

SOMMAIRE

1.	INTRODUCTION.....	3
2.	DOMAINE D'APPLICATION	5
3.	MÉTHODOLOGIE DE DIMENSIONNEMENT.....	7
3.1	Description des types de bâtiments et fonctionnements associés	7
3.2	Modèle mécanique.....	9
3.3	Vérification de l'applicabilité de la méthode.....	14
3.4	Calcul de l'action sismique.....	17
3.5	Dimensionnement des éléments sismiques primaire	25
3.6	Dimensionnement en capacité	30
3.7	Dispositions constructives.....	32
4.	RÉFÉRENCES	37
	ANNEXE 1 : Calcul de la loi moment – courbure pour une section quelconque	39
A 1.1	Introduction.....	39
A 1.2	Notices d'utilisation des feuilles Excel.....	41
	ANNEXE 2 : Exemples de calcul	47
A 2.1	Bâtiment à un niveau, toiture souple	47
A 2.2	Bâtiment à un niveau, toiture rigide.....	50
A 2.3	Bâtiment avec mezzanine, toiture rigide	55

3. MÉTHODOLOGIE DE DIMENSIONNEMENT

Remarque

La régularité des bâtiments doit être recherchée dans la mesure du possible. Il convient que les structures aient des formes régulières en plan et en élévation. Si nécessaire, ceci peut être réalisé en divisant la structure, par des joints, en unités indépendantes du point de vue dynamique.

3.1 Description des types de bâtiments et fonctionnements associés

3.1.1 Bâtiments à un niveau et diaphragme rigide en toiture

Poteaux encastrés en pied dans des fondations, liaisons poteaux poutres porteuses articulées ou rotulées, toiture constituée d'éléments reliés entre eux de façon à former un diaphragme indéformable : tous ces bâtiments peuvent être considérés comme réguliers en élévation.

Les toitures permettant d'assurer la fonction diaphragme sont généralement constituées de composants plans rigides liés à des poutres porteuses (dalles alvéolées, éléments en TT, dalles en béton cellulaire armé, etc.). Les joints entre éléments sont clavés et/ou présentent une résistance suffisante vis-à-vis du cisaillement horizontal résultant du fonctionnement en diaphragme.

Une alternative fréquemment utilisée est la réalisation d'une toiture poutre-panne avec couverture en éléments légers de type bac-acier et mise en place de contreventements horizontaux entre pannes et poutres (croix de Saint-André disposées par exemple entre deux files de poteaux dans les deux directions).



Figure 2 : Bâtiment à un niveau toiture rigide.

Les déplacements des têtes de poteaux sont ceux des points de liaison avec le diaphragme indéformable (mouvement de corps rigide) : la vérification des éléments de contreventement s'effectue pour l'ensemble du bâtiment dans les deux directions horizontales.

3.2.2 Rigidité latérale du bâtiment

■ Rigidité des poteaux

La raideur en flexion des sections est prise forfaitairement égale à :

$$- R = \frac{E_{cm} I}{2} \text{ pour les poteaux en béton armé (N/m) ;}$$

$$- R = \frac{3 E_{cm} I}{4} \text{ pour les poteaux en béton précontraint (N/m) ;}$$

soit une rigidité de poteau égale à $K_p = \frac{3 E_{cm} I}{2 L^3}$ et $K_p = \frac{9 E_{cm} I}{4 L^3}$

respectivement en béton armé et béton précontraint, avec :

- E_{cm} , le module sécant de déformation du béton selon l'article 3.1.3 de l'EN 1998-1 ;
- I , le moment d'inertie de la section dans la direction sismique considérée ;
- L , la hauteur du poteau entre le point d'encastrement (à la sortie du fût d'encuvement) et le point d'application de l'effort horizontal considéré.

■ Rigidité des fondations

En application de l'EN 1998-5 [5] (paragraphe 6), la souplesse apportée par les fondations devra être prise en compte lorsque le coefficient de sensibilité aux déplacements relatifs θ , déterminé en négligeant la rigidité de la fondation, sera supérieur à 0,2 (cf. calcul au paragraphe 1.13.4.2 de l'EN 1998-5) ou en cas de sols mous (vitesse de propagation des ondes de cisaillement inférieure à 100 m/s).

Les formules suivantes permettent d'accéder au calcul de la rigidité en

$$\text{rotation d'une semelle de dimension } a \times b : K_{\phi} = \frac{8 G r^3}{3(1-\nu)} \quad (Nm)$$

$$\text{avec : } \frac{\pi r^4}{4} = \frac{b a^3}{12} ; \frac{\pi r'^4}{4} = \frac{b^3 a}{12},$$

- R, r' : rayon équivalent de la fondation, calculé par équivalence des moments d'inertie avec une semelle cylindrique ;
- G : module de cisaillement du sol ;
- ν : coefficient de poisson du sol ($\nu \approx 0,3$).

Le module de cisaillement du sol est donné par (paragraphe 3.2 (1) de l'EN 1998-5) $G = \rho v_s^2$, avec :

- ρ : masse volumique du sol ;
- v_s : vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans le sol, issue de l'étude de sol.

3.7.2 Assemblages poteaux – poutres

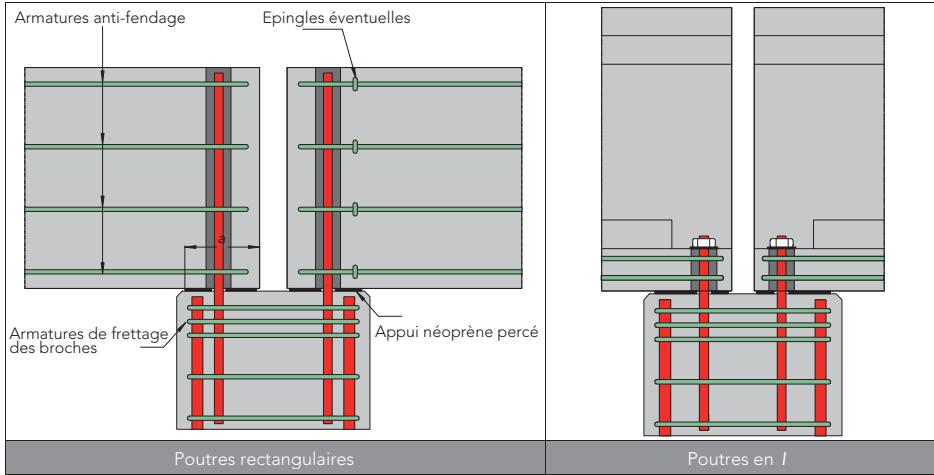


Figure 14 : Exemple de détails d'assemblage poteaux-poutres.

■ **Vérification de la déformabilité de l'assemblage**

L'épaisseur e_p de l'appareil d'appui disposé entre la poutre et la tête de poteau est telle que : $e_p \geq \max(a/2 \theta, 5 \text{ mm})$, où « a » est la profondeur d'appui.

■ **Dispositions concernant les broches**

Sauf dans le cas où un agencement spécifique est conçu pour reprendre les efforts de renversement, les assemblages poteau poutre doivent présenter au moins deux broches verticales dans un plan perpendiculaire à l'axe de la poutre.

Les broches sont d'un diamètre minimal de 16 mm. Elles sont constituées d'acier HA de classe de ductilité B ou de tiges filetées de ductilité équivalente. Elles sont dimensionnées pour les sollicitations combinées de cisaillement et de traction selon le principe : $(3 G + N) / A < f_{yk}$ avec :

- G : l'effort agissant de cisaillement de la broche : part de V_d affecté à la broche ;
- N : l'effort normal dans la broche (positif si traction) : normalement il s'agit de l'effort nécessaire pour équilibrer le moment de renversement de la poutre (voir figure 13) ;
- A : la section de la broche.

Les broches doivent être ancrées dans la tête de poteau et dans les fourreaux des poutres pour un effort $G + N$. Dans le cas d'une liaison dans les ailes d'une poutre en « I » ou lorsque le blocage dans les fourreaux est effectué à l'aide de produit souple (joint de dilatation), une fixation par écrou doit être disposée.

■ Armatures de freinage des broches en tête de poteau

L'effort horizontal de dimensionnement est repris par des frettes disposées dans chaque direction sismique.

Les frettes sont déterminées conformément au paragraphe 8.3.4 du DTU 23-3.

Dans la zone de freinage en tête de poteau, le ratio mécanique des armatures de confinement (frettes comprises) ω_{wd} doit être supérieur ou égal aux valeurs minimales définies pour les zones critiques des poteaux.

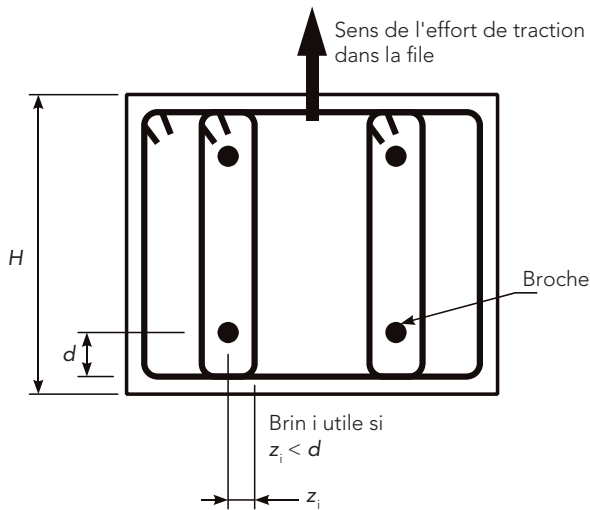


Figure 15 : Dimensionnement des frettes en tête de poteau.

■ Armatures anti-fendage dans les poutres

Elles sont constituées par des boucles à plat disposées sur la hauteur de pénétration de la broche dans la poutre, et elles reprennent la part d'effort horizontal de dimensionnement afférent à l'élément considéré (part de V_d affecté à la broche).

■ Assemblages poteaux – poutres sur joint de dilatation

Les joints de dilatation sont généralement conçus comme des joints sismiques et délimitent à ce titre des blocs indépendants.

L'utilisation de matériau de remplissage viscoélastique de type bitume dans des assemblages brochés peut permettre de réaliser un joint de dilatation sans création de joint sismique : dans ce cas, les efforts de dimensionnement de l'assemblage doivent être majorés par un coefficient de surdimensionnement $\gamma_{Rd} = 2$.