa

b_0 : Largeur de l'âme.

b_0 : 200.00 mm

s_t : Espacement entre les cadres.

s_t : 80 mm

Diamètre maximal de l'armature transversale

Le diamètre des armatures d'âme est au plus égal à $h/35$ (Article A.7.2,2):

$$\varnothing_{t,\max} \leq h/35$$

$$6 \text{ mm} \leq 11.4 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Où:

h: Hauteur de la section.

h : 400.00 mm

Poutre 1

État limite d'épuisement face aux sollicitations normales (combinaisons non sismiques) (BAEL 91 révisé 99, Articles A.4.3, A.4.3.5, A.2.2.2, A.3.3 et A.4.3.4)

Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à 'P17', pour la combinaison d'hypothèses "Enveloppe des moments minimaux en situations durables ou transitoires".

Doit être respecté:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_u^2 + M_{uG,x}^2 + M_{uG,y}^2}{N_r^2 + M_{r,x}^2 + M_{r,y}^2}} \leq 1$$

η_1 : 0.842 ✓

Vérification de résistance de la section (η_1)

N_u, M_{uG} sont les efforts de calcul du premier ordre, en incluant, s'il y a lieu, l'excentricité minimale selon Article A.4.3.5:

N_u : Effort normal de calcul.

N_u : 0.00 kN

M_{uG} : Moment de calcul du premier ordre.

$M_{uG,x}$: -40.05 kN·m

$M_{uG,y}$: 0.00 kN·m

N_r, M_r sont les efforts qui produisent l'épuisement de la section avec les mêmes excentricités que les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables.

N_r : Effort normal d'épuisement.

N_r : 0.00 kN

M_r : Moments d'épuisement.

$M_{r,x}$: -47.58 kN·m

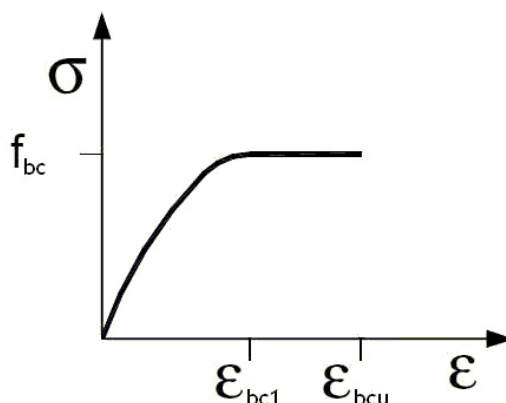
$M_{r,y}$: 0.00 kN·m

Calcul de la capacité résistante

Le calcul de la capacité résistante ultime des sections est effectuée à partir des hypothèses générales suivantes (Article A.4.3):

- (a) Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- (b) Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à ϵ_{su} , pour le raccourcissement unitaire du béton à ϵ_{bcu} en flexion et ϵ_{bc1} en compression simple.
- (c) Le diagramme déformations-contraintes du béton est défini en Article A.4.3.4.

Le diagramme déformations ϵ_b contraintes σ_b du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole-rectangle. La résistance à la traction du béton est négligée.



ϵ_{bc1} : La déformation correspondant au maximum de contrainte.

ϵ_{bc1} : 0.0020

ϵ_{bcu} : La déformation correspondant à l'écrasement du béton.

ϵ_{bcu} : 0.0035

f_{bc} : Résistance de calcul à la compression du béton.

f_{bc} : 14.17 MPa

Poutre 1

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec:

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.

$$f_{c28} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

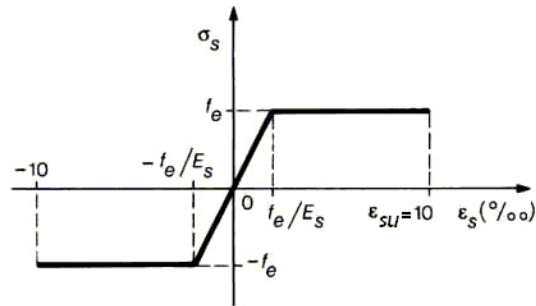
q : Facteur prenant en compte la fatigue du béton lorsque celui-ci est soumis à des niveaux élevés de compression du fait de charges à long terme.

$$q : \underline{1}$$

γ_b : Coefficient partiel de sécurité pour le béton.

$$\gamma_b : \underline{1.50}$$

(d) Le diagramme de calcul des aciers se déduit de celui de l'article Article A.2.2.2.



e_{su} : La déformation correspondant à l'écoulement plastique des aciers.

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_s : Limite élastique de l'armature passive.

$$f_s : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec:

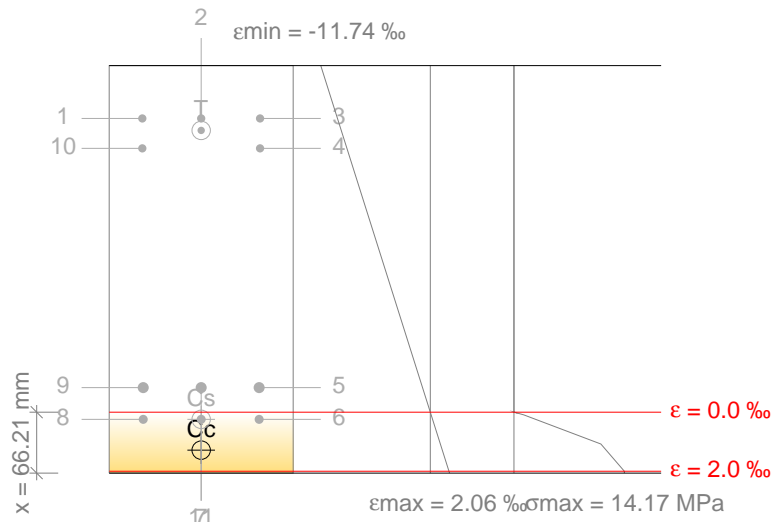
f_e : Résistance caractéristique de l'acier.

$$f_e : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour l'acier.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

Équilibre de la section pour les efforts d'épuisement, calculés avec les mêmes excentricités que les efforts de calcul les plus défavorables:



Barre	Désignation	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	HA10	-64.00	164.00	-434.78	-0.009950
2	HA10	0.00	164.00	-434.78	-0.009950
3	HA10	64.00	164.00	-434.78	-0.009950

Poutre 1

Barre	Désignation	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (MPa)	e
4	HA10	64.00	131.50	-434.78	-0.008937
5	HA12	63.00	-128.50	0.00	-0.000833
6	HA12	63.00	-163.00	+48.54	+0.000243
7	HA12	0.00	-163.00	+48.54	+0.000243
8	HA12	-63.00	-163.00	+48.54	+0.000243
9	HA12	-63.00	-128.50	0.00	-0.000833
10	HA10	-64.00	131.50	-434.78	-0.008937
11	HA12	0.00	-128.50	0.00	-0.000833

	Résultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	127.01	0.00	-196.46
C _s	11.00	0.00	-163.00
T	138.00	0.00	151.00

$$N_r = C_c + C_s - T$$

$$N_r : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{r,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{r,x} : \underline{-47.58} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{r,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{r,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Où:

C_c: Résultante des compressions dans le béton.

$$C_c : \underline{127.01} \text{ kN}$$

C_s: Résultante des compressions dans l'acier.

$$C_s : \underline{11.00} \text{ kN}$$

T: Résultante des tractions dans l'acier.

$$T : \underline{138.00} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricité de la résultante des compressions dans le béton dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-196.46} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricité de la résultante des compressions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-163.00} \text{ mm}$$

e_T: Excentricité de la résultante des tractions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{151.00} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Déformation de la fibre la plus comprimée du béton.

$$e_{cmax} : \underline{0.0021}$$

e_{smax}: Déformation de la barre d'acier la plus tendue.

$$e_{smax} : \underline{0.0099}$$

S_{cmax}: Contrainte de la fibre la plus comprimée du béton.

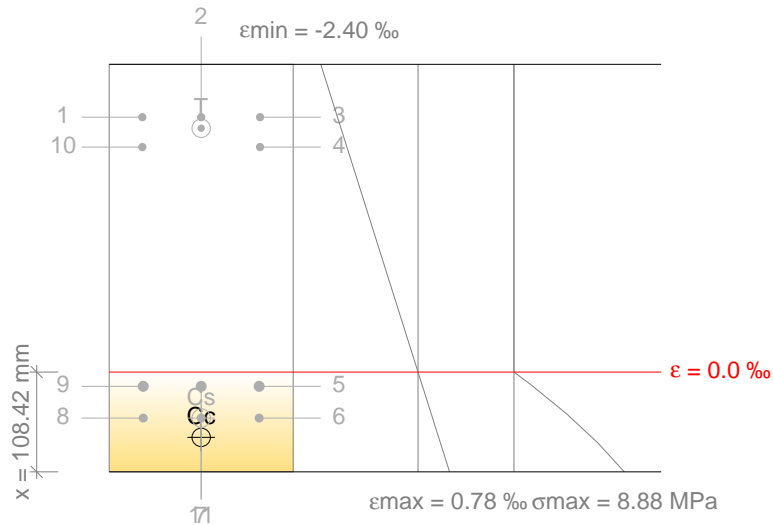
$$S_{cmax} : \underline{14.17} \text{ MPa}$$

S_{smax}: Contrainte de la barre en acier la plus tendue.

$$S_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Poutre 1

Équilibre de la section pour les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables:



Barre	Désignation	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (MPa)	e
1	HA10	-64.00	164.00	-397.50	-0.001987
2	HA10	0.00	164.00	-397.50	-0.001987
3	HA10	64.00	164.00	-397.50	-0.001987
4	HA10	64.00	131.50	-350.86	-0.001754
5	HA12	63.00	-128.50	0.00	+0.000111
6	HA12	63.00	-163.00	+71.74	+0.000359
7	HA12	0.00	-163.00	+71.74	+0.000359
8	HA12	-63.00	-163.00	+71.74	+0.000359
9	HA12	-63.00	-128.50	0.00	+0.000111
10	HA10	-64.00	131.50	-350.86	-0.001754
11	HA12	0.00	-128.50	0.00	+0.000111

	Résultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	104.00	0.00	-183.94
C _s	16.25	0.00	-163.00
T	120.25	0.00	151.96

$$N_u = C_c + C_s - T$$

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{uG,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{uG,x} : \underline{-40.05} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uG,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{uG,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Où:

C_c: Résultante des compressions dans le béton.

$$C_c : \underline{104.00} \text{ kN}$$

C_s: Résultante des compressions dans l'acier.

$$C_s : \underline{16.25} \text{ kN}$$

T: Résultante des tractions dans l'acier.

$$T : \underline{120.25} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricité de la résultante des compressions dans le béton dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-183.94} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricité de la résultante des compressions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-163.00} \text{ mm}$$

e_T: Excentricité de la résultante des tractions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{151.96} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Déformation de la fibre la plus comprimée du béton.

$$e_{cmax} : \underline{0.0008}$$

Poutre 1

e_{smax} : Déformation de la barre d'acier la plus tendue.

$$e_{smax} : \underline{0.0020}$$

S_{cmax} : Contrainte de la fibre la plus comprimée du béton.

$$S_{cmax} : \underline{8.88} \text{ MPa}$$

S_{smax} : Contrainte de la barre en acier la plus tendue.

$$S_{smax} : \underline{397.50} \text{ MPa}$$

État limite d'épuisement face aux sollicitations normales (combinaisons sismiques) (BAEL 91 révisé 99, Articles A.4.3, A.4.3.5, A.2.2.2, A.3.3 et A.4.3.4)

Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à '4.155 m', pour la combinaison d'hypothèses "Enveloppe des moments minimaux en situations sismiques".

Doit être respecté:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_u^2 + M_{uG,x}^2 + M_{uG,y}^2}{N_r^2 + M_{r,x}^2 + M_{r,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.707} \quad \checkmark$$

Vérification de résistance de la section (η_1)

N_u, M_{uG} sont les efforts de calcul du premier ordre, en incluant, s'il y a lieu, l'excentricité minimale selon Article A.4.3.5:

N_u : Effort normal de calcul.

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_{uG} : Moment de calcul du premier ordre.

$$M_{uG,x} : \underline{-41.71} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uG,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_r, M_r sont les efforts qui produisent l'épuisement de la section avec les mêmes excentricités que les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables.

N_r : Effort normal d'épuisement.

$$N_r : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_r : Moments d'épuisement.

$$M_{r,x} : \underline{-58.96} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{r,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

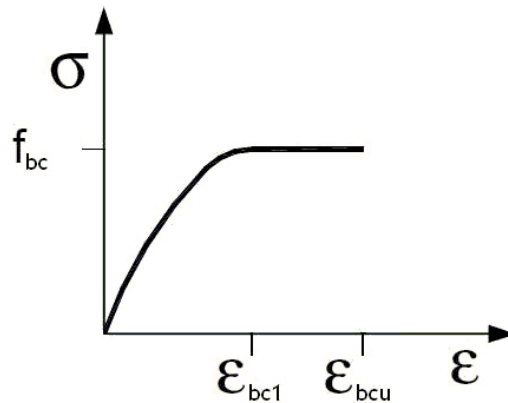
Calcul de la capacité résistante

Le calcul de la capacité résistante ultime des sections est effectuée à partir des hypothèses générales suivantes (Article A.4.3):

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à ϵ_{su} , pour le raccourcissement unitaire du béton à ϵ_{bcu} en flexion et ϵ_{bc1} en compression simple.
- Le diagramme déformations-contraintes du béton est défini en Article A.4.3.4.

Le diagramme déformations ϵ_b contraintes σ_b du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole-rectangle. La résistance à la traction du béton est négligée.

Poutre 1



ϵ_{bc1} : La déformation correspondant au maximum de contrainte.

$$\epsilon_{bc1} : \underline{0.0020}$$

ϵ_{bcu} : La déformation correspondant à l'écrasement du béton.

$$\epsilon_{bcu} : \underline{0.0035}$$

f_{bc} : Résistance de calcul à la compression du béton.

$$f_{bc} : \underline{18.48 \text{ MPa}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec:

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.

$$f_{c28} : \underline{25.00 \text{ MPa}}$$

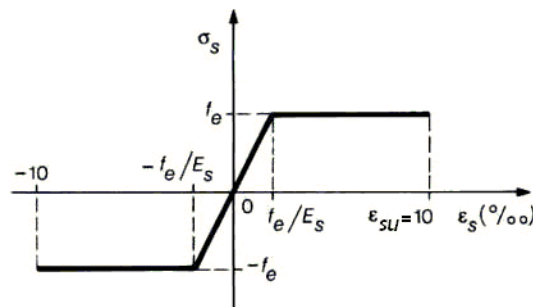
q: Facteur prenant en compte la fatigue du béton lorsque celui-ci est soumis à des niveaux élevés de compression du fait de charges à long terme.

$$q : \underline{1}$$

γ_b : Coefficient partiel de sécurité pour le béton.

$$\gamma_b : \underline{1.15}$$

(d) Le diagramme de calcul des aciers se déduit de celui de l'article Article A.2.2.2.



ϵ_{su} : La déformation correspondant à l'écoulement plastique des aciers.

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

f_s : Limite élastique de l'armature passive.

$$f_s : \underline{500.00 \text{ MPa}}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec:

f_e : Résistance caractéristique de l'acier.

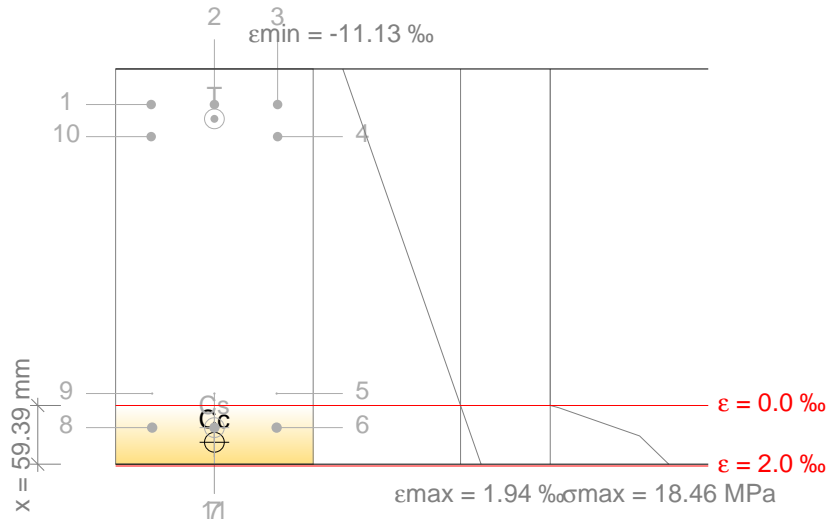
$$f_e : \underline{500.00 \text{ MPa}}$$

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour l'acier.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

Poutre 1

Équilibre de la section pour les efforts d'épuisement, calculés avec les mêmes excentricités que les efforts de calcul les plus défavorables:



Barre	Désignation	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	HA10	-64.00	164.00	-500.00	-0.009950
2	HA10	0.00	164.00	-500.00	-0.009950
3	HA10	64.00	164.00	-500.00	-0.009950
4	HA10	64.00	131.50	-500.00	-0.008888
5	HA12	63.00	-128.50	-79.12	-0.000396
6	HA12	63.00	-163.00	+146.27	+0.000731
7	HA12	0.00	-163.00	+146.27	+0.000731
8	HA12	-63.00	-163.00	+146.27	+0.000731
9	HA12	-63.00	-128.50	-79.12	-0.000396
10	HA10	-64.00	131.50	-500.00	-0.008888
11	HA12	0.00	-128.50	-79.12	-0.000396

	Résultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	144.06	0.00	-177.84
Cs	37.76	0.00	-163.00
T	181.82	0.00	149.50

$$N_r = C_c + C_s - T$$

$$N_r : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{r,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{r,x} : \underline{-58.96} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{r,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{r,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Où:

C_c : Résultante des compressions dans le béton.

$$C_c : \underline{144.06} \text{ kN}$$

C_s : Résultante des compressions dans l'acier.

$$C_s : \underline{37.76} \text{ kN}$$

T: Résultante des tractions dans l'acier.

$$T : \underline{181.82} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricité de la résultante des compressions dans le béton dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-177.84} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricité de la résultante des compressions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-163.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricité de la résultante des tractions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{149.50} \text{ mm}$$

Poutre 1

e_{cmax} : Déformation de la fibre la plus comprimée du béton.

e_{cmax} : 0.0019

e_{smax} : Déformation de la barre d'acier la plus tendue.

e_{smax} : 0.0099

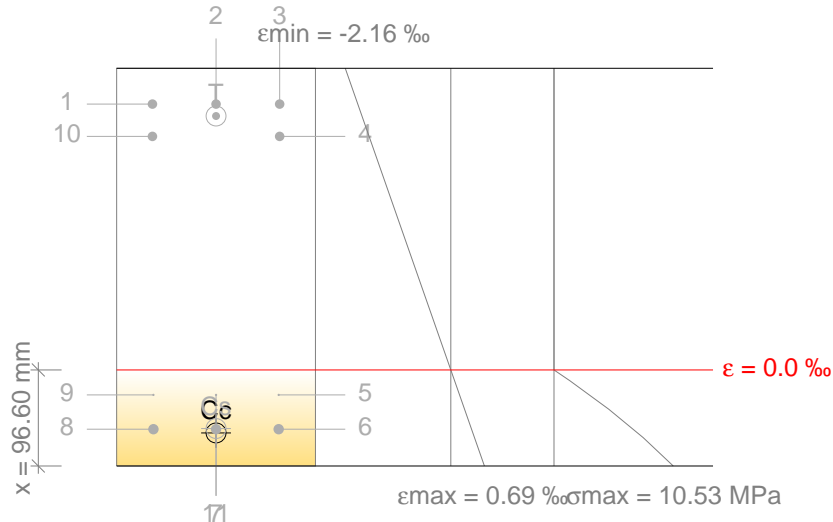
S_{cmax} : Contrainte de la fibre la plus comprimée du béton.

S_{cmax} : 18.46 MPa

S_{smax} : Contrainte de la barre en acier la plus tendue.

S_{smax} : 500.00 MPa

Équilibre de la section pour les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables:



Barre	Désignation	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	HA10	-64.00	164.00	-381.17	-0.001906
2	HA10	0.00	164.00	-381.17	-0.001906
3	HA10	64.00	164.00	-381.17	-0.001906
4	HA10	64.00	131.50	-334.85	-0.001674
5	HA12	63.00	-128.50	+35.78	+0.000179
6	HA12	63.00	-163.00	+84.96	+0.000425
7	HA12	0.00	-163.00	+84.96	+0.000425
8	HA12	-63.00	-163.00	+84.96	+0.000425
9	HA12	-63.00	-128.50	+35.78	+0.000179
10	HA10	-64.00	131.50	-334.85	-0.001674
11	HA12	0.00	-128.50	+35.78	+0.000179

	Résultante (kN)	e_x (mm)	e_y (mm)
Cc	108.79	0.00	-166.76
Cs	22.37	0.00	-162.32
T	131.17	0.00	152.00

$$N_u = C_c + C_s - T$$

N_u : 0.00 kN

$$M_{uG,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$M_{uG,x}$: -41.71 kN·m

$$M_{uG,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$M_{uG,y}$: 0.00 kN·m

Où:

C_c : Résultante des compressions dans le béton.

C_c : 108.79 kN

C_s : Résultante des compressions dans l'acier.

C_s : 22.37 kN

T : Résultante des tractions dans l'acier.

T : 131.17 kN

e_{cc} : Excentricité de la résultante des compressions dans le béton dans la direction des axes X et Y.

$e_{cc,x}$: 0.00 mm

$e_{cc,y}$: -166.76 mm

Poutre 1

e_{cs} : Excentricité de la résultante des compressions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.	$e_{cs,x}$:	<u>0.00</u>	mm
	$e_{cs,y}$:	<u>-162.32</u>	mm
e_t : Excentricité de la résultante des tractions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.	$e_{t,x}$:	<u>0.00</u>	mm
	$e_{t,y}$:	<u>152.00</u>	mm
e_{cmax} : Déformation de la fibre la plus comprimée du béton.	e_{cmax} :	<u>0.0007</u>	
e_{smax} : Déformation de la barre d'acier la plus tendue.	e_{smax} :	<u>0.0019</u>	
S_{cmax} : Contrainte de la fibre la plus comprimée du béton.	S_{cmax} :	<u>10.53</u>	MPa
S_{smax} : Contrainte de la barre en acier la plus tendue.	S_{smax} :	<u>381.17</u>	MPa

État limite d'épuisement par torsion. Compression oblique. (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.3)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

État limite d'épuisement par torsion. Traction dans l'âme. (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.4)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

État limite d'épuisement par torsion. Traction dans les armatures longitudinales. (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.4)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

État limite d'épuisement par torsion. Interaction entre torsion et efforts normaux. Flexion autour de l'axe X. (BAEL 91 révisé 99, Article A.5.4.4)

La vérification n'a pas lieu car il n'y a pas d'interaction entre torsion et efforts normaux.

État limite d'épuisement par torsion. Interaction entre torsion et efforts normaux. Flexion autour de l'axe Y. (BAEL 91 révisé 99, Article A.5.4.4)

La vérification n'a pas lieu car il n'y a pas d'interaction entre torsion et efforts normaux.

État limite d'épuisement par torsion. Interaction entre torsion et effort tranchant sur l'axe X. Compression oblique (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.3)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

État limite d'épuisement par torsion. Interaction entre torsion et effort tranchant sur l'axe Y. Compression oblique (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.3)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

État limite d'épuisement par torsion. Interaction entre torsion et effort tranchant sur l'axe X. Traction dans l'âme. (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.4)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

État limite d'épuisement par torsion. Interaction entre torsion et effort tranchant sur l'axe Y. Traction dans l'âme. (BAEL 91 révisé 99, Article A5.4.4)

La vérification de l'état limite d'épuisement par torsion n'a pas lieu car il n'y a pas de moment torseur.

Poutre 1

Critères de conception par séisme (RPS 2011, Article 7.3.1.3)

Dimensions minimales des sections. (7.3.1.2.1)

Les dimensions de la section transversale de la poutre, h et b étant respectivement la plus grande et la plus petite dimension, doivent satisfaire les conditions suivantes:

- a) $b/h \geq 0.25$
- b) $b \geq 200 \text{ mm}$ (7.5)
- c) $b \leq b_c + h_c / 2$

b_c : la dimension de la section du poteau perpendiculaire à l'axe de la poutre. b_c : 300 mm

h_c : la dimension de la section du poteau parallèle à l'axe de la poutre (voir figure 7.2) h_c : 300 mm

- (b/h): 0.50 \geq 0.25 ✓
- b: 200 mm \geq 200 mm ✓
- b: 200 mm \leq 450 mm ✓

Dimensions minimales des sections. (7.3.1.2.1)

Le distance entre les axes de la poutre et du poteau support ne doit pas dépasser 0.25 fois la largeur du poteau.

50 mm £ 75 mm (P17) ✓

Figure 7.3				
Poteau	b(mm)	h(mm)	e(mm)	$\leq b/4$ (mm)
P17	300	300	50	75

✓ *

Armatures longitudinales. Pourcentages (7.3.1.2.2)

- a) Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence avec un diamètre minimal de 10 mm.
- b) Les pourcentages géométriques minimal et maximal des armatures sont les suivants.

$$\rho_{0 \text{ minimal}} = 1,4 / f_e \text{ (} f_e \text{ en MPa) (7.6)}$$

$$\rho_{0 \text{ maximal}} = 0.025$$

0.003 £ 0.008 £ 0.025 ✓
 f_e : 500.00 MPa

Armatures transversales (7.3.1.2.3)

Pour les structures de ductilité ND1 et ND2, l'espacement s ne doit pas excéder le minimum des grandeurs suivantes:

$$s = \text{Min}(8 \cdot \phi_L ; 24 \cdot \phi_T ; 0,25 \cdot h ; 20 \text{ cm}) \text{ (7.7)}$$

f_L : Diamètre des barres longitudinales.

f_T : Diamètre des barres transversales.

8.0 cm £ 8.0 cm ✓
 f_L : 10 mm
 f_T : 6 mm
 h : 40.0 cm

Poutre 1

4.- CONTRÔLE DE LA FISSURATION

N1217: P12 - P17

Contrainte de traction maximale des barres: Face supérieure (BAEL 91 révisé 99, Article A.4.5,33)

La vérification n'est pas effectuée car le degré de nocivité des ouvertures de fissures a été défini 'Fissuration peu préjudiciable'.

Contrainte de traction maximale des barres: Face latérale droite (BAEL 91 révisé 99, Article A.4.5,33)

La vérification n'est pas effectuée car le degré de nocivité des ouvertures de fissures a été défini 'Fissuration peu préjudiciable'.

Contrainte de traction maximale des barres: Face inférieure (BAEL 91 révisé 99, Article A.4.5,33)

La vérification n'est pas effectuée car le degré de nocivité des ouvertures de fissures a été défini 'Fissuration peu préjudiciable'.

Contrainte de traction maximale des barres: Face latérale gauche (BAEL 91 révisé 99, Article A.4.5,33)

La vérification n'est pas effectuée car le degré de nocivité des ouvertures de fissures a été défini 'Fissuration peu préjudiciable'.

Diamètre minimal: Face supérieure (BAEL 91 révisé 99, Article A.4.5,33)

La vérification n'est pas effectuée car le degré de nocivité des ouvertures de fissures a été défini 'Fissuration peu préjudiciable'.

Diamètre minimal: Face latérale droite (BAEL 91 révisé 99, Article A.4.5,33)

La vérification n'est pas effectuée car le degré de nocivité des ouvertures de fissures a été défini 'Fissuration peu préjudiciable'.

Diamètre minimal: Face inférieure (BAEL 91 révisé 99, Article A.4.5,33)

La vérification n'est pas effectuée car le degré de nocivité des ouvertures de fissures a été défini 'Fissuration peu préjudiciable'.

Diamètre minimal: Face latérale gauche (BAEL 91 révisé 99, Article A.4.5,33)

La vérification n'est pas effectuée car le degré de nocivité des ouvertures de fissures a été défini 'Fissuration peu préjudiciable'.

Poutre 1

5.- VÉRIFICATIONS DE FLÈCHE

Flèche active à partir de l'instant "3 mois", pour la combinaison d'actions "Caractéristique"

La flèche maximale est produite dans la section "2.21 m" pour la combinaison d'action: Poids propre+Charges permanentes - Parois intérieures+Charges permanentes - Revêtement+Charge d'exploitation

$$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$$

$$2.08 \text{ mm} \leq 8.31 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{A,lim}$: limite établie pour la flèche active

$$f_{A,lim} : \underline{8.31} \text{ mm}$$

$$f_{A,lim} = \text{Min.}(L/500, L/1000+5.00)$$

$$L : \underline{4.15} \text{ m}$$

L: longueur de référence

$f_{A,max}$: flèche active maximale produite à partir de l'instant "3 mois"

$$f_{A,max} : \underline{2.08} \text{ mm}$$

Flèche produite à partir de l'instant "3 mois", calculée comme la différence entre la flèche totale maximale et la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes produite jusqu'à l'instant $f(t_{ed})$

$$\Delta f_{T,max} = f_{gv} + f_{qi} - (f_{ji} + f_{gi}) = f_{T,max} - f(t_{ed})$$

Où:

$f_{T,max}$: valeur maximale de la flèche totale

$$f_{T,max} : \underline{2.67} \text{ mm}$$

Flèche totale à l'infini:

$$f_{T,max} = f_{gv} + f_{qi}$$

f_{gv} : flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes

$$f_{gv} : \underline{2.08} \text{ mm}$$

Échelon de charge	t_i	$q(t_i)$	Combinaison d'actions	$E_{v,m}$ (MPa)	I_{fv} (cm4)	f_{gv} (mm)	Δf_{gv} (mm)	$f_{gv,max}$ (mm)
1	28 jours	Poids propre	Poids propre	10721.40	104602.38	1.01	1.01	1.01
2	90 jours	Charges permanentes - Parois intérieures	Poids propre+Charges permanentes - Parois intérieures	10924.80	96813.01	1.54	0.52	1.54
3	120 jours	Charges permanentes - Revêtement	Poids propre+Charges permanentes - Parois intérieures+Charges permanentes - Revêtement	10986.56	92588.11	2.08	0.54	2.08
4	12 mois	Charge d'exploitation	Poids propre+Charges permanentes - Parois intérieures+Charges permanentes - Revêtement+Charge d'exploitation	11011.00	88180.19	2.08	0.00	2.08

Où:

t_i : instant initial de chaque intervalle de charge 'i'

$q(t_i)$: charge appliquée à l'instant initial ' t_i '

Intervalle de charge	t_i	t_f	Combinaison d'actions	E_{vj} (MPa)	Q_i	$E_{vj,m}$ (MPa)
1-2	28 jours	90 jours	Poids propre	10721.40	0.93	10721.40
2-3	90 jours	120 jours	Poids propre+Charges permanentes - Parois intérieures	11067.49	1.3	10924.80

Poutre 1

Intervalle de charge	t_i	t_r	Combinaison d'actions	E_{vj} (MPa)	Q_i	$E_{vj,m}$ (MPa)
3-4	120 jours	12 mois	Poids propre+Charges permanentes - Parois intérieures+Charges permanentes - Revêtement	11067.49	1.7	10986.56
4-∞	12 mois	∞	Poids propre+Charges permanentes - Parois intérieures+Charges permanentes - Revêtement+Charge d'exploitation	11067.49	1.7	11011.00

E_{vj} : module de déformation longitudinale différée du béton à «j» jours

$$E_{vj} = 3700 \cdot f_{cj}^{1/3}$$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à j jours

Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 \cdot j} f_{c28} \quad \text{pour } j \leq 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.10 \cdot f_{c28} \quad \text{pour } j > 60 \text{ jours}$$

Pour $f_{c28} > 40$ MPa:

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95 \cdot j} f_{c28} \quad \text{pour } j \leq 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.03 \cdot f_{c28} \quad \text{pour } j > 60 \text{ jours}$$

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression à 28 jours

f_{c28} : 25.00 MPa

$E_{vj,m}$: module moyen de déformation longitudinale différée

Il est calculé par pondération du module de déformation longitudinale différée associé à chaque charge en fonction de la flèche instantanée produite pour chacune d'elles (bien que la norme BAEL-91 ne donne aucune indication sur la manière de calculer ce coefficient lorsque la totalité de la charge est appliquée, non pas au même instant, mais par échelons, ce critère est celui utilisé dans plusieurs publications relatives au calcul des flèches)

$$E_{vj,m} = \frac{E_{v1} \cdot Q_1 + E_{v2} \cdot Q_2 + \dots + E_{vj} \cdot Q_j}{Q_1 + Q_2 + \dots + Q_j}$$

E_{vi} : module de déformation longitudinale différée pour l'instant t_i

Q_i : effort tranchant associé aux charges appliquées à l'instant t_i

$$Q_i = \left| \frac{Q_{i,e1} - Q_{i,e2}}{l} \right|$$

$Q_{i,e1}, Q_{i,e2}$: efforts tranchants aux extrémités du tronçon dus aux charges appliquées à l'instant t_i

l : longueur du tronçon

I_v : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée pour chaque échelon de charge

Poutre 1

Elle est obtenue comme étant la plus petite inertie parmi celles calculées pour toutes les combinaisons possibles caractéristiques des charges appliquées à cet échelon. On considérera toujours la valeur la plus défavorable calculée jusqu'à cet instant.

Échelon de charge	t_i	$Q(t_i)$	$I_{fv,v,j}$ (cm4)	$I_{fv,j}$ (cm4)
1	28 jours	Poids propre	104602.38	104602.38
2	90 jours	Poids propre, Charges permanentes - Parois intérieures	96813.01	96813.01
3	120 jours	Poids propre, Charges permanentes - Parois intérieures, Charges permanentes - Revêtement	92588.11	92588.11
4	12 mois	Poids propre, Charges permanentes - Parois intérieures, Charges permanentes - Revêtement, Charge d'exploitation	88180.19	88180.19

Où:

t_i : instant initial de chaque intervalle de charge "i"

$Q(t_i)$: charges qui agissent à partir de l'instant t_i

$I_{fv,i}$: moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée de la poutre considérée pour l'échelon de charge "i". C'est la valeur la plus défavorable de tous les calculs jusqu'à cet instant.

$$I_{fv,i} = \min_{j=1}^i (I_{fv,v,j})$$

$I_{fv,v,i}$: moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée de la poutre calculée pour l'échelon de charge "i"

Est affiché ci-après le développement de la valeur la plus défavorable de $I_{fv,v}$, produite pour l'échelon de charge "4"

$I_{fv,v}$: moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée de la poutre pour la combinaison "Poids propre+Charges permanentes - Parois intérieures+Charges permanentes - Revêtement+Charge d'exploitation"

$$I_{fv,v} : \underline{88180.19} \text{ cm}^4$$

Elle est calculée en assimilant la poutre à l'un des cas type définis par la norme en fonction du diagramme de moments résultant. Lorsque la comparaison avec un unique cas type est impossible, ceux-ci sont interpolés linéairement, de façon à ce que le moment d'inertie fictif puisse être exprimée comme combinaison des inerties définies pour ces cas:

$$I_{f,poutre} = \alpha_A \cdot I_{f,cas A} + \alpha_B \cdot I_{f,cas B} + \alpha_C \cdot I_{f,cas C} + \alpha_D \cdot I_{f,cas D}$$

Où:

cas A	cas B	cas C	cas D
Éléments simplement appuyés	Travées internes d'éléments continus	Travées externes avec continuité seulement dans l'un des appuis	Éléments en porte-à-faux

Poutre 1

cas A	cas B	cas C	cas D
$I_f = I_{fc}$	$I_f = 0.50I_{fc} + 0.25(I_{fe1} + I_{fe2})$	$I_f = 0.75I_{fc} + 0.25I_{fe}$	$I_f = I_{fe}$

a_i : coefficient de combinaison pour le cas 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0	1	0	0	0	0

$I_{fv,c}$: moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée pour les déformations instantanées de la section de centre de travée

$$I_{fv,c} : \underline{106666.67} \text{ cm}^4$$

$I_{fv,e1}$: moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée de la section d'extrémité (1)

$$I_{fv,e1} : \underline{71653.45} \text{ cm}^4$$

$I_{fv,e2}$: moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée de la section d'extrémité (2)

$$I_{fv,e2} : \underline{67733.99} \text{ cm}^4$$

Il est calculé selon la formule suivante:

$$I_{fis} \leq I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} \leq I_b \quad M_a \geq M_f$$

$$I_{fv} = I_b \quad M_a < M_f$$

Section	I_b (cm ⁴)	I_{fis} (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)	M_f (kN·m)	M_a (kN·m)	b_0 (mm)	b (mm)	ρ	σ_s (MPa)	λ_v	μ	I_{fv} (cm ⁴)
Extrémité (1)	106666.67	19706.56	115814.53	-12.666	-28.615	200.00	200.00	0.0056	246.95	1.502	0.518	71653.45
Centre de travée	106666.67	32066.00	119134.93	13.535	13.537	200.00	200.00	0.0098	64.63	0.856	0.207	106666.67
Extrémité (2)	106666.67	19706.32	115938.42	-12.676	-35.265	200.00	200.00	0.0056	304.72	1.502	0.588	67733.99

Avec:

I_b : moment d'inertie de la section brute

I_{fis} : moment d'inertie de la section fissurée

I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène

M_f : moment de fissuration de la section

M_a : moment fléchissant appliqué à la section

λ_v : coefficient pour le calcul de l'inertie fictif pour les déformations de longue durée

$$\lambda_v = 0.02 \frac{f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho}$$

μ : coefficient pour le calcul de l'inertie fictive

$$\mu = 1 - 1.75 \frac{f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \geq 0$$

f_{t28} : résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours

$$f_{t28} : \underline{2.10} \text{ MPa}$$

Poutre 1

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression à 28 jours

f_{c28} : 25.00 MPa

b_0 : largeur de la nervure

b : largeur de la table de compression

r : «pourcentage» ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure $\rho = A / b_0 \cdot d$

s_s : contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré

f_{qi} : flèche instantanée produite par les charges d'exploitation appliquées

f_{qi} : 0.59 mm

Échelon de charge	t_i	$q(t_i)$	Combinaison d'actions	E_{ij} (MPa)	I_n (cm ⁴)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{qi,max}$ (mm)
1	28 jours	Poids propre	Poids propre	32164.20	98284.76	0.36	0.36	0.00
2	90 jours	Charges permanentes - Parois intérieures	Poids propre+Charges permanentes - Parois intérieures	33202.46	82835.64	0.59	0.23	0.00
3	120 jours	Charges permanentes - Revêtement	Poids propre+Charges permanentes - Parois intérieures+Charges permanentes - Revêtement	33202.46	78269.61	0.81	0.22	0.00
4	12 mois	Charge d'exploitation	Poids propre+Charges permanentes - Parois intérieures+Charges permanentes - Revêtement+Charge d'exploitation	33202.46	66134.63	1.41	0.59	0.59

Où:

t_i : instant initial de chaque intervalle de charge 'i'

$q(t_i)$: charge appliquée à l'instant initial 'i'

f_i : flèche instantanée totale due à l'ensemble des charges qui agissent à l'instant t_i

Δf_i : incrément de flèche instantanée due à la charge appliquée à l'instant t_i , calculé comme étant la différence des flèches instantanées totales des instants t_i et t_{i-1} .

$f_{qi,max}$: valeur maximale de la flèche instantanée due aux charges d'exploitation produite jusqu'à l'instant t_i

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée du béton à 'j' jours

$$E_{ij} = 11000 \cdot f_{cj}^{1/3}$$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à j jours

Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 \cdot j} f_{c28} \quad \text{pour } j \leq 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.10 \cdot f_{c28} \quad \text{pour } j > 60 \text{ jours}$$

Poutre 1

Pour $f_{c28} > 40$ MPa:

$$f_{ej} = \frac{j}{1.40 + 0.95 \cdot j} f_{c28} \text{ pour } j \leq 60 \text{ jours}$$

$$f_{ej} = 1.03 \cdot f_{c28} \text{ pour } j > 60 \text{ jours}$$

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression à 28 jours

f_{c28} : 25.00 MPa

I_{fi} : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées de la poutre pour chaque échelon de charge
Elle est obtenue comme étant la plus petite inertie parmi celles calculées pour toutes les combinaisons possibles caractéristiques des charges appliquées à cet échelon. On considérera toujours la valeur la plus défavorable calculée jusqu'à cet instant.

Échelon de charge	t_i	$Q(t_i)$	$I_{fi,v,j}$ (cm4)	$I_{fi,j}$ (cm4)
1	28 jours	Poids propre	98284.76	98284.76
2	90 jours	Poids propre, Charges permanentes - Parois intérieures	82835.64	82835.64
3	120 jours	Poids propre, Charges permanentes - Parois intérieures, Charges permanentes - Revêtement	78269.61	78269.61
4	12 mois	Poids propre, Charges permanentes - Parois intérieures, Charges permanentes - Revêtement, Charge d'exploitation	66134.63	66134.63

Où:

t_i : instant initial de chaque intervalle de charge "i"

$Q(t_i)$: charges qui agissent à partir de l'instant t_i

$I_{fi,i}$: moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées de la poutre considérée pour l'échelon de charge "i". C'est la valeur la plus défavorable de tous les calculs jusqu'à cet instant.

$$I_{fi,i} = \text{MIN}_{j=1}^i (I_{fi,v,j})$$

$I_{fi,v,i}$: moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées de la poutre calculée pour l'échelon de charge "i"

Est affiché ci-après le développement de la valeur la plus défavorable de $I_{fi,v,i}$ produite pour l'échelon de charge "4"

$I_{fi,v}$: moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées de la poutre pour la combinaison "Poids propre+Charges permanentes - Parois intérieures+Charges permanentes - Revêtement+Charge d'exploitation"

$I_{fi,v}$: 66134.63 cm4

Elle est calculée en assimilant la poutre à l'un des cas type définis par la norme en fonction du diagramme de moments résultant. Lorsque la comparaison avec un unique cas type est impossible, ceux-ci sont interpolés linéairement, de façon à ce que le moment d'inertie fictif puisse être exprimée comme combinaison des inerties définies pour ces cas:

Poutre 1

$$I_{f,poutre} = \alpha_A \cdot I_{f,cas A} + \alpha_B \cdot I_{f,cas B} + \alpha_C \cdot I_{f,cas C} + \alpha_D \cdot I_{f,cas D}$$

Où:

cas A	cas B	cas C	cas D
Éléments simplement appuyés	Travées internes d'éléments continus	Travées externes avec continuité seulement dans l'un des appuis	Éléments en porte-à-faux
$I_f = I_{fc}$	$I_f = 0.50I_{fc} + 0.25(I_{fe1} + I_{fe2})$	$I_f = 0.75I_{fc} + 0.25I_{fe}$	$I_f = I_{fe}$

α_i : coefficient de combinaison pour le cas 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0	1	0	0	0	0

$I_{fi,c}$: moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées de la section de centre de travée

$$I_{fi,c} : \underline{90756.27} \text{ cm}^4$$

$I_{fi,e1}$: moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées de la section d'extrémité (1)

$$I_{fi,e1} : \underline{43260.37} \text{ cm}^4$$

$I_{fi,e2}$: moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées de la section d'extrémité (2)

$$I_{fi,e2} : \underline{39765.61} \text{ cm}^4$$

Il est calculé selon la formule suivante:

$$I_{fis} \leq I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \leq I_b \quad M_a \geq M_f$$

$$I_{fi} = I_b \quad M_a < M_f$$

Section	I_b (cm ⁴)	I_{fis} (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)	M_f (kN·m)	M_a (kN·m)	b_0 (mm)	b (mm)	ρ	σ_s (MPa)	λ_i	μ	I_{fi} (cm ⁴)
Extrémité (1)	106666.67	19706.56	115814.53	-12.666	-28.615	200.00	200.00	0.0056	246.95	3.754	0.518	43260.37
Centre de travée	106666.67	32066.00	119134.93	13.535	13.537	200.00	200.00	0.0098	64.63	2.140	0.207	90756.27
Extrémité (2)	106666.67	19706.32	115938.42	-12.676	-35.265	200.00	200.00	0.0056	304.72	3.754	0.588	39765.61

Avec:

I_b : moment d'inertie de la section brute

I_{fis} : moment d'inertie de la section fissurée

I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène

M_f : moment de fissuration de la section

M_a : moment fléchissant appliqué à la section

λ_i : coefficient pour le calcul de l'inertie fictive instantanée

Poutre 1

$$\lambda_i = 0.05 \frac{f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho}$$

m: coefficient pour le calcul de l'inertie fictive

$$\mu = 1 - 1.75 \frac{f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \geq 0$$

f_{t28} : résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours

$$f_{t28} : \underline{2.10} \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression à 28 jours

$$f_{c28} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

b_0 : largeur de la nervure

b: largeur de la table de compression

r: «pourcentage» ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure
 $\rho = A / b_0 \cdot d$

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

$f(t_{ed})$: flèche instantanée produite jusqu'à l'instant t_{ed}

$$f(t_{ed}) : \underline{0.59} \text{ mm}$$

$$f(t_{ed}) = f_{ji} + f_{gi}$$

f_{gi} : flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes produite jusqu'à l'instant t_{ed}

f_{ji} : flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées à l'instant t_{ed}