

Calcul et ferrailage de la structure porteuse

Introduction

On appelle actions les forces appliquées à une construction soit directement (charges permanentes, d'exploitation, climatiques, etc.), soit indirectement, et résultant alors de déformations imposées

(fluage, variations de température, , etc.). On appelle sollicitations les efforts (effort normal, effort tranchant) et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

Les Règles BAEL distinguent (art. A. 3.1,1) : les actions permanentes, notées G , dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite comme, par exemple, les actions dues aux déformations différées du béton (retrait, fluage) ;

— les actions variables, notées Q_i , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;

— les actions accidentelles, notées FA , provenant de phénomènes

rares (séisme, chocs, etc.). Les valeurs des actions à introduire dans les calculs ont généralement un caractère nominal ; celles visées ci-après sont des valeurs forfaitaires et simplifiées, qui tiennent lieu de valeurs caractéristiques ou de valeurs représentatives telles qu'elles sont définies dans les Directives communes.

Calcul des sollicitations

En règle générale, les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un modèle élastique et linéaire et en appliquant les procédés de la Résistance des Matériaux dans la mesure où la

forme des pièces le permet.

Dans les cas où cette dernière condition n'est pas remplie, on peut :

— soit adopter des schémas se rapprochant de structures connues ;

— soit avoir recours à des modèles de calcul plus élaborés (méthode des éléments finis, application du principe des équivalences, etc.) ;

— soit procéder à une expérimentation sur modèle réduit ou en vraie grandeur.

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles : compression simple; traction simple.; flexion simple et flexion composée.

Combinaisons:

une construction pouvant être soumise à un grand nombre de combinaisons d'actions complexes et variées, on est amené à faire un choix, en s'efforçant de couvrir avec une forte probabilité les circonstances les plus défavorables susceptibles de se présenter au cours de la vie de la construction. Pour chacune des combinaisons d'actions retenues, on doit rechercher les cas de charge les plus défavorables vis-à-vis de l'état-limite étudié et de la sollicitation étudiée, soit pour l'ensemble de la pièce, soit pour la section considérée. Il importe de ne pas confondre combinaisons d'actions et cas de charge, qui constituent deux notions distinctes.

Ferraillage des portiques (éléments structuraux) :

- Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal et à un moment de flexion dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Combinaison de calcul :

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant.

COMBINAISONS D' ACTIONS

Combinaisons d'actions à considérer Dans les cas les plus courants, l'unique combinaison** d'actions à considérer- Selon le BAEL91 est :

1.35 G + 1.5 Q selon BAEL91

- Selon l'RPA99 V2003, l'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$\mathbf{G + Q + E \text{ (5-1)}}$$

$$\mathbf{0.8 G \pm E \text{ (5-2)}}$$

Pour les poteaux dans les ossatures autostables, la combinaison (5-1) est remplacée par la combinaison suivante:

$$\mathbf{G + Q + 1.2 E}$$

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

Détermination des armatures (voir cours béton armé flexion composée) :

1- Section entièrement tendue, les sections d'armatures seront données par :

$$A_1 = \frac{N_u}{\sigma_{st}} \cdot \left(1 - \frac{e_a}{d - d'} \right) \quad \text{et} \quad A_2 = \frac{N_u \cdot e_a}{\sigma_{st} \cdot (d - d')}$$

2- Section partiellement comprimée :

Une section sera partiellement comprimée si elle vérifie les conditions de la zone (2) et (3) en plus, une section sera partiellement comprimée dans les trois cas suivant :

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \quad \text{On compare } \mu_u \text{ avec } \mu_l :$$

Si : $\mu_u \leq \mu_l$

$$A_2 = 0 \quad ; \quad A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{z} \pm N \right)$$

Si : $\mu_u > \mu_l$

$$A_2 = \frac{M_A - M_R}{\sigma_{sc} \cdot (d - d')}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A - M_R}{(d - d')} + \frac{M_R}{d(1 - 0,4 \cdot \alpha_l)} \pm N \right)$$

$$\text{Si : } A_1 < 0 \Rightarrow \quad A_1 = A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_2 = \frac{N - b \cdot \sigma_{bc} \cdot \left[d' + \sqrt{(d')^2 + \frac{2 \cdot (d - d') N_u - M_A}{b \cdot \sigma_{bc}}} \right]}{\sigma_{sc}}$$

3- Section entièrement comprimée :

$$A_2 = \frac{M_A - b \cdot h \cdot \sigma_{bc} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right)}{(d - d') \cdot \sigma_{sc}}$$

$$A_1 = \frac{N_u - b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_{sc}} - A_2$$

Recommandation du RPA 99/version 2003 :

Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de 0.8%(zone II).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales(zones critiques).
- $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

v_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute .

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

t : Espacement des armatures transversales :

- Dans la zone nodale (exemple) :

$$t \leq \min (10\phi , 15\text{cm}) \quad \text{en zone IIa}$$

- Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi \quad \text{en zone IIa}$$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale ($A_t/b_1 t$ %) est donnée par :

$$0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferraillage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de la RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

Combinaisons de calculs :

1. **1.35 G + 1.5 Q** (BAEL91)
2. **G + Q ± E** (RPA2003)
3. **0.8 G ± E** (RPA2003)

- La combinaison (1) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison (2) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferraillage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (3) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferraillage au niveau des appuis.
- Ferraillage par BAEL91 :
- Les poutres sont soumises aux efforts suivants :
- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.(les efforts normaux sont négligeables).

Détermination des armatures (voir cours béton armé flexion simple)

a- Section à armatures simple :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_{bc}}$$

si "d" est inconnu; on prendra : $d = 0,9 . h$

$\mu_u \leq \mu_l$ (μ_l : tirée du tableau)

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right)$$

$$Z = d - 0,4 x = d (1 - 0,4 . \alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z.\sigma_{st}}$$

- Vérification de l'effort tranchant :
- La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d}$$

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

$\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28}, 4\text{MPa})$ fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}, 3\text{MPa})$ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable (2.2 MPA).

Détermination de l'armature transversale :

- Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.
- Les conditions suivantes doivent être vérifiées :
- Espacement : $S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$.
- Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.74\text{MPa}$$

Soit pratiquement : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0.4 \cdot b_0}$

- Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min(h/35, b_0/10)$ d'après le BAEL A7.2.2.

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

- La justification vis.à.vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \cdot k}{0.8f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

- Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures droites : $K=1$, $\alpha=\pi/2$ alors :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}}{0.8f_e}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Vérification de la flèche (BAEL B.6.5) :

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e(MPA)}$$

$$\frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec

M_t : moment MAX en travée.

M_0 : moment isostatique minimal .

B_0 : largeur de la poutre .

d : hauteur utile .

A : Section d'armature.

Recommandation du RPA99/version 2003 :

Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% [$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$].
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante , et 6% en zone de recouvrement .
- La longueur minimal de recouvrement est de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres /noeuds.
- La longueur minimal de recouvrement est de 40ϕ (zone II)
- Les cadres du noeud sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle .

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

-Armatures transversales : (RPA/version 2003, art 7.5.2.2)

- La quantité de ces armatures doit vérifier : $A_t = 0.03 S.d$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires $\min(h/4, 1.2\phi)$
- En dehors de la zone nodale $S \leq h/2$.

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement .