

III Détermination des armatures

III.1 Caractéristiques des matériaux

Rappelons les caractéristiques des matériaux : fissuration peu préjudiciable.

Tableau 64 : Caractéristiques des matériaux

Béton				Acier		
f_{c28} [MPa]	f_{t28} [MPa]	γ_b [-]	f_{bu} [MPa]	f_e [MPa]	γ_s [-]	f_{ed} [MPa]
25	2,1	1,5	14,2	500	1,15	435

III.2 Armatures longitudinales

Nous suivons l'organigramme de calcul de poutre en flexion simple à l'ELU de l'Annexe IV.1 pour déterminer les sections d'armature en travée et aux appuis.

Les caractéristiques de la section sont :

- largeur : $b = b_0 = 0,20 \text{ m}$;
- hauteur : $h = 0,45 \text{ m}$;
- surface : $B = 0,09 \text{ m}^2$;
- hauteur utile : $d = 0,9h = 0,9 \times 0,45 = 0,405 \text{ m}$ et $d' = 0,1h = 0,1 \times 0,45 = 0,045 \text{ m}$.

La condition de non-fragilité est comme suit :

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \frac{B}{1000}; 0,23b_0 \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Exemple de calcul : armatures longitudinales sur l'appui d :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0,124}{0,091} = 1,36$$

Calcul approché pour Fe E500 : $\mu_{lu} = 0,317\gamma - 0,1730 = 0,317 \times 1,36 - 0,1730 = 0,259$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,124}{0,20 \times 0,405^2 \times 14,2} = 0,266 < 0,300$$

$\mu_{bu} = 0,266 > \mu_{lu} = 0,259$ donc nous avons une section à double armature (SDA)

$$\text{Pour Fe E500 : } \sigma_{sce} = \text{Min} \left\{ 9\gamma \cdot f_{c28} - \frac{d'}{d} (13f_{c28} + 415); 435 \right\} = \text{Min} \left\{ 9 \times 1,36 \times 25 - \frac{0,045}{0,405} (13 \times 25 + 415); 435 \right\} = \text{Min}\{225; 435\} = 225 \text{ MPa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,259 \times 0,20 \times 0,405^2 \times 14,2 = 0,121 \text{ MNm}$$

$$A' = \frac{M_u - M_{lu}}{(d - d')\sigma_{sce}} = \frac{0,124 - 0,121}{(0,405 - 0,045)225} \times 10^4 = \mathbf{0,37 \text{ cm}^2}$$

Choix des aciers comprimés : **3HA8**

$$A'_{réelles} = n \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 3 \times \frac{\pi \times 0,8^2}{4} = \mathbf{1,51 \text{ cm}^2}$$

$$\alpha_l = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{lu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,259}) = 0,383$$

$$z_{bl} = d(1 - 0,4\alpha_l) = 0,405(1 - 0,4 \times 0,383) = 0,343$$

$$A = \left(\frac{M_{lu}}{z_{bl}} + A' \cdot \sigma_{sce} \right) \frac{1}{f_{ed}} = \left(\frac{0,121}{0,343} + 1,51 \cdot 10^{-4} \times 225 \right) \frac{1}{435} = \mathbf{8,87 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \frac{B}{1000}; 0,23b_0 \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{0,09 \cdot 10^4}{1000}; 0,23 \times 0,20 \times 0,405 \frac{2,1}{500} 10^4 \right\}$$

$$= \text{Max}\{0,90; 0,78\} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers tendus : **3HA16 et 3HA12**

$$A_{réelle} = n \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 3 \times \frac{\pi \times 1,6^2}{4} + 3 \times \frac{\pi \times 1,2^2}{4} = \mathbf{9,43 \text{ cm}^2}$$

Tableau 65 : Détermination des sections d'armatures longitudinales des appuis

Appui	a et b	c	d	e et f
M_u [MNm]	0,074	0,064	0,124	0,091
M_{ser} [MNm]	0,056	0,049	0,091	0,069
γ [-]	1,33	1,31	1,36	1,33
μ_{lu} [-]	0,250	0,242	0,259	0,247
μ_{bu} [-]	0,159	0,138	0,266	0,196
Section	SSA	SSA	SDA	SSA
A' [cm ²]	–	–	0,37	–
Choix des aciers	–	–	3HA8	–
$A'_{réelles}$ [cm ²]	–	–	1,51	–
z_b [m]	0,366	0,371	0,343	0,357
A_u [cm ²]	4,65	3,98	8,87	5,86
A_{min} [cm ²]	0,90	0,90	0,90	0,90
Choix des aciers	3HA16	3HA14	3HA16 et 3HA 12	3HA16
$A_{réelles}$ [cm ²]	6,03	4,62	9,43	6,03

Tableau 66 : Détermination des sections d'armatures longitudinales des travées

Travée	1	2	3	4	5
M_u [MNm]	0,074	0,020	0,084	0,057	0,091
M_{ser} [MNm]	0,056	0,016	0,067	0,042	0,069
γ [-]	1,33	1,23	1,25	1,37	1,33
μ_{lu} [-]	0,250	0,216	0,224	0,263	0,247
μ_{bu} [-]	0,159	0,042	0,182	0,124	0,196
Section	SSA	SSA	SSA	SSA	SSA
z_b [m]	0,366	0,396	0,361	0,385	0,357
A_u [cm ²]	4,65	1,14	5,38	3,52	5,86
A_{min} [cm ²]	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Choix des aciers	3HA16	3HA8	3HA16	3HA14	3HA16
$A_{réelles}$ [cm ²]	6,03	1,51	6,03	4,62	6,03

III.3 Vérification de l'état limite de déformation

Les conditions suivantes sont à satisfaire pour ne pas procéder à la vérification des flèches :

$$\begin{aligned}
 & - \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \\
 & - \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} ; \\
 & - \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} .
 \end{aligned}$$

Avec : M_t : moment fléchissant maximal en travée ;

M_0 : moment fléchissant de la travée isostatique de référence ;

A : section d'aciers tendus en travée.

Exemple de calcul : conditions de vérification de la flèche pour la travée 5 :

$$\frac{h}{l} = \frac{0,45}{5,025} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,06 : \text{condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h}{l} = 0,09 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0,042}{10 \times 0,081} = 0,05 : \text{condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{4,62 \cdot 10^{-4}}{0,20 \times 0,405} = 0,0057 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{500} = 0,0084 : \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau 67 : Conditions de vérification de flèche des poutres transversales

Travée	1	2	3	4	5
h/l	0,35	0,12	0,32	0,09	0,82
$1/16$	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06
Condition 1	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
h/l	0,35	0,12	0,32	0,09	0,82
$M_t/10M_0$	0,04	0,09	0,00	0,05	0,04
Condition 2	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Non vérifiée	Vérifiée
A/b_0d	0,0074	0,0019	0,0074	0,0057	0,0074
$4,2/f_e$	0,0084	0,0084	0,0084	0,0084	0,0084
Condition 3	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Pour toutes les travées, toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification des flèches n'est pas nécessaire.

III.4 Vérification des conditions d'appui

Nous allons vérifier les appuis intermédiaires.

III.4.a Vérification des armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent équilibrer l'effort tranchant sur l'appui en respectant la condition suivante :

$$A \geq \frac{V_u - \frac{M_u}{0,9d}}{f_{ed}}$$

Sur l'appui d, nous avons : $A = 9,43 \text{ cm}^2 > \frac{V_u - \frac{M_u}{0,9d}}{f_{ed}} = \frac{0,148 - \frac{0,124}{0,9 \times 0,405}}{435} \times 10^4 = -4,40 \text{ cm}^2$: condition vérifiée.

III.4.b Compression du béton

La contrainte de compression dans la bielle doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $a = \text{Min}\{0,9d; l_{\text{appui}} - c - 0,02\} = \text{Min}\{0,9 \times 0,405; 0,20 - 0,02 - 0,02\} = 0,16 \text{ m}$.

Sur l'appui d, nous avons : $\sigma_{bc} = \frac{2.V_u}{b_0.a} = \frac{2 \times 0,148}{0,20 \times 0,16} = 9,26 \text{ MPa} < 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,8 \times \frac{25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$, condition vérifiée.

Tableau 68 : Vérifications des conditions d'appuis intermédiaires des poutres longitudinales

Appui	b	c	d	e
A [cm ²]	6,03	4,62	9,43	6,03
$(V_u - \frac{M_u}{0,9d})/f_{ed}$ [cm ²]	-3,24	-1,09	-4,40	-3,40
Condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
$2.V_u/b_0.a$ [MPa]	3,88	8,07	9,26	6,38
$0,8f_{c28}/\gamma_b$ [MPa]	13,33	13,33	13,33	13,33
Condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

III.5 Armatures transversales

III.5.a Nécessité d'armatures d'âme

Si $\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq C_1 = \text{Min}\left\{0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 1,5 \text{ MPa}\right\}$, on ne prévoit pas d'armatures d'âme.

Si $C_1 < \tau_u \leq C_2 = \text{Min}\left\{0,20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\}$ (pour fissuration peu préjudiciable), les armatures d'âme droites sont nécessaires et suffisantes.

A.N. pour l'appui d :

Appui d gauche : $\tau_u = \frac{0,148}{0,20 \times 0,405} = 1,83 \text{ MPa} > \text{Min}\left\{0,07 \cdot \frac{25}{1,5}; 1,5 \text{ MPa}\right\} = 1,17 \text{ MPa}$, et $\tau_u = 1,83 \text{ MPa} < \text{Min}\left\{0,20 \cdot \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right\} = 3,33 \text{ MPa}$.

Appui d droite : $\tau_u = \frac{0,128}{0,20 \times 0,405} = 1,58 \text{ MPa} > \text{Min}\left\{0,07 \cdot \frac{25}{1,5}; 1,5 \text{ MPa}\right\} = 1,17 \text{ MPa}$, et $\tau_u = 1,58 \text{ MPa} < \text{Min}\left\{0,20 \cdot \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right\} = 3,33 \text{ MPa}$.

Donc, des armatures d'âme droites sont nécessaires aux environs de l'appui d.

Tableau 69 : Vérification de la nécessité d'armatures d'âme

Appui	b	c	d	e
V_{ug} [MN]	0,062	0,042	0,148	0,102
V_{ud} [MN]	0,053	0,129	0,128	0,060
τ_{ug} [MPa]	0,77	0,51	1,83	1,26
τ_{ud} [MPa]	0,66	1,59	1,59	0,74
C_1 [MPa]	1,17	1,17	1,17	1,17
C_2 [MPa]	3,33	3,33	3,33	3,33

D'après ce tableau, les armatures d'âme droites sont nécessaires pour les appuis c, d et e.

III.5.b Dimensions des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doivent respecter :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right\} \text{ et } \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

Pour toutes les travées, nous prendrons $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

III.5.c Espacement des armatures transversales

- Pour les armatures transversales à espacement régulier :

Elles sont espacées de : $s_t \leq \text{Min}\{b_0 + 10; 15\phi_l; 40 \text{ cm}\}$

A.N. : Pour $\phi_l = 16 \text{ mm}$: $s_t = \text{Min}\{20 + 10; 15 \times 1,6; 40\} = \text{Min}\{30; 24; 40\} = 24 \text{ cm}$

- Pour les armatures d'âme droites :

Aux environs des appuis, nous allons prendre la contrainte conventionnelle :

$$\tau_{u0} = \frac{V_{u0}}{b_0 \cdot d}$$

Où : $V_{u0} = V_{umax} - \frac{5h}{6} p_u$: effort tranchant aux environs de l'appui.

Nous allons suivre les démarches suivantes :

- ◊ Calculer l'espacement initial : $s_{t0} = \theta_0 \cdot A_t$,

Avec : $\theta_0 = \frac{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}{b(\tau_{u0} - 0,3.k.f_{t28})}$; $k = 1$ pour une fissuration peu préjudiciable ;

A_t : aire de la section droite d'une nappe d'armature d'âme.

- ◇ Choisir s_{t0} [cm] parmi la série de nombre : 7-8-9-10-11-13-16-20-25-35-40 ;
- ◇ Placer la première armature d'âme à $s_{t0}/2$ du nu de l'appui ;
- ◇ Répéter s_{t0} n fois sur la longueur $\frac{5h}{6}$ tel que : $n \geq \frac{1}{6} \left(\frac{5h}{s_{t0}} - 3 \right)$;
- ◇ Calculer : $l'_0 = \left(l_0 - \frac{5h}{6} \right) \cdot \left(1 - \frac{0,3.k.f_{t28}}{\tau_{u0}} \right)$ pour déterminer le nombre de répétition des espacements suivants, l_0 étant la distance à partir de l'origine des axes jusqu'à la section où V change de signe.

L'espacement maximal vaut : $s_t \leq \bar{s}_t = \text{Min}\{0,9d; 40; \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b}\}$.

Exemple de calcul : appui d droite :

Effort tranchant aux environs de l'appui : $V_{u0} = 0,128 - \frac{5 \times 0,45}{6} \times 0,035 = 0,115 \text{ MN}$;

Contrainte conventionnelle : $\tau_{u0} = \frac{0,115}{0,20 \times 0,405} = 1,420 \text{ MPa}$;

Espacement initial : $\theta_0 = \frac{0,9 \times \frac{500}{1,15}}{20 \times (1,420 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} = 24,76 \text{ cm/cm}^2$, $A_t = 3 \times \frac{\pi \times 0,8^2}{4} =$

$1,508 \text{ cm}^2$, $s_{t0} = 24,76 \times 1,508 = 37,33 \text{ cm}$, nous choisissons $s_{t0} = 35 \text{ cm}$;

Place de la première armature d'âme : $\frac{s_{t0}}{2} = 17,5 \text{ cm}$;

Nombre de répétition de s_{t0} : $n \geq \frac{1}{6} \left(\frac{5 \times 0,45}{35} - 3 \right) = 0,57$, sur une longueur de $\frac{5 \times 0,45}{6} = 0,375 \text{ m}$, soit $n = 1$;

Répéter $s_{t1} = 40 \text{ cm}$ jusqu'à $l_0 = \frac{4,53}{2} = 2,26 \text{ m}$.

Tableau 70 : Répartition des armatures d'âme des poutres transversales

Appui	c droite	d gauche	d droite	e gauche
V_{u0} [MN]	0,124	0,143	0,115	0,089
τ_{u0} [MPa]	1,531	1,766	1,420	1,096
s_{t0} [cm]	32,74	25,97	37,33	63,33
s_{t0} [cm]	25	25	35	40
n	1	1	1	1
l'_0 [m]	0,04	0,05	1,05	0,80

III.6 Schéma de ferrailage

Le plan de ferrailage des poutres transversales figure dans l'Annexe VII.4.

E. POTEAU

I Généralités

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux qui assurent la transmission des charges vers la fondation. Dans les bâtiments, les poteaux sont soumis à la fois à un effort normal de compression et à un moment de flexion du fait de leur solidarité aux poutres formant ainsi des portiques. Effectivement, ils travaillent en flexion composée.

II Choix de la file à étudier

Nous choisissons d'étudier tous les poteaux de la file B parce qu'ils sont les plus chargés. La file à étudier est présentée par la figure qui suit :

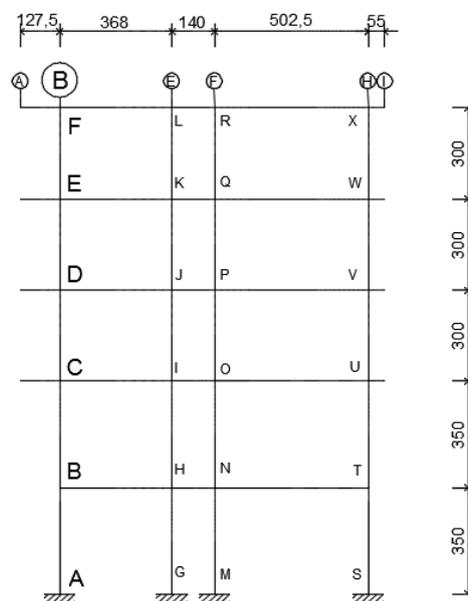


Figure 41 : File de poteau à étudier [cm]

Voici les caractéristiques des poteaux :

Tableau 71 : Caractéristiques des poteaux de la file B

Niveau	3 ^{ème} étage	2 ^{ème} étage	1 ^{er} étage	RDC	SS
Poteau	EF	DE	CD	BC	AB
Section $b \times h$ [cm ²]	20 x 30	20 x 30	20 x 40	25 x 50	25 x 50
Longueur l_0 ou L [m]	3,00	3,00	3,00	3,50	3,50

III Evaluation des sollicitations

III.1 Sollicitations des poteaux

Les efforts normaux de compression sur les poteaux sont déduits des calculs de descente des charges et les moments fléchissant en tête et en pied des poteaux proviennent des courbes enveloppes du chapitre étude de portique.

Tableau 72 : Sollicitations des poteaux

Niveau	Poteau	Efforts normaux [MN]		Moments fléchissant [MNm]	
		ELU	ELS	ELU	ELS
3 ^{ème} étage	EF	0,328	0,239	0,017	0,013
2 ^{ème} étage	DE	0,624	0,456	0,020	0,015
1 ^{er} étage	CD	0,927	0,679	0,035	0,026
RDC	BC	1,251	0,916	0,043	0,033
SS	AB	1,535	1,125	0,048	0,038

III.2 Sollicitations à considérer

III.2.a Longueur de flambement

Selon l'article B.8.3,3 des règles B.A.E.L 91 modifiées 99, la longueur de flambement l_f d'un poteau en béton armé de bâtiments est égale à :

- $0,7l_0$: si le poteau est à ses extrémités soit encastré dans un massif de fondation, soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;
- l_0 : dans les autres cas.

l_0 étant la longueur libre du poteau comptée entre deux faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher.

Dans notre cas, nous avons : $l_f = 0,7l_0$.

Tableau 73 : Longueurs de flambement des poteaux

Niveau	3 ^{ème} étage	2 ^{ème} étage	1 ^{er} étage	RDC	SS
Poteau	EF	DE	CD	BC	AB
l_f [m]	2,10	2,10	2,10	2,45	2,45

III.2.b Excentricité

Pour une section considérée, les sollicitations : effort normal centré N et moment de flexion M_G sont équivalentes à un effort normal seul excentré de $e_1 = \frac{M_G}{N}$.

Le risque de flambement des pièces comprimées impose de majorer cette excentricité par application d'excentricités additionnelles. Nous obtenons alors une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

Où : e_1 : excentricité du premier ordre ;

$$e_1 = \frac{M_{uG}}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques après exécution ;

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\}$$

e_2 : excentricité du second ordre, liée à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^3}{10\,000h} (2 + \alpha\phi)$$

α : le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_{perm}}{M_{perm} + M_{expl}} \quad \text{ou} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

ϕ : le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous charge considérée ; il est généralement pris égal à 2.

A.N. pour le poteau du 3^{ème} étage à l'ELU :

$$\text{Excentricité du premier ordre : } e_1 = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0,017}{0,328} = 0,05 \text{ m ;}$$

$$\text{Excentricité additionnelle : } e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm} \} = 0,02 \text{ m ;}$$

$$\text{Coefficient : } \alpha = 10 \left(1 - \frac{0,017}{1,5 \times 0,013} \right) = 0,854 ;$$

$$\text{Excentricité du second ordre : } e_2 = \frac{3l_f^3}{10\,000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times 2,1^3}{10\,000 \times 0,30} (2 + 0,854 \times 2) = 0,02 \text{ m.}$$

$$\text{Excentricité totale : } e = e_1 + e_a + e_2 = 0,05 + 0,02 + 0,02 = 0,09 \text{ m.}$$

Tableau 74 : Excentricités des poteaux

Niveau	Poteau	e_1 [m]	e_a [m]	α [-]	e_2 [m]	e [m]
3 ^{ème} étage	EF	0,05	0,02	0,854	0,02	0,09
2 ^{ème} étage	DE	0,03	0,02	1,031	0,02	0,07
1 ^{er} étage	CD	0,04	0,02	1,249	0,01	0,07
RDC	BC	0,03	0,02	1,303	0,02	0,07
SS	AB	0,03	0,02	1,573	0,02	0,07

III.2.c Sollicitations à considérer proprement dit

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi :

$$N_u : \text{inchangé et } M_u = e \cdot N_u$$

Tableau 75 : Sollicitations à considérer

Niveau	Poteau	Efforts normaux		Moments fléchissant	
		N_u [MN]	N_{ser} [MN]	M_u [MNm]	M_{ser} [MNm]
3 ^{ème} étage	EF	0,328	0,239	0,029	0,021
2 ^{ème} étage	DE	0,624	0,456	0,043	0,032
1 ^{er} étage	CD	0,927	0,679	0,067	0,050
RDC	BC	1,251	0,916	0,089	0,067
SS	AB	1,535	1,125	0,108	0,082

IV Justification de la méthode de calcul

Si la condition ci-dessous est vérifiée, le poteau sera calculé en flexion composée sinon, il sera vérifié à l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement) :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\left(15; \frac{20e_1}{h}\right)$$

Exemple de calcul : poteau du 3^{ème} étage :

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2,1}{0,30} = 7 ;$$

$$\text{Max}\left(15; \frac{20e_1}{h}\right) = \text{Max}\left(15; \frac{20 \times 0,05}{0,30}\right) = \text{Max}(15; 3,33) = 15 ;$$

Nous avons : $\frac{l_f}{h} = \frac{2,1}{0,30} = 7 \leq \text{Max}\left(15; \frac{20e_1}{h}\right) = 15$ donc le calcul est effectué en flexion composée.

Tableau 76 : Méthode de calcul

Niveau	3 ^{ème} étage	2 ^{ème} étage	1 ^{er} étage	RDC	SS
Poteau	EF	DE	CD	BC	AB
l_f/h	7	7	5,25	4,90	4,90
$\text{Max}(15; 20e_1/h)$	15	15	15	15	15
Méthode de calcul	Flexion composée	Flexion composée	Flexion composée	Flexion composée	Flexion composée

V Détermination des armatures

V.1 Armatures longitudinales

V.1.a Caractéristiques des matériaux

Rappelons les caractéristiques des matériaux : fissuration peu préjudiciable.

Tableau 77 : Caractéristiques des matériaux

Béton				Acier		
f_{c28} [MPa]	f_{t28} [MPa]	γ_b [-]	$f_{bu} = f_{bc}$ [MPa]	f_e [MPa]	γ_s [-]	f_{ed} [MPa]
25	2,1	1,5	14,2	500	1,15	435

V.1.b Nature de la section

Comme les poteaux sont soumis à un effort normal de compression, alors leur section peut être soit entièrement comprimée, soit partiellement comprimée.

Notons : - SEC : Section Entièrement Comprimée ;

- SPC : Section Partiellement Comprimée.

Pour déterminer le type de section, nous allons suivre l'organigramme de l'Annexe IV.3.

Exemple de calcul : poteau du 3^{ème} étage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{0,328}{0,20 \times 0,30 \times 14,2} = 0,385$$

$$\psi_1 = 0,385 < 0,80 \text{ et } \psi_1 = 0,385 < 2/3 = 0,67$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,385}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,385})} = 0,152$$

$$e_{nc} = \zeta \cdot h = 0,152 \times 0,30 = 0,05 \text{ m}$$

$e_{nc} = 0,05 < e = 0,09$, donc nous avons une section partiellement comprimée.

Pour le poteau du sous-sol :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{1,535}{0,25 \times 0,50 \times 14,2} = 0,867$$

$$\psi_1 = 0,867 > 0,80$$

$$\chi = 1,32 \left[0,4 - \left(0,4 - \frac{e}{h} \right) \psi_1 \right] = 1,32 \left[0,4 - \left(0,4 - \frac{0,07}{0,50} \right) 0,867 \right] = 0,231$$

$\chi = 0,231 > 0,19$, donc nous avons une section partiellement comprimée.

Tableau 78 : Nature des sections des petites faces

Niveau	Poteau	ψ_1 [-]	ζ [-]	e_{nc} [m]	e [m]	χ [-]	0,19	Section
3 ^{ème} étage	EF	0,385	0,152	0,05	0,09	–	0,19	SPC
2 ^{ème} étage	DE	0,734	0,109	0,03	0,07	–	0,19	SPC
1 ^{er} étage	CD	0,818	–	–	–	0,291	0,19	SPC
RDC	BC	0,706	0,116	0,06	0,07	–	0,19	SPC
SS	AB	0,867	–	–	–	0,231	0,19	SPC

V.1.c Dimensionnement d'une section partiellement comprimée

La section donnée est d'abord calculée à la flexion simple avec un moment de flexion fictif :

$$M_{u \text{ fictif}} = N_u \left(e_1 + d - \frac{h}{2} \right)$$

Le calcul en flexion simple à l'ELU suit l'organigramme de l'Annexe IV.1.

Ainsi, nous obtenons une section d'armatures comprimées A'_1 et une section d'armatures tendues A_1 .

Les sections réelles d'armatures des poteaux sont telles que :

- armatures comprimées : $A' = A'_1$;
- armatures tendues : $A = A_1 - \frac{N_u}{f_{ed}}$.

Si $A < 0$, on prend la section minimale imposée par la règle du millième et par la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \frac{B}{1000}; 0,23b_0 \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Exemple de calcul : armatures longitudinales du poteau du 3^{ème} étage :

Calcul en flexion simple :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m et } d' = 0,1h = 0,1 \times 0,30 = 0,03 \text{ m}$$

$$M_u = M_{u \text{ fictif}} = N_u \left(e_1 + d - \frac{h}{2} \right) = 0,328 \left(0,05 + 0,27 - \frac{0,30}{2} \right) = 0,057$$

$$\gamma = \frac{N_u}{N_{ser}} = \frac{0,328}{0,239} = 1,37$$

Calcul approché pour Fe E500 : $\mu_{lu} = 0,317\gamma - 0,1730 = 0,317 \times 1,37 - 0,1730 = 0,261$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,057}{0,20 \times 0,27^2 \times 14,2} = 0,275 < 0,300$$

$\mu_{bu} = 0,275 > \mu_{lu} = 0,261$, donc nous avons une section à double armature (SDA)

$$\begin{aligned} \sigma_{sce} &= \text{Min} \left\{ 9\gamma \cdot f_{c28} - \frac{d'}{d} (13f_{c28} + 415); 435 \right\} \\ &= \text{Min} \left\{ 9 \times 1,37 \times 25 - \frac{0,03}{0,27} (13 \times 25 + 415); 435 \right\} = \text{Min}\{226; 435\} \\ &= 226 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,261 \times 0,20 \times 0,27^2 \times 14,2 = 0,054 \text{ MNm}$$

$$A'_1 = \frac{M_u - M_{lu}}{(d - d')\sigma_{sce}} = \frac{0,057 - 0,054}{(0,27 - 0,03)226} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_l = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{lu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,261}) = 0,386$$

$$z_{bl} = d(1 - 0,4\alpha_l) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,386) = 0,228$$

$$A_1 = \left(\frac{M_{lu}}{z_{bl}} + A'_1 \cdot \sigma_{sce} \right) \frac{1}{f_{ed}} = \left(\frac{0,057}{0,228} + 0,52 \cdot 10^{-4} \times 226 \right) \frac{1}{435} \times 10^4 = 5,70 \text{ cm}^2$$

$$A' = A'_1 = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{ed}} = 5,70 - \frac{0,328}{435} 10^4 = -1,84 \text{ cm}^2$$

$$A'_{min} = \text{Max} \left\{ 4u; \frac{0,2 \cdot B}{100} \right\} = \text{Max} \left\{ 4 \times 1; \frac{0,2 \times 0,06 \cdot 10^4}{100} \right\} = \text{Max}\{4 \text{ cm}^2; 1,2\} = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \frac{B}{1000}; 0,23b_0 \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{0,06}{1000}; 0,23 \times 0,20 \times 0,27 \frac{2,1}{500} \right\}$$

$$= \text{Max}\{0,60 \text{ cm}^2; 0,52 \text{ cm}^2\} = 0,60 \text{ cm}^2$$

$$A' = A'_{min} = \mathbf{4,00 \text{ cm}^2}$$

$$A = A_{min} = 0,60 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers : $A' = 3HA14$ et $A = 3HA8$

$$A'_{réelles} = n \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 3 \times \frac{\pi \times 1,4^2}{4} = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{réelles} = n \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 3 \times \frac{\pi \times 0,8^2}{4} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Tableau 79 : Détermination des sections d'armatures longitudinales des petites faces

Niveau	3 ^{ème} étage	2 ^{ème} étage	1 ^{er} étage	RDC	SS
Poteau	EF	DE	CD	BC	AB
$M_{u \text{ fictif}}$ [MNm]	0,057	0,095	0,183	0,293	0,355
γ [-]	1,37	1,37	1,36	1,36	1,35
μ_{lu} [-]	0,261	0,259	0,257	0,257	0,255
μ_{bu} [-]	0,275	0,458	0,499	0,409	0,496
Section	SDA	SDA	SDA	SDA	SDA
σ_{sce} [MPa]	226	224	223	223	222
M_{lu} [MNm]	0,054	0,054	0,094	0,184	0,183
A'_1 [cm ²]	0,52	7,62	12,44	12,25	19,47
α_l [-]	0,386	0,382	0,378	0,378	0,375
z_{bl} [-]	0,228	0,229	0,306	0,382	0,383
A_1 [cm ²]	5,70	9,31	13,48	17,38	20,92
A' [cm ²]	0,52	7,62	12,44	12,25	19,47
A [cm ²]	-1,84	-5,04	-7,85	-11,39	-14,39
A'_{min} [cm ²]	4,00	4,00	4,80	6,00	6,00
A_{min} [cm ²]	0,60	0,60	0,80	1,25	1,25
Choix des aciers A'	3HA14	5HA14	2HA20, 3HA16 et 1HA12	2HA20, 3HA16 et 1HA12	4HA20, 2HA16 et 2HA14
Choix des aciers A	3HA8	3HA8	2HA12 et 1HA8	2HA12 et 1HA8	2HA12 et 2HA8
$A'_{réelles}$ [cm ²]	4,62	7,70	13,45	13,45	19,67
$A_{réelles}$ [cm ²]	1,51	1,51	2,76	2,76	3,27

La section ainsi ferrillée résiste au moment de flexion autour de l'axe d'inertie maximale (parallèle à la petite face). Cependant, pour tenir compte du risque de flambement autour de

l'axe d'inertie minimale (parallèle à la grande face), nous allons calculer la section d'armatures sur les grandes faces des poteaux.

V.1.d Dimensionnement des armatures sur les grandes faces

Autour de l'axe d'inertie minimale, il n'y a pas de moment de flexion, donc $M_u = 0$. La section étudiée aura des dimensions telles que la base de la grande face sera égale à la hauteur de la petite face et inversement.

En suivant les mêmes démarches de calcul que précédemment, nous donnons tout de suite les résultats de calcul dans les tableaux suivants :

Tableau 80 : Nature des sections des grandes faces

Niveau	Poteau	ψ_1 [-]	ζ [-]	e_{nc} [m]	e [m]	χ [-]	0,19	Section
3 ^{ème} étage	EF	0,385	0,152	0,03	0,17	–	0,19	SPC
2 ^{ème} étage	DE	0,734	0,109	0,02	0,17	–	0,19	SPC
1 ^{er} étage	CD	0,818	–	–	–	0,990	0,19	SPC
RDC	BC	0,706	0,116	0,03	0,18	–	0,19	SPC
SS	AB	0,867	–	–	–	0,887	0,19	SPC

Tableau 81 : Détermination des sections d'armatures longitudinales des grandes faces

Niveau	3 ^{ème} étage	2 ^{ème} étage	1 ^{er} étage	RDC	SS
Poteau	EF	DE	CD	BC	AB
$M_{u\ fictif}$ [MNm]	0,026	0,050	0,074	0,125	0,154
γ [-]	1,37	1,37	1,37	1,37	1,37
μ_{lu} [-]	0,261	0,261	0,260	0,260	0,260
μ_{bu} [-]	0,190	0,363	0,404	0,349	0,428
Section	SSA	SDA	SDA	SDA	SDA
σ_{sce} [MPa]	–	226	225	225	225
M_{lu} [MNm]	–	0,036	0,048	0,093	0,093
A'_1 [cm ²]	0,00	3,89	7,33	7,09	13,43
α_l [-]	0,385	0,385	0,385	0,384	0,384
z_{bl} [-]	0,152	0,152	0,152	0,191	0,191
A_1 [cm ²]	5,42	7,44	11,01	14,92	18,19
A' [cm ²]	0,00	3,89	7,33	7,09	13,43

Niveau	3 ^{ème} étage	2 ^{ème} étage	1 ^{er} étage	RDC	SS
A [cm ²]	-2,11	-6,92	-10,32	-13,85	-17,12
A' _{min} [cm ²]	4,00	4,00	4,80	6,00	6,00
A _{min} [cm ²]	0,60	0,60	0,80	1,25	1,25
Choix des aciers A' et A	1HA14, 2HA12 et 1HA8	3HA14 et 1HA8	1HA20, 1HA16 et 2HA12	1HA20, 1HA16 et 2HA12	2HA20, 3HA16 et 1HA12
A' _{réelles} et A _{réelles} [cm ²]	4,30	5,12	7,41	7,41	13,45

Nous avons pris les mêmes sections d'armatures sur les deux grandes faces parce que nous ignorons dans quel sens s'appliquent les excentricités.

V.2 Vérification des contraintes d'une section partiellement comprimée à l'ELS

Il s'agit de vérifier les conditions suivantes :

- pour le béton, nous devons avoir : $\sigma_{bc} = z \cdot \frac{N_{ser}}{I} \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$;
- pour l'acier en cas de fissuration peu préjudiciable : $\sigma_s = 15z \cdot \frac{N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s = f_e$ et $\sigma_{sc} = 15z \cdot \frac{N_{ser}}{I} (y_{ser} - d') \leq \bar{\sigma}_s = f_e$.

Où : I étant le moment d'inertie par rapport au centre de pression positionné à la distance y_{ser} de l'axe neutre de la fibre supérieure.

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_s \geq 0$, sinon on recommence la vérification avec une section entièrement comprimée.

V.2.a Position du centre de pression

Le calcul s'effectue comme suit :

- Calculer les paramètres : $c = \frac{h}{2} - e$; $p = -3c^2 - \frac{90}{b}A'(c - d') + \frac{90}{b}A(d - c)$; et $q = -2c^3 - \frac{90}{b}A'(c - d')^2 - \frac{90}{b}A(d - c)^2$;
- Résoudre l'équation suivante : $z^3 + p \cdot z + q = 0$;

Pour cela, nous calculons : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

Si $\Delta \geq 0$, nous avons une seule solution z telle que : $t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$ et $z = u - \frac{p}{3u}$;

Si $\Delta < 0$ l'équation possède trois solutions z_1, z_2 et z_3 telles que :

$$\varphi = \text{Arcos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \text{ [radians]} \text{ et } a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

$$z_1 = a \cdot \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right); z_2 = a \cdot \cos \left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3} \right) \text{ et } z_3 = a \cdot \cos \left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3} \right)$$

- Position du centre de pression : $y_{ser} = z + c$, où dans le cas de $\Delta < 0$, z est choisi parmi les trois solutions donnant $0 \leq y_{ser} \leq d$.

V.2.b Moment d'inertie de la section homogène réduite

Il est donné par la formule suivante :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2]$$

Exemple de calcul : vérification du poteau du 3^{ème} étage :

$$c = \frac{0,30}{2} - 0,53 = 0,097 \text{ m}$$

$$p = -3 \times 0,097^2 - \frac{90}{0,20} 4,62 \cdot 10^{-4} (0,097 - 0,030) + \frac{90}{0,20} 1,51 \cdot 10^{-4} (0,27 - 0,097)$$

$$= -0,030 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times 0,097^3 - \frac{90}{0,20} 4,62 \cdot 10^{-4} (0,097 - 0,030)^2 - \frac{90}{0,20} 1,51 \cdot 10^{-4} (0,27 - 0,097)^2$$

$$= -0,005 \text{ m}^3$$

$$\Delta = (-0,005)^2 + \frac{4 \times (-0,030)^3}{27} = 1,88 \cdot 10^{-5} > 0$$

$$t = 0,5(\sqrt{1,88 \cdot 10^{-5}} - (-0,005)) = 0,005$$

$$u = \sqrt[3]{0,005} = 0,166$$

$$z = 0,166 - \frac{-0,030}{3 \times 0,166} = 0,227 \text{ m}$$

$$y_{ser} = 0,227 + 0,097 = 0,324 \text{ m}$$

$$I = \frac{0,20 \times 0,324^3}{3} + 15[1,51 \cdot 10^{-4} (0,27 - 0,324)^2 + 4,62 \cdot 10^{-4} (0,324 - 0,030)^2]$$

$$= 0,0029 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0,227 \times \frac{0,239}{0,0029} \times 0,324 = 6,13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,13 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}, \text{ condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \times 0,227 \times \frac{0,239}{0,0029} \times (0,27 - 0,324) = -15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = 15 \times 0,227 \times \frac{0,239}{0,0029} \times (0,324 - 0,030) = 83 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 500 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = -15 \text{ MPa} < 0$, donc la section est à vérifier en section entièrement tendue.

Tableau 82 : Vérification des poteaux en section partiellement tendue

Niveau	3 ^{ème} étage	2 ^{ème} étage	1 ^{er} étage	RDC	SS
Poteau	EF	DE	CD	BC	AB
N_{ser} [MN]	0,239	0,456	0,679	0,916	1,125
c [m]	0,097	0,118	0,161	0,214	0,216
p [m ²]	-0,030	-0,062	-0,126	-0,193	-0,230
q [m ³]	-0,005	-0,007	-0,022	-0,038	-0,046
$\Delta \cdot 10^{-5}$ [-]	1,88	2,16	19,18	38,70	32,42
t [-]	0,005	0,006	0,018	0,029	0,320
u [-]	0,166	0,183	0,262	0,307	0,318
z [m]	0,227	0,296	0,423	0,516	0,559
y_{ser} [m]	0,324	0,414	0,584	0,730	0,775
I [m ⁴]	0,0029	0,0065	0,0194	0,0421	0,0548
σ_{bc} [MPa]	6,13	8,63	8,62	8,21	8,89
σ_s [MPa]	-15	-45	-49	-47	-56
σ_{sc} [MPa]	83	120	120	115	125

Le tableau montre que les contraintes d'aciers tendus sont négatives alors, nous allons refaire les vérifications en considérant les sections comme entièrement comprimées.

V.3 Vérification des contraintes d'une section entièrement comprimée à l'ELS

Nous allons suivre les étapes de calcul suivantes :

- Calculer l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15(A_{totale})$;
- Calculer la position du centre de gravité résistant : $x_G = 15 \frac{A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \left(d - \frac{h}{2}\right)}{b \cdot h + 15(A_s + A'_s)}$;
- Calculer l'inertie I de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot x_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - x_G \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + x_G \right)^2 \right]$$

- Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure telles que :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - x_G) \left(\frac{h}{2} - x_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - x_G) \left(\frac{h}{2} + x_G\right)}{I}$$

- Vérifier que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

Exemple de calcul : vérification du poteau du 3^{ème} étage :

$$A_{totale} = 3 \times \frac{\pi \times 1,4^2}{4} + 4 \times \frac{\pi \times 1,2^2}{4} + 3 \times \frac{\pi \times 0,8^2}{4} = 10,65 \text{ cm}^2$$

$$S = 0,20 \times 0,30 + 15 \times (10,65 \cdot 10^{-4}) = 0,076 \text{ m}^2$$

$$x_G = 15 \frac{4,62 \cdot 10^{-4} \left(\frac{0,30}{2} - 0,03\right) - 1,51 \cdot 10^{-4} \left(0,27 - \frac{0,30}{2}\right)}{0,20 \times 0,30 + 15(1,51 \cdot 10^{-4} + 4,62 \cdot 10^{-4})} = 0,008 \text{ m}$$

$$I = \frac{0,20 \times 0,30^3}{12} + 0,20 \times 0,30 \times 0,008^2 + 15 \left[4,62 \cdot 10^{-4} \left(\frac{0,30}{2} - 0,03 - 0,008\right)^2 + 1,51 \cdot 10^{-4} \left(0,27 - \frac{0,30}{2} + 0,008\right)^2 \right] = 5,78 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{1,125}{0,076} + \frac{1,125 \times (0,09 - 0,008) \times \left(\frac{h}{2} - 0,008\right)}{5,78 \cdot 10^{-4}} = 7,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{1,125}{0,076} + \frac{1,125 \times (0,09 - 0,008) \times \left(\frac{h}{2} + 0,008\right)}{5,78 \cdot 10^{-4}} = 8,48 \text{ MPa}$$

$$\text{Max}\{\sigma_{sup}; \sigma_{inf}\} = 8,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}, \text{ condition vérifiée}$$

Tableau 83 : Vérification des poteaux en section entièrement tendue

Niveau	3 ^{ème} étage	2 ^{ème} étage	1 ^{er} étage	RDC	SS
Poteau	EF	DE	CD	BC	AB
N_{ser} [MN]	0,239	0,456	0,679	0,916	1,125
A_{totale} [cm ²]	10,65	12,28	18,47	18,47	34,99
S [m ²]	0,076	0,078	0,108	0,153	0,177
x_G [m]	0,008	0,015	0,024	0,021	0,031
I [m ⁴]	0,0006	0,0006	0,0016	0,0035	0,0038

Niveau	3 ^{ème} étage	2 ^{ème} étage	1 ^{er} étage	RDC	SS
σ_{sup} [MPa]	7,93	11,11	9,79	8,98	8,86
σ_{inf} [MPa]	8,48	12,29	10,77	9,52	9,57
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	15	15	15	15	15
Condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.4 Armatures transversales

V.4.a Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est déterminé forfaitairement comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \text{ et } \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

Nous avons : $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$, nous prendrons $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

V.4.b Espacement des armatures transversales

Il est donné par le plus petit des valeurs suivantes :

$$s_t \leq \bar{s}_t = \text{Min}\{15\phi_l; a + 10; 40\}$$

Où : a : la plus petite dimension de la section.

A.N. : espacement des armatures transversales du poteau du 3^{ème} étage

Diamètre des armatures longitudinales : $\phi_l = 1,4 \text{ cm}$;

Petite dimension de la section : $a = 20 \text{ cm}$;

Espacement des armatures transversales :

$$s_t \leq \bar{s}_t = \text{Min}\{15 \times 1,4; 20 + 10; 40\} = \text{Min}\{21; 30; 40\} = 21 \text{ cm}$$

Nous prendrons : $s_t = 20 \text{ cm}$.

Tableau 84 : Armatures transversales des poteaux

Unité [cm]

Niveau	3 ^{ème} étage	2 ^{ème} étage	1 ^{er} étage	RDC	SS
Poteau	EF	DE	CD	BC	AB
$15\phi_l$	21	21	30	30	30
$a + 10$	30	30	30	35	35
\bar{s}_t	21	21	30	30	30
s_t	20	20	25	25	25

V.5 Schéma de ferrailage

Le plan de ferrailage du poteau AB du sous-sol est présenté dans l'Annexe VII.5.