

Chapitre 4 : Compression simple

But

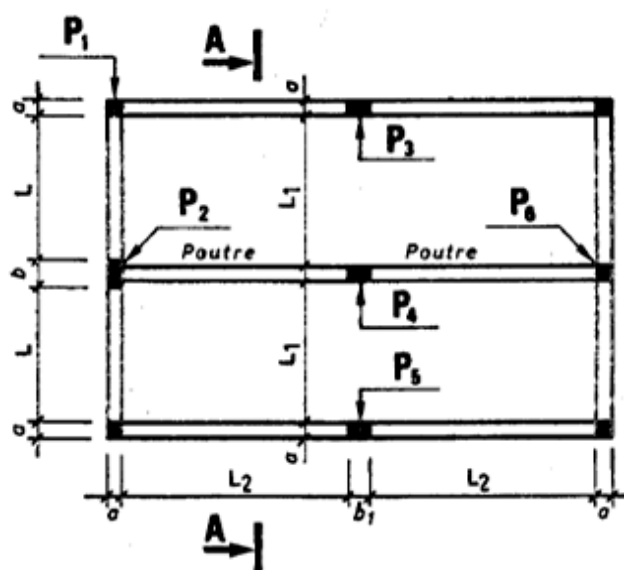
Les poteaux sont généralement soumis à des charges verticales qu'ils transmettent jusqu'aux fondations. Il s'agit de :

- préciser les hypothèses d'études ;
- calculer les armatures longitudinales ;
- choisir et organiser les armatures longitudinales et transversales en respectant les dispositions constructives.

Démarche

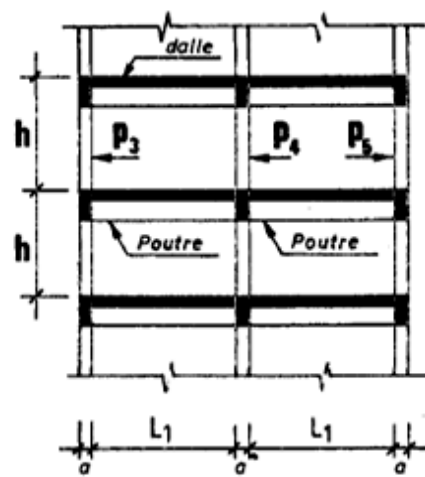
Dans les cas courants des poteaux de bâtiment, le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire du B.A.E.L. à partir d'hypothèses simples, entre autres :

- élancement limité pour parer au risque de flambement ;
- effort normal de « compression centrée » ;
- justifications des sections à l'E.L.U.R. seul.

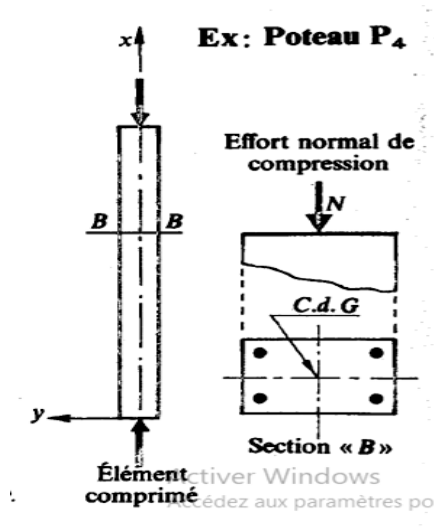


Poteau d'angle P_1
Poteau intérieur P_4

Poteaux de rive
 P_2, P_3, P_5, P_6



Coupe schématique
verticale



3.3.1 Hypothèses de calcul

- l'excentricité de l'effort normal est petite,
- l'imperfection de rectitude est inférieure à : $\text{Max}(1\text{cm}; l_0 \text{ (la longueur libre)}/500)$,
- l'élancement est inférieur à 70 (voir paragraphe 3.3.3.2).
- Dans un poteau sollicité en «compression centrée» le centre de gravité du béton et celui des armatures sont confondus,
- Les règles BAEL n'imposent aucune condition à l'ELS pour les poteaux en compression centrée. Par conséquent, le dimensionnement et la détermination des armatures doivent se faire uniquement à l'ELU.
- La section de béton étant entièrement comprimée, le diagramme des déformations passe par le Pivot C ($\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$).
- Il n'y a pas de glissement relatif entre l'acier et le béton ($\varepsilon_{bc} = \varepsilon_{sc} = 2 \text{‰}$).

3.3.2 Combinaison d'action de base

Dans les cas les plus courants, l'unique combinaison d'actions à considérer est :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

avec :

G : charges verticales permanentes

Q : charges verticales d'exploitation

3.3.3 Longueur de flambement et élanement d'un poteau

3.3.3.1 Longueur de flambement

Sous l'influence d'un effort de compression, les poteaux peuvent s'avérer instables et flamber. Il est donc nécessaire de prendre en compte dans les calculs une longueur fictive du poteau appelée longueur de flambement l_f à la place de sa longueur réelle (appelée aussi longueur libre) l_0 .

La longueur de flambement l_f dépend du type de liaison présente aux extrémités de l'élément considéré (Fig. 3.3).

a. Cas du poteau isolé

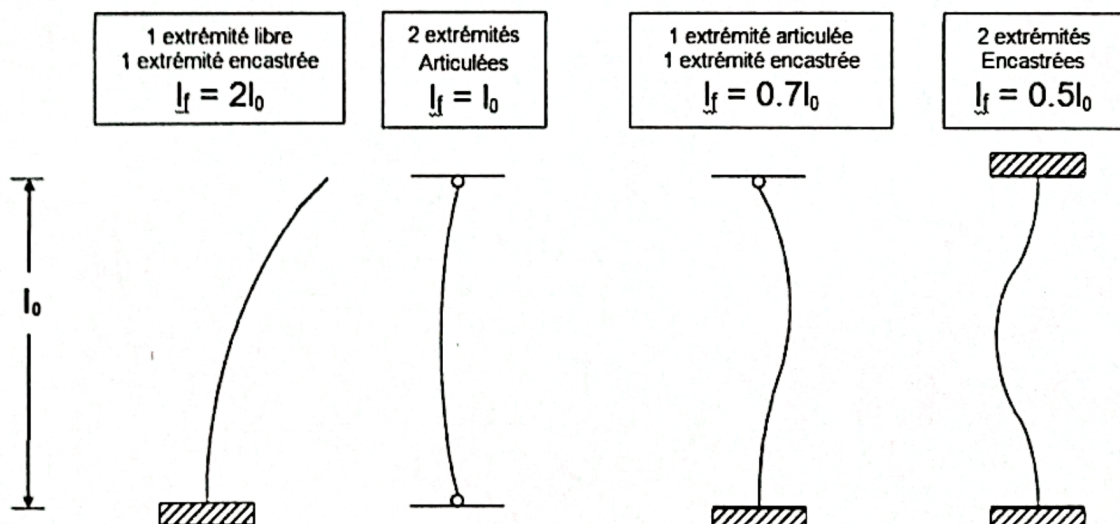


Fig 3.3 : Relation entre la longueur libre l_0 et la longueur de flambement l_f

b. Cas des bâtiments :

- (voir Fig. 3.4)
- l_0 : la longueur libre du poteau :
 - entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ;
 - entre la face supérieure de la fondation et la face supérieure du premier plancher.

- **Cas d'un étage courant :** $l_f = 0.707l_0$

(si les inerties des poutres sont supérieures à l'inertie du poteau : $I_{poutre\ 1} \geq I_{poteau}$ et $I_{poutre\ 2} \geq I_{poteau\ 1}$)

- **Cas d'un poteau sur fondation :** $l_f = 0.707l_0$

(si l'inertie de la poutre est supérieure à l'inertie du poteau : $I_{poutre} \geq I_{poteau}$)

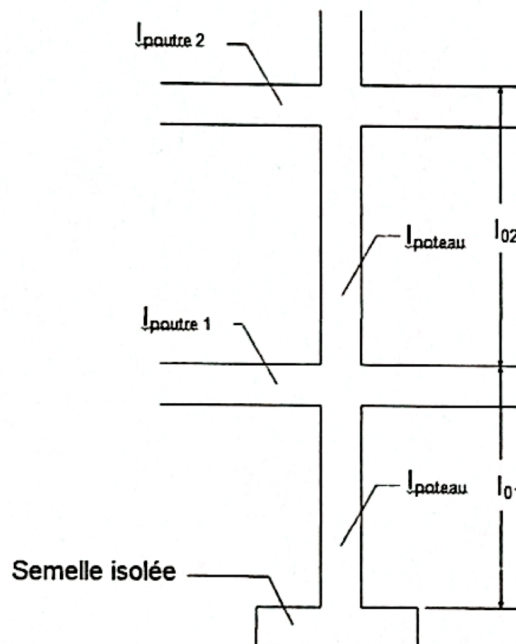


Fig. 3.4 : Longueur de flambement pour un bâtiment

3.3.3.2 L'élancement

L'élancement est désigné par le symbole λ , et il est défini comme étant le rapport de la longueur de flambement l_f sur le rayon minimal de giration i_{min} :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} \dots\dots\dots (3.9)$$

où : $i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$

- $I_{\min}$: est le moment quadratique minimum de la section du poteau

- B : est la section du poteau.

Exemple :

• **Section rectangulaire :**

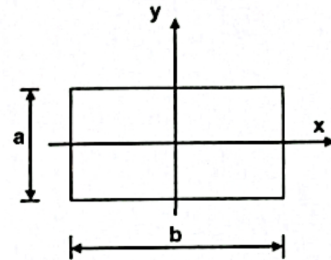
Soit a et b les côtés du poteau avec $a < b$, il vient :

- $B = a \cdot b$

- $I_{\min} = \frac{ba^3}{12}$

- $i_{\min} = \sqrt{\frac{ba^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{a}{2\sqrt{3}}$

- $\lambda = \frac{l_f 2\sqrt{3}}{a}$



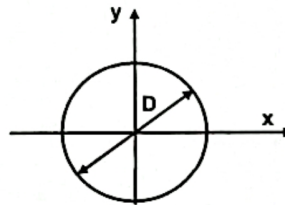
• **Section circulaire :**

- $B = \frac{\pi D^2}{4}$

• $I_{\min} = \frac{\pi D^4}{64}$

• $i_{\min} = \sqrt{\frac{\pi D^4 \cdot 4}{64 \cdot \pi D^2}} = \frac{D}{4}$

• $\lambda = \frac{4l_f}{D}$



3.3.4 Calcul à l'état limite ultime de résistance

Selon la condition de résistance, la sollicitation agissante N_u doit être au plus égale à la sollicitation résistante $N_{ulimite}$:

$$N_u \leq N_{ulimite} \dots\dots\dots(3.10)$$

L'effort normal limite théorique est :

$$N_{ulimite} = B \cdot f_{bu} + A_{sc} \sigma_{sc 2\%} \dots\dots\dots(3.11)$$

3.3.5 Calcul à l'état limite de stabilité de forme

Pour plus de sécurité, la résistance est minorée par un coefficient α , et on utilise une section réduite de béton B_r au lieu de la section totale B , pour tenir compte de la sensibilité aux défauts d'exécution.

D'où la condition à respecter :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_{sc} \cdot \sigma_{sc} 2\text{‰} \right] \dots \dots \dots (3.12)$$

Avec :

B_r : section réduite du poteau telle que :

$$B_r = (a - 2 \text{ cm})(b - 2 \text{ cm})$$

- Voir Fig. 3.5.

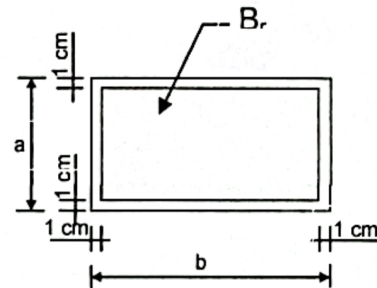


Fig. 3.5 : La section réduite du poteau (B_r)

α : Facteur réducteur affectant $N_{ulimite}$ théorique qui tient compte des effets du second ordre que l'on a négligé.

α	Condition
$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\lambda \leq 50$
$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$50 < \lambda \leq 70$

N.B : La valeur de α sera divisée par :

- 1,10 si plus de la moitié des charges est appliquée à $j < 90$ jours,
- 1,20 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 28 jours (dans ce cas f_{c28} sera remplacée par f_{cj}).

3.3.5.1 Armatures longitudinales

a. Calcul de la section théorique

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_{sc} \cdot \sigma_{sc} 2\text{‰} \right] \Rightarrow A_{sc} \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right] \frac{1}{\sigma_{sc} 2\text{‰}}$$

Donc :
$$A_{scth} = \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right] \frac{1}{\sigma_{sc} 2‰} \dots\dots\dots(3.13)$$

b. Calcul de la section minimale

$$A_{min} = \max (4u, 0.2\%B) \dots\dots\dots(3.14)$$

u : le périmètre de la section en mètre.

c. Calcul de la section maximale

$$A_{max} = 5\% B \dots\dots\dots(3.15)$$

d. La section d'acier finale

$$A_{sc} = \max (A_{scth}, A_{min}), \text{ et } A_{sc} \leq A_{max} \dots\dots\dots(3.16)$$

3.3.5.2 Armatures transversales

Le rôle principal des armatures transversales est d'empêcher le flambage des aciers longitudinaux. Les armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à l'axe longitudinal de la pièce (Fig. 3.6) .

a. Le diamètre :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal au tiers du diamètre des armatures longitudinales ($\emptyset_l$) qu'elles maintiennent:

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_{lmax}}{3}$$

b. L'espacement:

$$S_t = \min (40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} ; 15 \emptyset_{lmin})$$

a: la plus petite dimension de la pièce (mesurée sur la section).

- Il faut placer au moins 3 nappes d'armatures transversales dans les zones de recouvrement.

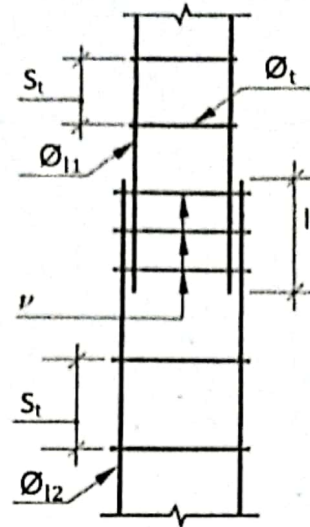
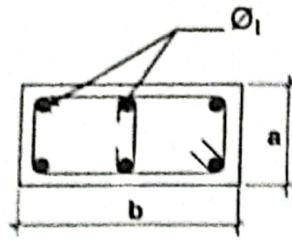


Fig. 3.6 : Les armatures transversales

3.3.6 Dispositions constructives et recommandations

a. L'enrobage

- L'enrobage cde toute armature est au moins égal à (Fig. 3.7):
 - 5 cm pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industries chimiques);
 - 3 cm pour les parois soumises à des actions agressives, à des intempéries ou à des condensations;
 - 1 cm pour les parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.
- En plus : $c \geq \varnothing_l$ et c_g (diamètres maxi respectivement des aciers longitudinaux et des granulats)

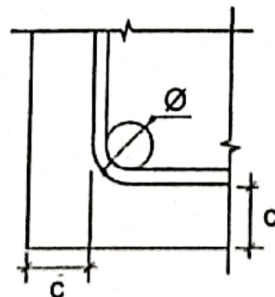


Fig. 3.7 : Enrobage de toute armature

b. L'espacement entre les armatures longitudinales :

➤ Les armatures longitudinales sont réparties dans la section au voisinage des parois de façon à assurer au mieux la résistance à la flexion de la pièce dans les directions les plus défavorables. En particulier, dans une pièce de section rectangulaire, la distance maximale e (Fig. 3.8) de deux armatures voisines sur une même face est au plus égale à:

- la longueur du petit côté du rectangle augmentée de 10 cm ;
- 40 cm.

Si $\lambda > 35$

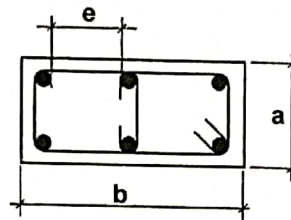


Fig. 3.8 : L'espacement entre les armatures longitudinales

c. La longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement l_r est au moins égale à :

$$l_r = 0.6 l_s$$

où : l_s est la longueur de scellement droit.

d. Pour le calcul de N_u , les aciers pris en compte dans A, sont (Fig. 3.9):

- les barres maintenues par des cadres espacés au maximum de 15 fois le diamètre des barres,
- les barres qui augmentent la rigidité dans le plan de flambement lorsque $\lambda > 35$.

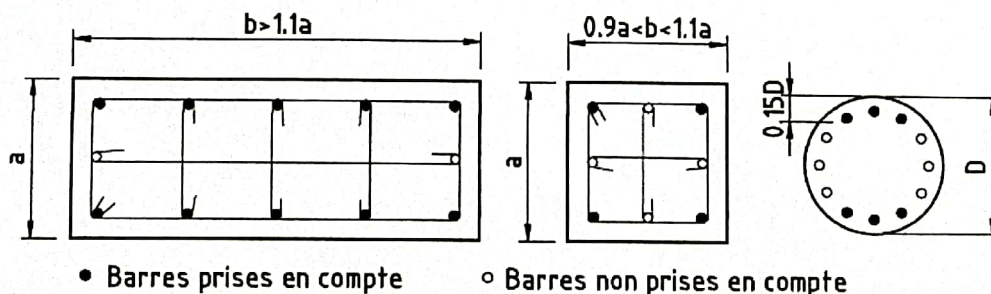


Fig. 3.9 : Acier à prendre en compte pour le calcul de N_u