

Dimensionnement d'un bâtiment de 6 étages en béton armé avec murs de contreventements faiblement armés.

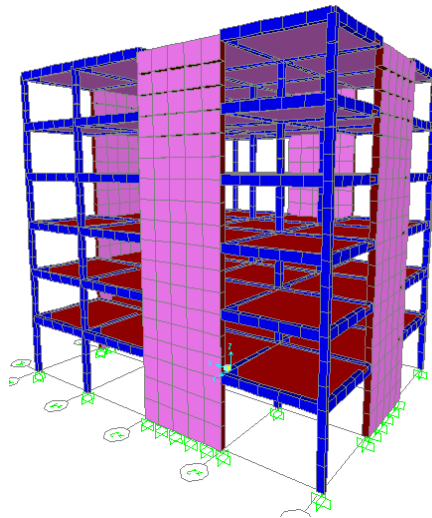
Préparé par Cécile HAREMZA, Ingénieur de Recherche ULg.

1. Introduction

Caractéristiques des matériaux

	STATIQUE	SISMIQUE
Béton	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_c = 1.5$ $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \frac{30}{1.5} = 17 \text{ N/mm}^2$ $E = 33\,000 \text{ N/mm}^2$ $g_{conc} = 2400 \text{ kg/m}^3$	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_c = 1.3$ $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1.3} = 23.1 \text{ N/mm}^2$ $E = E/2 = 16500 \text{ N/mm}^2$ $g_{conc} = 2400 \text{ kg/m}^3$
Armatures en acier S500, classe B	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_s = 1.15$ $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1.15} = 434.8 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_s = 1.0$ $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1.0} = 500 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$

Dimensions



Nombre de niveaux : 6

Hauteur du rez-de-chaussée : $h_{rez} = 3.5 \text{ m}$

Hauteur des niveaux supérieurs : $h_{etage} = 3 \text{ m}$

Hauteur du bâtiment : $H_w = 18.5 \text{ m}$

Longueur totale du bâtiment – direction X : $L_x = 20 \text{ m}$

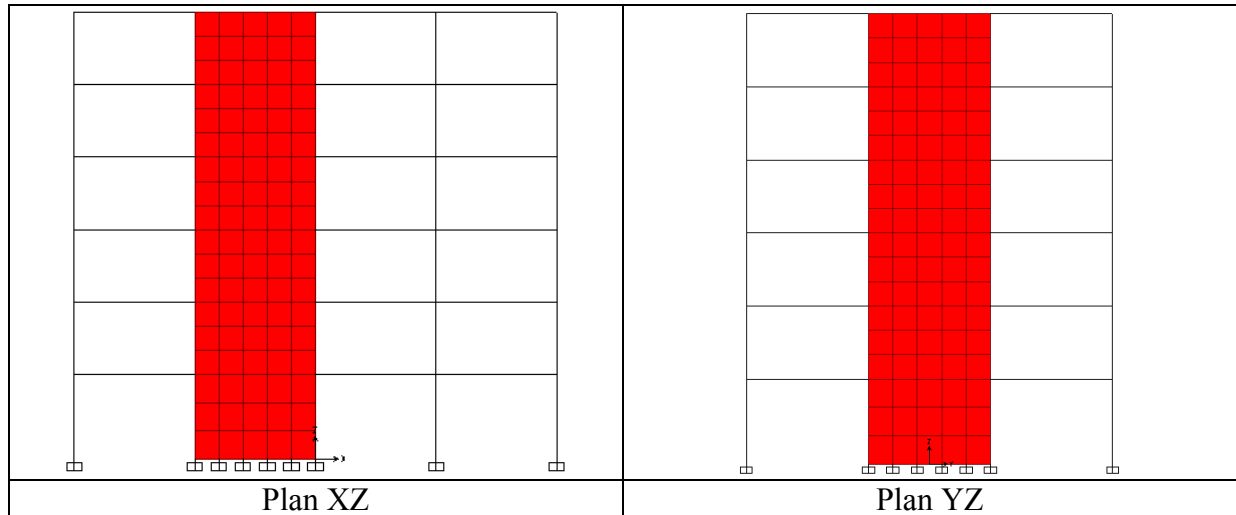
Longueur totale du bâtiment – direction Y : $L_y = 15 \text{ m}$

Longueur d'une poutre selon la direction X : $l_x = 5 \text{ m}$

Longueur d'une poutre selon la direction Y : $l_y = 5 \text{ m}$

Longueur des murs : $l_w = 5 \text{ m}$

Epaisseur de la dalle : $h_{dalle} = 0.15 \text{ m}$



Charges

Charges permanentes (en plus du poids propre) : $G = 1 \text{ kN/m}^2$

Charges variables : $Q = 3 \text{ kN/m}^2$

Neige : $N = 0.4 \text{ kN/m}^2$

Vent : $V = 1.4 \text{ kN/m}^2$

Coefficient de comportement

$$q = q_0 = 3$$

2. Dimensionnement statique des poutres et colonnes

Combinaisons des charges

$$1.35 (\text{poids propre} + G) + 1.5 Q + 1.5 (0.7 N)$$

$$1.35 (\text{poids propre} + G) + 1.5 N + 1.5 (0.7 Q)$$

Poutres

L'analyse est réalisée par le software SAP2000, en 3 dimensions.

Poutre la plus sollicitée en travée : portique plan yz, en $x = 0$, 2eme niveau, 3eme travée

$$M_{Ed,max}^+ = 36.3 \text{ kNm}$$

Poutre la plus sollicitée à l'appui : portique plan yz, en $x = 0$, 6eme niveau, 3eme travée

$$M_{Ed,min}^- = -65.5 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,max} = 67.53 \text{ kN}$$

Caractéristiques de la section de béton armé :

$$h_{\text{poutre}} = 350 \text{ mm}$$

$$b_{\text{poutre}} = 250 \text{ mm}$$

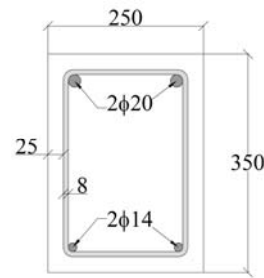
$$\text{enrobage} = 25 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{étrier}} = 8 \text{ mm}$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$A_{s,sup} = 2 \phi 20 = 628 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,inf} = 2 \phi 14 = 308 \text{ mm}^2$$



Résistances :

M_{Rd}^- (2 ϕ 20)	74.8 kNm
M_{Rd}^+ (2 ϕ 14)	39.3 kNm
V_{Rd}	73 kN

Les moments résistants sont calculés par une feuille Excel, ne tenant compte que des armatures tendues de la section, et avec $\varepsilon_{cu2} = 0.0035$:

- Moment résistant négatif :

$$M_{Rd}^- = 74.8 \text{ kNm}$$

Avec $x = 79.4 \text{ mm}$, position de l'axe neutre, mesurée depuis la fibre comprimée extrême

$$d = h_{\text{poutre}} - \text{enrobage} - \phi_{\text{étrier}} - \phi_{s,sup} / 2 = 350 - 25 - 8 - 20/2 = 307 \text{ mm},$$

centre de force des armatures, mesuré depuis la fibre comprimée extrême

$$z = 274 \text{ mm}, \text{ bras de levier}$$

- Moment résistant positif :

$$M_{Rd}^+ = 39.3 \text{ kNm}$$

Avec $x = 38.9 \text{ mm}$, position de l'axe neutre, mesurée depuis la fibre comprimée extrême

$d = h_{\text{poutre}} - \text{enrobage} - \phi_{\text{étrier}} - \phi_{s,\text{inf}} / 2 = 310 \text{ mm}$, centre de force des armatures, mesuré depuis la fibre comprimée extrême

$z = 293.8 \text{ mm}$, bras de levier

L'effort tranchant résistant est calculé selon les formules de l'Eurocode 2. La résistance à l'effort tranchant est la plus petite des valeurs suivantes :

$$\text{- Résistance des étriers : } V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$$

$$\text{- Résistance des bielles comprimées de béton : } V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_{w0} z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \text{tg} \theta}$$

avec θ : inclinaison des bielles comprimées de béton. On prends $\theta = 45^\circ$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$\alpha_{cw} = 1.0$$

$$v_1 = 0.6$$

$$f_{ywd} = \sigma_s = \min(E_s \varepsilon_{cu}, f_{yd}) = \min(200000 \times 0.002, 434.8) = \min(400, 434.8) = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.002$$

$$A_{sw} = 2 \times \pi \times 8^2 / 4 = 100.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{sw,max} = \frac{\alpha_{cw} v_1 f_{cd} b_w \times s}{2 f_{ywd}} = \frac{1.0 \times 0.6 \times 17 \frac{250 \times 200}{400}}{2} = 637.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{sw} = \min(A_{sw} ; A_{sw,max}) = 100.5 \text{ mm}^2$$

$$z = 274 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,s} = 73.4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 349 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Rd} = \min(V_{Rd,s} ; V_{Rd,max}) = 73.4 \text{ kN} > V_{Ed,max} = 67.5 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{OK}$$

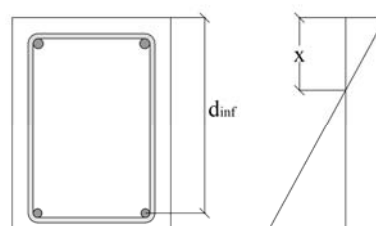
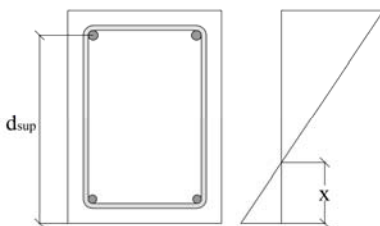
Vérifications de l'Eurocode 2 [EN 1992-1-1: 2004]

Ductilité de la section (dans le cas d'une analyse plastique) [cl. 5.6.2]:

$$(x/d)_{\text{sup}} = 0.25 \leq 0.25 \rightarrow \text{OK}$$

$$(x/d)_{\text{inf}} = 0.13 \leq 0.25 \rightarrow \text{OK}$$

$$0.5 \leq \frac{M_{\text{max}}}{M_{\text{min}}} \leq 2 \rightarrow 0.5 \leq \frac{65.5}{36} \leq 2 \rightarrow \text{OK}$$



Section minimale d'armatures longitudinales tendues [9.2.1.1]:

$$A_{s, \min} = \max \left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd, 0.0013 bd \right)$$

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$d_{sup} = 407 \text{ mm}$$

$$d_{inf} = 410 \text{ mm}$$

$$A_{s, \min, sup} = 115.7 \text{ mm}^2 < A_{s, sup} = 628 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$A_{s, \min, inf} = 116.9 \text{ mm}^2 < A_{s, inf} = 308 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Section maximale d'armatures longitudinales tendues ou comprimées [9.2.1.1]:

$$A_{s, \max} = 0.04 A_c = 3500 \text{ mm}^2 > A_{s, sup} = 628 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$> A_{s, inf} = 308 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Taux minimum d'armatures d'effort tranchant [9.2.2 (5)] :

$$\rho_{w, \min} = (0.08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}$$

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b \cdot \sin \alpha)$$

$$A_{sw} = 100.5 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (étriers droits)}$$

$$\rightarrow \rho_w = 0.002 > \rho_{w, \min} = 0.0009 \rightarrow \text{OK}$$

Espacement longitudinal maximum entre les armatures d'effort tranchant [9.2.2 (6)] :

$$s_{\max} = 0.75d = \min(0.75 d_{sup}; 0.75 d_{inf}) = 230 \text{ mm} > s = 200 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

Colonnes

L'analyse est réalisée par le software SAP2000, en 3 dimensions.

Caractéristiques de la section de BA:

$$h_{col} = 300 \text{ mm}$$

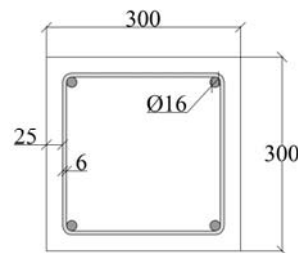
$$b_{col} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Enrobage} = 25 \text{ mm}$$

$$\phi_{stirrup, col} = 6 \text{ mm}$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$A_{s, tot} = 4 \phi 16 = 804 \text{ mm}^2$$



Colonne extérieure la plus fléchie :

Dernier niveau, côté extérieur du portique central :

$$N_{Ed} = 78.1 \text{ kN}$$

$$M_{Ed, 2} = 47.8 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed, 3} = 0.016 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed, 3} = 29.2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed, 2} = 0.01 \text{ kN}$$

Résistances :

Les moments résistants sont calculés par une feuille Excel, tenant compte de toutes les armatures, comprimées et tendues, et de l'effort normal sollicitant, avec

$$\varepsilon_{cu2} = 0.0035 :$$

$$M_{Rd} = 62.5 \text{ kNm} > M_{Ed,max} = 47.8 \text{ kNm} \quad \rightarrow \text{OK}$$

L'effort tranchant résistant est calculé selon les formules de l'Eurocode 2. La résistance à l'effort tranchant est la plus petite des valeurs suivantes :

$$\text{- Résistance des étriers : } V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cotg \theta$$

$$\text{- Résistance des bielles comprimées de béton : } V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_{w0} z v_1 f_{cd}}{\cotg \theta + \tg \theta}$$

avec θ : inclinaison des bielles comprimées de béton. On prends $\theta = 45^\circ$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$\alpha_{cw} = 1.0$$

$$v_1 = 0.6$$

$$f_{ywd} = \sigma_s = \min(E_s \varepsilon_{cu}, f_{yd}) = \min(200000 \times 0.002, 434.8) = \min(400, 434.8) = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.002$$

$$A_{sw} = 2 \times \pi \times 6^2 / 4 = 56.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{sw,max} = \frac{\alpha_{cw} v_1 f_{cd} b_w \times s}{2 f_{ywd}} = \frac{1.0 \times 0.6 \times 17 \ 250 \times 150}{2 \times 400} = 478 \text{ mm}^2$$

$$A_{sw} = \min(A_{sw} ; A_{sw,max}) = 56.5 \text{ mm}^2$$

$$z = 241 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,s} = 36.4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 369 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Rd} = \min(V_{Rd,s} ; V_{Rd,max}) = 36.4 \text{ kN} > V_{Ed,max} = 29.2 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{OK}$$

Résistance à l'effort normal :

$$\varepsilon_{cu} = 0.002$$

$$\sigma_c = f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = \min(E_s \varepsilon_{cu}, f_{yd}) = \min(200000 \times 0.002, 434.8) = \min(400, 434.8) = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Rd,c} = (A_c - A_{sv}) \times \sigma_c + A_{sv} \times \sigma_s = 1838 \text{ kN} > N_{Ed} = 78 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{OK}$$

Colonne intérieure la plus chargée :

Rez-de-chaussée, colonne au centre du portique central :

$$N_{Ed} = 1759.3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,2} = 0.13 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,3} = 0.0 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,3} = 0.11 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2} = 0.0 \text{ kN}$$

Vérification de la résistance à l'effort normal :

$$N_{Rd,c} = (A_c - A_{sv}) \times \sigma_c + A_{sv} \times \sigma_s = 1838 \text{ kN} > N_{Ed} = 1759.3 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

Vérifications de l'Eurocode 2 [EN 1992-1-1: 2004] :

Diamètre minimal des barres longitudinales [9.5.2 (1)] :

$$\phi_{L,\min} = 8 \text{ mm} > \phi_L = 16 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

Section minimale d'armatures longitudinales [9.5.2 (2)]:

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= \max \left(0.1 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}, 0.002 A_c \right) = \max \left(0.1 \frac{1759.3 \cdot 10^3}{434.8}, 0.002 \cdot 90000 \right) \\ &= 404.6 \text{ mm}^2 < A_{s,\text{tot}} = 804 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

Section maximale d'armatures longitudinales [9.5.2 (2)]:

$$A_{s,\max} = 0.04 A_c = 3600 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{tot}} = 804 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Diamètre minimum d'armatures d'effort tranchant [9.5.3 (1)] :

$$\phi_{wd,\min} = \max(6 \text{ mm}; \phi_L / 4) = 6 \text{ mm} \rightarrow \text{OK pour un étrier de 6 mm de diamètre}$$

Espacement maximal des armatures d'effort tranchant [9.5.3 (3)] :

$$s_{\max} = \min(20\phi_L; b; h; 400 \text{ mm}) = 300 \text{ mm} > s = 150 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

Sections critiques [9.5.3 (4)] :

$$h_{\text{crit}} = \max(b; h) = 300 \text{ mm}$$

$$s_{\text{crit}} = 0.6 s = 90 \text{ mm}$$

3. Dimensionnement des murs de contreventement faiblement armés sous charges sismiques par une analyse dynamique simplifiée

Caractéristiques du séisme, masse sismique

Caractéristiques du séisme, selon l'Eurocode 8 :

- Une accélération de calcul au sol $a_{gr} = 0.4g$, avec un coefficient d'importance de structure $\gamma_1 = 1$ (bâtiment courant), d'où $a_g = \gamma_1 a_{gr} = 0.4g$
- Un sol de type B
- Un spectre de réponse élastique de type 1

Valeurs des paramètres décrivant le spectre de réponse élastique de type 1 (sol de type B)			
<i>Définitions</i>	<i>Symbole</i>	<i>Valeur</i>	<i>Unité</i>
Paramètre du sol	S	1.2	
Limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante	T_B	0.15	s
Limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante	T_C	0.5	s
Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant	T_D	2	s

Combinaison sismique pour la vérification locale des éléments de la structure :

$$1(\text{poids propre} + \text{charge permanente } G) + \psi_{2i} Q + E,$$

avec $\psi_{2i} = 0.3$ donné dans l'Eurocode 0

E = effets de l'action sismique, calculés pour une structure dont la masse est m, « masse sismique ».

Calcul de la « masse sismique » m :

$$\begin{aligned} \text{Localement : } m_j &= (\text{poids propre} + \text{charge permanente } G) + \psi_{Ei} Q \\ &= \sum G_{kj} + \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{ki} \end{aligned}$$

$$\psi_{E,i} : \quad \psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i}$$

$\varphi = 0.8$ donné dans l'Eurocode 8 (bâtiment avec occupations corrélées)

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} = 0,8 \times 0,3 = 0,24$$

→ m = 1376 tonnes

$$A_c = \sum (A_i (0.2 + l_{wi} / H)^2)$$

$l_{wi} = 5\text{m}$, longueur du mur de contreventement i au premier niveau dans la direction parallèle aux forces appliquées, en m, sous la condition que l_{wi} / H ne dépasse pas 0,9

$$H = 18.5\text{m}$$

$$l_{wi}/H = 0.27 < 0.9 \rightarrow \text{ok}$$

$A_i = b_w \times l_w = 1.25\text{m}^2$, aire effective de la section transversale du mur de contreventement dans la direction considérée i au premier niveau du bâtiment, en m^2

$$A_c = 2 \times 1.25 (0.2 + 0.27)^2 = 0.55\text{m}^2$$

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} = 0.1$$

$$T = 0.9 \text{ s}$$

Estimation des efforts internes, pour une approche simplifiée sans analyse 3D :

$$F_b = m \cdot S_d(T) \cdot \lambda$$

$$m = 1376 \text{ tons} = 1.376 \cdot 10^6 \text{ kg}$$

$$\lambda = 0.85 \text{ (le bâtiment a plus que 2 étages)}$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_c}{T} \right] = 0.4 \times 9.81 \times 1.2 \times 2.5/3 \times 0.5/0.58 = 3.4 \text{ m/s}^2$$

$$F_b = 1.376 \cdot 10^6 \text{ kg} \times 3.9 \times 0.85 = 3957 \text{ kN}$$

$$\text{Effets de la torsion: } \delta = 1 + 0.6 \frac{x}{L_e} = 1.3, \text{ avec } x = 7.5\text{m} \text{ et } L_e = 15\text{m} [4.3.3.2.4 \text{ EC8}]$$

$$F_b^* = F_b \times \delta = 5144 \text{ kN}$$

→ Efforts dans un mur:

$$V'_{Ed} = F_b^* / 2 = 2572 \text{ kN}$$

(on l'appelle V' car obtenu par l'analyse, et sera augmenté pour les vérifications de résistance)

$$M_{Ed} = F_b^* / 2 \cdot 2/3 \cdot H = 31719 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed, \text{sism}} = 1479 \text{ kN} \text{ (du à la descente de charge verticale sous la masse sismique)}$$

Remarque : Si on avait considéré E à la place de $E/2$ pour le béton, on aurait eut une période plus petite, et des efforts plus grands :

$$T_X = T_Y = 0.41 \text{ s}$$

$$F_b^* = F_b \times \delta = 5967 \text{ kN}$$

Selon la clause 5.4.2.5 (3) et (4) de l'Eurocode 8, les efforts normaux dynamiques supplémentaires développés dans les murs de grandes dimensions en raison du soulèvement par rapport au sol ou de l'ouverture et la fermeture de fissures horizontales, doivent être pris en compte dans la vérification du mur à l'état limite ultime, vis-à-vis de la flexion composée. Cette composante dynamique de l'effort normal du mur peut être prise comme correspondant à 50% de l'effort normal dans le mur, dû aux charges gravitaires présentes dans la situation sismique de calcul, avec un signe positif et un signe négatif.

$$N_{Ed,dyn} = \pm 0.5 \times N_{Ed,sism} = \pm 739.5 \text{ kN}$$

$$\rightarrow N_{Ed,max} = N_{Ed,sism} + N_{Ed,dyn} = 2218.5 \text{ kN}$$

$$\rightarrow N_{Ed,min} = N_{Ed,sism} - N_{Ed,dyn} = 739.5 \text{ kN}$$

Pour la vérification de la résistance en flexion, le signe négatif est plus défavorable, tandis que pour la vérification du béton et de l'instabilité latérale, le signe positif est plus défavorable.

Selon la clause 5.4.3.5.1 (4), lorsque l'effort normal dynamique est pris en compte dans la vérification à l'état limite ultime pour la flexion composée, la déformation limite ε_{cu2} pour le béton non confiné peut être augmentée à 0.005, avec une valeur plus élevée pour le béton confiné, sous réserve que l'éclatement du béton d'enrobage non confiné soit pris en compte dans la vérification.

$$\rightarrow \varepsilon_{cu2} = 0.005$$

Instabilités

Vérification de l'instabilité hors plan du mur [5.4.3.5.1 (2) – (3), EC8]

L'Eurocode 8 prescrit de suivre les règles de l'Eurocode 2 pour les effets de second ordre :

Les effets du second ordre associés à l'instabilité latérale peuvent être négligés si la condition suivante, pour une situation transitoire, est satisfaite [EC2, 5.9 (3)] :

$$\frac{h_{rez}}{b_{w0}} \left(\frac{l_w}{b_{w0}} \right)^{1/3} \leq 70$$

$$\text{Avec } \begin{aligned} l_w &= 5000 \text{ mm} \\ h_{rez} &= 3500 \text{ mm} \\ b_{w0} &= 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\rightarrow \frac{3500}{250} \left(\frac{5000}{250} \right)^{1/3} = 38 < 70 \rightarrow \text{OK}$$

→ La réduction de la résistance en compression par le facteur Φ donné dans la clause 12.6.5.2 (1) de l'Eurocode 2 ne s'applique pas : $\Phi = 1$

D'après la clause 12.6.5.1 (5) concernant le flambement, il convient que

l'élanement n'excède pas $\lambda = 86$, c'est-à-dire : $\frac{l_0}{b_{w0}} \leq 25$

$$\rightarrow b_{w0,min} = \frac{l_0}{25} = \frac{3319.3}{25} = 132.8 \text{ mm} < b_{w0} = 250 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

Armatures verticales

D'après l'Eurocode 8, des armatures de confinement sont prescrites aux extrémités de la section transversale. Les armatures verticales placées à ces extrémités permettent au mur de reprendre le moment sollicitant M_{Ed} .

Un calcul simple permet d'estimer la quantité d'armatures nécessaires dans les 2 zones d'extrémités :

On estime que ces zones d'extrémités ont une longueur l_c égale au minimum requis par l'Eurocode 8, clause 5.4.3.5.3(2) :

$$l_c = l_{c,\min} = \max \left(b_{w0}; \frac{3 \cdot b_{w0} \cdot \sigma_{cm}}{f_{cd}} \right)$$

$$\text{Avec : } \frac{\sigma_{cm}}{f_{cd}} = \Phi \left(1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} \right) = 1 \left(1 - \frac{0.002}{3 \cdot 0.005} \right) = 0.87$$

$$\varepsilon_{c2} = 0.002$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0.005$$

$$b_{w0} = 250\text{mm}$$

$$\Phi = 1$$

$$\rightarrow l_{c,\min} = \max(250; 3 \cdot 0.87 \cdot 250) = 650\text{mm}$$

Le mur est supposé être en flexion pure avec les armatures verticales pour la flexion. En effet, la valeur de ν_d calculée avec $N_{Ed,\min}$ qui est plus défavorable pour la résistance en flexion, est inférieur à 10% :

$$\nu_{d,\min} = \frac{N_{Ed,\min}}{A_c f_{cd}} = \frac{739500}{1250000 \cdot 23.1} = 2.6\% < 10\% \quad \rightarrow \square \text{ flexion pure}$$

Le bras de levier z des forces représentant le moment est estimé égal à :

$$z = l_w - l_c = 5000 - 650 = 4350\text{mm}$$

Force de traction F_t : $F_t = M_{Ed}/z = 31719\text{kNm}/4.35\text{m} = 7292\text{kN}$

Résistance de calcul des armatures : $f_{yd} = 500\text{N/mm}^2$

$$\rightarrow A_{s1,2,\text{estimé}} = F_t/f_{yd} = 7292000/500 = 14583\text{mm}^2 \quad (\rightarrow 12 \phi 40 = 15080\text{mm}^2)$$

Remarque :

Estimation des sections d'armatures verticales pour un mur en flexion composée ($\nu_d > 10\%$) :

$$\sigma_N = \frac{N_{Ed,\min}}{b_w l_w}$$

$$\sigma_M = \frac{6M_{Ed}}{b_w l_w^2}$$

$$F_t = (\sigma_M - \sigma_N) \times d/2 \times b_w$$

$$d = \frac{\sigma_M - \sigma_N}{2\sigma_M} l_w$$

$$\rightarrow A_{s1,2,\text{estimé}} = F_t/f_{yd}$$

Cette section d'armatures $A_{s1,2,estimé}$ est vérifiée par un calcul du moment résistant de la section. Le calcul montre que $14 \phi 36 = 14250\text{mm}^2$ est suffisant.

Zones d'extrémités :

Diamètre des armatures dans les 2 zones d'extrémités : $\phi_{s1} = \phi_{s2} = 36\text{mm}$

Section des armatures dans les 2 zones d'extrémités :

$$A_{s1} = A_{s2} = 14 \phi 36 = 14250\text{mm}^2$$

Espacement des armatures : $d_{s1} = d_{s2} = 100\text{mm}$

Avec ces $12 \phi 40$ espacées de 10cm, on a une longueur de zone de confinement égale à :

$$\begin{aligned} l_{c, \text{reelle}} &= d_{s1,2} \times 5 + \phi_{s1,2} + \phi_{st} = 100 \times 6 + 36 + 12 \\ &= 648\text{mm} \square 65\text{cm} = l_{c, \text{min}}, \end{aligned}$$

avec $\phi_{st} = 12\text{mm}$, le diamètre des armatures transversales qui confinent ces parties d'extrémité et qui est déterminé par après.

Ame du mur : on place la quantité minimale d'armatures

Diamètre des armatures d'âme : $\phi_{sv} = 12\text{mm}$

D'après l'Eurocode 8 cl. 5.4.3.5.3 (2), le diamètre des barres verticales ne doit pas être inférieur à 12mm sur le premier niveau du bâtiment, ou dans tout autre étage où la longueur l_w du mur est réduite par rapport à celle de l'étage inférieur de plus de 1/3 de la hauteur d'étage h_s . Dans tous les autres étages, le diamètre ne doit pas être inférieur à 10mm.

Espacement : $d_{sv} = 400\text{mm}$

Eurocode 2, cl. 9.6.2 (3), espacement maximum :

$$d_{sv, \text{max}} = \min(3b_{w0} ; 400\text{mm}) = 400\text{mm} = d_{sv} \rightarrow \text{OK}$$

Section des armatures d'âme : $A_{sv} = 16 \phi 12 = 1810\text{mm}^2$

Section totale des armatures verticales : $A_{sv, \text{tot}} = A_{sv} + A_{s1} + A_{s2} = 30310\text{mm}^2$

Moment résistant, tenant compte des hypothèses suivantes :

Effort normal sollicitant : $N_{Ed, \text{min}} = 739.5\text{kN}$,

$$\varepsilon_{cu2} = 0.005,$$

Section réduite sans l'épaisseur de l'enrobage correspondant au béton comprimé non confiné :

$$\begin{aligned} l_0 &= l_w - 2x \text{ enrobage} - 2x \phi_{sh} - \phi_{st} \\ &= 5000 - 2x 30 - 2x 14 - 12 \\ &= 4900\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_0 &= b_w - 2x \text{ enrobage} - 2x \phi_{sh} - \phi_{st} \\ &= 250 - 2x 30 - 2x 14 - 12 \\ &= 150\text{mm} \end{aligned}$$

$$\rightarrow M_{Rd} = 35624\text{kNm} > M_{Ed} = 31719\text{kNm}$$

Avec : Position de l'axe neutre : $x_u = 862\text{mm}$

Bras de levier : $z = 4043\text{mm}$

Allongement des armatures côté tendu :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu2} \frac{l_{w,red} - x_u}{x_u} = 0.005 \frac{4900 - 862}{862} = 0.023 = 2.3\%$$

et est inférieur à $\varepsilon_{su,d} = 0.9 \times 5\% = 0.045 = 4.5\%$ (armatures classe B)

Vérifications des règles de l'Eurocode 2, clause 9.6.2 :

$$\begin{aligned} A_{sv,min} = 0.002 A_c = 2500\text{mm}^2 &< A_{sv,tot} = 30310\text{mm}^2 \rightarrow \text{OK} \\ A_{sv,max} = 0.04 A_c = 50000\text{mm}^2 &> A_{sv,tot} = 30310\text{mm}^2 \rightarrow \text{OK} \\ d_{sv,max} = \min(3b_{w0} ; 400\text{mm}) = 400\text{mm} &= d_{sv} = 400\text{mm} \rightarrow \text{OK} \\ &> d_{s1}, d_{s2} = 100\text{mm} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

Remarque :

Moment résistant tenant compte de l'augmentation de résistance du béton confiné (avec $N_{Ed,min}$ et une section réduite de $l_0 \times b_0 = 4900 \times 150$) :

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0.1 \alpha \omega_{wd} \quad [\text{EC8 5.4.3.4.2 (6) ou EC2 3.1.9}]$$

$$\alpha \omega_{wd,min} = 30 \mu_\phi (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_w}{b_0} - 0.035$$

Coefficient de ductilité en courbure μ_ϕ requis :

$$\text{si } T \geq T_c : \quad \mu_\phi = 2q_0 \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1$$

$$\text{si } T < T_c : \quad \mu_\phi = 1 + 2 \left(q_0 \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1 \right) \frac{T_c}{T}$$

Ici $T = 0.58\text{s} > T_c = 0.5\text{s}$

$$\rightarrow \mu_\phi = 2q_0 \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1 = 2 \cdot 3 \frac{31719}{35624} - 1 = 4.34$$

(en utilisant M_{Rd} calculé précédemment pour estimer μ_ϕ)

Cependant, d'après la clause 5.2.3.4(4) de l'Eurocode 8, dans les zones critiques composées d'éléments sismiques primaires avec des armatures longitudinales en acier de classe B, le coefficient de ductilité en courbure doit au moins être égal à 1.5 fois la valeur donnée par les expressions précédentes :

$$\rightarrow \mu_\phi' = 1.5 \mu_\phi = 6.5$$

Rapport mécanique des armatures verticales d'âme :

$$\omega_v = \rho_v f_{yd} / f_{cd} = \frac{A_{sv} f_{yd}}{b_w l_w f_{cd}} = \frac{1810 \cdot 500}{250 \cdot 5000 \cdot 23.1} = 0.03$$

Valeur de calcul de la déformation de l'acier en traction à la limite

$$\text{d'élasticité: } \varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0.25\% = 0.0025$$

$$v_{d,min} = \frac{N_{Ed,min}}{A_c f_{cd}} = \frac{739500}{1500000 \cdot 23.1} = 0.03$$

$$b_w = 250\text{mm}$$

$$b_0 = 150\text{mm}$$

$$\alpha\omega_{wd,\min} = 0.011$$

$$\text{on a au moins : } \varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0.1 \alpha\omega_{wd,\min} = 0.005 + 0.1 \times 0.011 = 0.0061$$

$$\rightarrow M_{Rd} = 35660 \text{ kNm} \quad \rightarrow \text{Pas de grande différence}$$

Avec : Position de l'axe neutre : $x_u = 815\text{mm}$

Bras de levier : $z = 4031\text{mm}$

Vérifications des déformations de l'acier et du béton :

Allongement des armatures côté tendu :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu2,c} \frac{l_{w,\text{red}} - x_u}{x_u} = 0.0061 \frac{4900 - 815}{815} = 0.03 = 3.0\%$$

$$\varepsilon_{su,d} = 0.9 \times 5\% = 0.045 = 4.5\%$$

$$\varepsilon_s = 3\% < \varepsilon_{su,d} = 4.5\% \quad \rightarrow \text{OK}$$

Déformation maximale du béton comprimé non confiné (au niveau de $l_c = 650\text{mm}$) :

$$\varepsilon_c = 0.0013 < \varepsilon_{cu2} = 0.005 \rightarrow \text{OK}$$

L'élément de rive confiné s'étend sur une longueur limitée qui peut être calculée à partir de x_u :

$$l_{c,\text{calcul}} = x_u (1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c})$$

$$= 815 (1 - 0.005 / 0.0061)$$

$$= 152\text{mm} < l_{c,\text{réelle}} \text{ utilisée dès le départ, égale à } 650\text{mm}$$

Armatures horizontales

Ces armatures sont dimensionnées pour que le mur puisse reprendre l'effort tranchant sollicitant V_{Ed} .

Effort tranchant résistant de calcul de l'élément en l'absence d'armatures d'effort tranchant :

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_\ell f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad [\text{EN1992-1-1 : 2004, 6.2.2}]$$

$$\text{Avec une valeur minimum : } V_{Rd,c,\min} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

Expressions qui se calculent avec :

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \text{ avec } d \text{ en mm} \quad \rightarrow k = \min(1.2 ; 2) = 1.2$$

$d = 4363\text{mm}$, centre de force des armatures (fichier Excel)

$$\rho_{\ell} = \frac{A_{sv,tendues}}{b_{w0}d} \leq 0.02 \rightarrow \text{on impose } \rho_{\ell} = 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} [\text{MPa}] \rightarrow \sigma_{cp} = 0.59 < 0,2 f_{cd} = 4$$

$k_1 = 0.15$, valeur recommandée

$$b_{w0} = 250\text{mm}$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.26$$

D'où :

$$V_{Rd,c,\min} = 376\text{kN}$$

$$V_{Rd,c} = 719\text{kN}$$

Or $V'_{Ed} = 2572\text{kN}$, et selon la clause 5.4.2.5 (1) – (2) de l'Eurocode 8, cet effort tranchant obtenu de l'analyse doit être augmenté par un coefficient

$\varepsilon = \frac{q+1}{2}$ afin d'assurer que la plastification en flexion précède la formation de

l'état limite ultime en cisaillement :

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= V'_{Ed} \times \varepsilon \\ &= V'_{Ed} \times \frac{q+1}{2} \\ &= 2572 \times \frac{3+1}{2} \\ &= 5144\text{kN} \end{aligned}$$

$$V_{Rd,c} = 719\text{kN} < V_{Ed} = 5144\text{kN} \rightarrow \text{les armatures sont nécessaires}$$

Effort tranchant pouvant être repris par les armatures d'effort tranchant horizontales:

Diamètre d'une barre : $\phi_{sh} = 14\text{mm}$

Espacement des armatures : $d_{sh} = 90\text{mm}$

$$A_{sh} = 62810\text{mm}^2$$

La résistance à l'effort tranchant est la plus petite des valeurs suivantes :

$$\text{- Résistance des étriers : } V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cotg \theta$$

$$\text{- Résistance des bielles comprimées de béton : } V_{Rd,\max} = \frac{\alpha_{cw} b_{w0} z v_1 f_{cd}}{\cotg \theta + \tg \theta}$$

avec θ : inclinaison des bielles comprimées de béton. On prends $\theta = 45^\circ$

$$s = d_{sh} = 90\text{mm}$$

$$\alpha_{cw} = 1.0$$

$$v_1 = 0.6$$

$$f_{cd} = 23.1\text{N/mm}^2$$

$$f_{ywd} = \sigma_s = \min(E_s \varepsilon_{cu}, f_{yd}) = \min(200000 \times 0.002, 500) = \min(400, 500) = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{sw} = 2 \times \pi \times 14^2 / 4 = 308\text{mm}^2$$

$$A_{sw,max} = \frac{\alpha_{cw} \nu_1 f_{cd} b_w \times s}{2 f_{ywd}} = \frac{1.0 \times 0.6 \times 23.1 \frac{250 \times 90}{400}}{2} = 390 \text{mm}^2$$

$$A_{sw} = \min(A_{sw} ; A_{sw,max}) = 308 \text{mm}^2$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.002$$

$$z = 4043 \text{mm (peut être estimé par } 0.8l_w = 4000 \text{ mm)}$$

$$V_{Rd,s} = 5532 \text{kN}$$

$$V_{Rd,max} = 6998 \text{kNm}$$

$$\rightarrow V_{Rd} = \min(V_{Rd,s} ; V_{Rd,max}) = 5532 \text{kN} > V_{Ed} = 5144 \text{kN} \rightarrow \text{OK}$$

Règles de l'Eurocode 2 concernant les armatures horizontales des voiles [9.6.3]:

$$A_{sh,min} = \max(25\% A_{sv,tot} ; 0.001 A_c)$$

$$= \max(25\% 30310 ; 0.001 1250000)$$

$$= 7578 \text{mm}^2 < A_{sh} = 62807 \text{mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$d_{max,h} = 400 \text{mm} > d_{sh} = 90 \text{mm} \rightarrow \text{OK}$$

Vérification du glissement :

Selon la clause 5.4.3.5.2 (4) de l'Eurocode 8, il convient de vérifier l'état limite ultime par rapport à l'effort tranchant vis-à-vis du glissement au niveau des reprises de bétonnage horizontales conformément à l'Eurocode 2 clause 6.2.5.

La longueur d'ancrage des armatures additionnelles nécessaire pour la résistance au glissement est augmentée de 50% par rapport à la longueur requise dans l'Eurocode 2.

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi}$$

Valeur de calcul de la contrainte de cisaillement à l'interface :
$$V_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z \cdot b_i}$$

Avec : $\beta = 1$ (hypothèse) ; β est le rapport de l'effort normal (longitudinal) dans le béton de reprise à l'effort longitudinal total dans la zone comprimée ou dans la zone tendue, calculé, à chaque fois, pour la section considérée

V_{Ed} est l'effort tranchant transversal ; on fait la vérification pour le V_{Ed} en base du mur : $V_{Ed} = 5144 \text{kN}$

$$z = 4043 \text{mm}$$

$$b_i = b_w = 250 \text{mm, largeur de l'interface}$$

Valeur de calcul de la contrainte de cisaillement à l'interface :

$$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd}$$

$$\text{Avec : } f_{cd} = 23.1 \text{N/mm}^2$$

$$c = 0.35, \text{ coefficient de cohésion}$$

$$\mu = 0.6, \text{ coefficient de friction (surface naturelle rugueuse sans traitement)}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = \frac{2}{1.3} = 1.54 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_n = \min\left(\frac{N_{Ed,min}}{A_c}; 0.6 \cdot f_{cd}\right) = \min\left(\frac{739500}{1250000}; 0.6 \cdot 23.1\right) = \min(0.6; 13.9) = 0.6$$

Contrainte engendrée par la force normale externe minimale à l'interface susceptible d'agir en même temps que l'effort de cisaillement ; elle est positive en compression, avec $\sigma_n < 0.6 f_{cd}$, et négative en traction. Lorsque σ_n est une contrainte de traction, il convient de prendre $c f_{ctd} = 0$.

$$\rho = A_{sv,tot}/A_i = 30310\text{mm}^2/1250000\text{mm}^2 = 0.024, \text{ avec } A_i = A_c, \text{ aire du joint}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$v = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.5, \text{ coefficient de réduction de la résistance du béton}$$

fissuré à l'effort tranchant (6.2.2 EC2)

$$\rightarrow V_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z \cdot b_i} = \frac{1 \cdot 5144000}{4040 \cdot 250} = 5.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rightarrow V_{Rdi} &= \min\left(c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha); 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}\right) \\ &= \min\left(0.35 \cdot 1.54 + 0.6 \cdot 0.6 + 0.024 \cdot 500 (0.6 + 0); 0.5 \cdot 0.5 \cdot 23.1\right) \\ &= \min(8.2; 6.1) = 6.1 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_{Rdi} = 6.1 \text{ N/mm}^2 \quad > \quad V_{Edi} = 5.1 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Armatures transversales (barres des cadres, étriers, épingles qui traversent l'épaisseur du mur)

$$\phi_{st} = 12 \text{ mm}$$

$s_t = d_{sh} = 90 \text{ mm}$ (les armatures transversales sont placées aux mêmes niveaux que les armatures horizontales d'effort tranchant)

Vérifications des dispositions constructives pour la ductilité locale de la clause 5.4.3.5.3 de l'Eurocode 8 :

Diamètre minimum :

$$\phi_{st,min} = \max\left(6 \text{ mm}; \frac{\phi_{s1,2}}{3}\right) = \max\left(6 \text{ mm}; \frac{36}{3}\right) = 12 \text{ mm} = \phi_{st} \quad \rightarrow \text{OK}$$

Espacement vertical maximum :

$$s_{t,max} = \min(100 \text{ mm}; 8\phi_{s1,2}) = \min(100 \text{ mm}; 8 \cdot 36) = 100 \text{ mm} > s_t = 90 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

Vérifications des règles de l'Eurocode 2 concernant les armatures transversales :

Ces armatures ne sont pas requises si la condition suivante est respectée :

$$A_{sv,tot} < 0.02 A_c \quad [9.6.4 (1)]$$

$$\text{Or } A_{sv,tot} = 30310 \text{ mm}^2 > 0.02 A_c = 25000 \text{ mm}^2$$

\rightarrow Ajouter des barres transversales selon les prescriptions imposées aux colonnes [9.5.3] :

4. Les effets P-Delta

D'après la clause 4.4.2.2 (2) de l'Eurocode 8, il n'est pas nécessaire de prendre en compte les effets de second ordre si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0.10$$

- Avec θ coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages ;
 P_{tot} charge gravitaire totale due à tous les étages situés au-dessus de l'étage considéré, y compris celui-ci, dans la situation sismique de calcul ;
 d_r déplacement relatif de calcul entre étages, pris comme la différence de déplacement latéral moyen entre le haut et le bas du niveau considéré ($d_s = q d_e$) ;
 d_e déplacement déterminé par une analyse linéaire basée sur le spectre de réponse de calcul (3.2.2.5) ;
 V_{tot} effort tranchant sismique total au niveau considéré ;
 h hauteur du niveau, entre étages.

$F_b = S_d m \lambda$, la force en base répartie de façon triangulaire sur chaque portique.

Dans les cas où $0,1 < \theta \leq 0,2$, les effets du second ordre peuvent être pris en compte approximativement en majorant les effets de l'action sismique par un facteur égal à $1/(1 - \theta)$.

	<i>Direction X</i>		<i>Direction Y</i>	
F_b	3956kN		3955kN	
déplacement horizontal déterminé par une analyse linéaire basée sur le spectre de réponse de calcul	$d_{e1X} = 3.7\text{mm}$ $d_{e2X} = 10.1\text{mm}$ $d_{e3X} = 18.4\text{mm}$ $d_{e4X} = 27.9\text{mm}$ $d_{e5X} = 37.8\text{mm}$ $d_{e6X} = 47.6\text{mm}$		$d_{e1Y} = 3.7\text{mm}$ $d_{e2Y} = 10.1\text{mm}$ $d_{e3Y} = 18.5\text{mm}$ $d_{e4Y} = 27.9\text{mm}$ $d_{e5Y} = 37.8\text{mm}$ $d_{e6Y} = 47.5\text{mm}$	
coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étage et coefficient correspondant $1/(1 - \theta)$ à chaque étage	$\theta_{1X} = 0.011$	coef $_{1X} = 1$	$\theta_{1Y} = 0.011$	coef $_{1Y} = 1$
	$\theta_{2X} = 0.019$	coef $_{2X} = 1$	$\theta_{2Y} = 0.019$	coef $_{2Y} = 1$
	$\theta_{3X} = 0.022$	coef $_{3X} = 1$	$\theta_{3Y} = 0.023$	coef $_{3Y} = 1$
	$\theta_{4X} = 0.023$	coef $_{4X} = 1$	$\theta_{4Y} = 0.023$	coef $_{4Y} = 1$
	$\theta_{5X} = 0.022$	coef $_{5X} = 1$	$\theta_{5Y} = 0.022$	coef $_{5Y} = 1$
	$\theta_{6X} = 0.02$	coef $_{6X} = 1$	$\theta_{6Y} = 0.02$	coef $_{6Y} = 1$

5. Eléments primaires et éléments secondaires

Les murs de contreventements sont les éléments primaires de la structure, et les portiques, les éléments secondaires. Afin de vérifier que les poutres et colonnes sont capables de suivre les murs de contreventements, 2 vérifications doivent être réalisées :

- La clause 4.2.2 (4) de l'Eurocode 8 impose que la contribution de tous les éléments secondaires à la raideur latérale ne dépasse pas de plus de 15% celle de tous les éléments sismiques primaires, ce qu'on peut traduire par la condition suivante :

$$\frac{\delta_w}{\delta_{MR}} = \frac{K_{MR}}{K_w} \leq 15\%$$

Avec δ_{MR} , le déplacement du sommet du bâtiment sans les murs de contreventement, soumis à une force horizontale unitaire ;
 δ_w , le déplacement du sommet du bâtiment avec les murs de contreventement et la même force horizontale unitaire ;
 K_{MR} , la raideur de la structure en portique, sans les murs ;
 K_w , la raideur de la structure avec les murs de contreventement.

Les contributions des éléments secondaires à la raideur latérale sont :

de 7% dans la direction X < 15% → OK

(avec $\delta_w = 47.5\text{mm}$ et $\delta_{MR} = 681.7\text{mm}$ sous l'effet des charges horizontales F_i déterminées à partir de F_b , utilisée pour la vérification des effets P-Delta)

de 5.6% dans la direction Y < 15% → OK

(avec $\delta_w = 47.6\text{mm}$ et $\delta_{MR} = 847.9\text{mm}$ sous l'effet des charges horizontales F_i déterminées à partir de F_b , utilisée pour la vérification des effets P-Delta)

- Lorsque la rotule est formée à la base du mur, la structure secondaire doit pouvoir suivre les murs de contreventements, avec un déplacement horizontal de $q \times d_e$. Les poutres et les colonnes doivent alors pouvoir résister aux sollicitations suivantes :

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + q \times M_{Ed,E}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + q \times N_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + q \times V_{Ed,E}$$

Avec $q = 3$, coefficient de comportement du bâtiment.

Si les poutres et les colonnes ne sont pas suffisamment résistantes, il faut vérifier que la ductilité en courbure μ_φ est suffisante. La valeur de la ductilité minimale en

courbure est donnée par : $\mu_{\varphi, \text{demande}} = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$

COLONNES

La plus chargée :

$$M_{Ed,E} = 21.8 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,E} = 351.5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,E} = 10.6 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,G} = 3.1 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,G} = 241.4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G} = 2.66 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= M_{Ed,G} + q \times M_{Ed,E} = 68.5 \text{ kNm} &< M_{Rd} &= 296.5 \text{ kNm} &&\rightarrow \text{OK} \\ N_{Ed} &= N_{Ed,G} + q \times N_{Ed,E} = 1296 \text{ kN} &< N_{Rd} &= 2380 \text{ kN} &&\rightarrow \text{OK} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + q \times V_{Ed,E} = 34.5 \text{ kN} &> V_{Rd} &= 26.9 \text{ kN} &&\rightarrow \text{NON} \end{aligned}$$

La plus fléchie :

$$M_{Ed,E} = 89.1 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,E} = 35.7 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,E} = 54.8 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,G} = 3.06 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,G} = 66.6 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G} = 2.23 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= M_{Ed,G} + q \times M_{Ed,E} = 270.4 \text{ kNm} &> M_{Rd} &= 94.4 \text{ kNm} &&\rightarrow \text{NON} \\ &\rightarrow \text{Vérifier la ductilité en courbure : } \mu_{\varphi, \text{demande}, M} = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{270.4}{94.4} = 2.9 \end{aligned}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + q \times N_{Ed,E} = 173.7 \text{ kN} < N_{Rd} = 2380 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + q \times V_{Ed,E} = 121.6 \text{ kN} > V_{Rd} = 35.1 \text{ kN} \rightarrow \text{NON}$$

Calcul de la ductilité en courbure de la section par la formule $\mu_{\varphi, \text{offre}} = \frac{\chi_u}{\chi_y}$, à l'aide d'une

formule approchée pour le calcul de la courbure élastique de la section :

Courbure ultime, établie par la feuille de calcul Excel sur base de $\varepsilon_{cu2} = 0.0035$, avec

$$N_{Ed} = 173.7 \text{ kN} : \chi_u = 0.063475 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Courbure élastique : } \chi_y = 2.12 \frac{\varepsilon_{syd}}{h_{rez}} = 2.12 \frac{0.0025}{3.5 \text{ m}} = 0.001514 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Ductilité offerte par la section : } \mu_{\varphi, \text{offre}} = \frac{\chi_u}{\chi_y} = 42 > \mu_{\varphi, \text{demande}, M} = 2.9 \rightarrow \text{OK}$$

POUTRES

Sollicitation aux appuis, là où les moments positifs ou négatifs dus aux charges sismiques sont les plus grands :

$$M_{Ed,E} = \pm 94.8 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,E} = 44.5 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,G} = -19.9 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,G} = 18.1 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Moment positif : } M_{Ed}^+ &= M_{Ed,G} + 3 \times M_{Ed,E} \\ &= -19.9 + 3 \times 94.8 \\ &= 264.5 \text{ kNm} < M_{Rd}^+ = 45.6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\rightarrow \text{Vérifier la ductilité en courbure : } \mu_{\varphi, \text{demande}, M^+} = \frac{M_{Ed}^+}{M_{Rd}^+} = \frac{264.5}{45.6} = 5.8$$

$$\begin{aligned} \text{Moment négatif : } M_{Ed}^- &= M_{Ed,G} + 3 \times M_{Ed,E} \\ &= -19.9 - 3 \times 94.8 \\ &= -304.3 \text{ kNm} < M_{Rd}^- = -87.7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\rightarrow \text{Vérifier la ductilité en courbure : } \mu_{\varphi, \text{demande}, M^-} = \frac{M_{Ed}^-}{M_{Rd}^-} = \frac{304.3}{87.7} = 3.5$$

$$\begin{aligned} \text{Effort tranchant : } V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 3 \times V_{Ed,E} \\ &= 18.1 + 3 \times 44.5 \\ &= 151.6 \text{ kN} > V_{Rd} = 58 \text{ kN} \rightarrow \text{NON} \end{aligned}$$

Ductilité en courbure de la section, selon l'Eurocode 8, cl. 5.3.4.1.2 (4) :

$$\rho = \rho' + \frac{0.0018 \frac{f_{cd}}{f_{yd}}}{\mu_{\varphi} \varepsilon_{sy,d}} \quad \rightarrow \quad \mu_{\varphi} = \frac{0.0018 \frac{f_{cd}}{f_{yd}}}{(\rho - \rho') \varepsilon_{sy,d}}$$

avec ρ pourcentage d'armatures de la zone tendue et ρ' pourcentage d'armatures de la zone comprimée, tous deux normalisés par bd , où b est la largeur de la membrure comprimée de la poutre.

$$\rightarrow \varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0.0025$$

$$f_{cd} = 23.1 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{sup}} = \frac{A_{s,\text{sup}}}{A_c} = \frac{628.3}{87500} = 0.0072$$

$$\rho_{\text{inf}} = \frac{A_{s,\text{inf}}}{A_c} = \frac{308}{87500} = 0.0035$$

$$\mu_{\varphi} = \frac{0.0018 \frac{f_{cd}}{f_{yd}}}{(\rho_{\text{sup}} - \rho_{\text{inf}}) \varepsilon_{sy,d}} = 7.7$$

En ne considérant que les armatures tendues :

$$\text{Moment positif : } \mu_{\varphi} = \frac{0.0018 f_{cd}}{\rho_{\text{inf}} \varepsilon_{\text{sy,d}} f_{yd}} = \frac{0.0018}{0.0035 \cdot 0.0025} \frac{23.1}{500} = 9.5$$

$$\text{Moment négatif : } \mu_{\varphi} = \frac{0.0018 f_{cd}}{\rho_{\text{sup}} \varepsilon_{\text{sy,d}} f_{yd}} = \frac{0.0018}{0.0072 \cdot 0.0025} \frac{23.1}{500} = 4.5$$

On peut aussi calculer la ductilité en courbure calculée par une formule approchée pour le calcul de la courbure élastique :

Pour un moment sollicitant positif :

Courbure ultime, établie par la feuille Excel en comptant $\rho' = 0$, $\rho = 0.0035$:

$$\chi_u = 0.106204 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Courbure élastique : } \chi_y = 1.7 \frac{\varepsilon_{\text{syd}}}{d} = 1.7 \frac{0.0025}{0.31\text{m}} = 0.01371 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Ductilité offerte par la section : } \mu_{\varphi, \text{offre}, M+} = \frac{\chi_u}{\chi_y} = 7.7$$

Pour un moment sollicitant négatif :

Courbure ultime, établie par la feuille Excel en comptant $\rho' = 0$, $\rho = 0.0072$:

$$\chi_u = 0.044078 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Courbure élastique : } \chi_y = 1.7 \frac{\varepsilon_{\text{syd}}}{d} = 1.7 \frac{0.0025}{0.307\text{m}} = 0.01384 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Ductilité offerte par la section : } \mu_{\varphi, \text{offre}, M-} = \frac{\chi_u}{\chi_y} = 3.8$$

Vérification des ductilités, prenant en compte les dernières calculées, avec la formule simplifiée de calcul de la courbure élastique :

$$\mu_{\varphi, \text{demande}, M+} = \frac{M_{\text{Ed}}^+}{M_{\text{Rd}}} = \frac{264.5}{45.6} = 5.8 < \mu_{\varphi, \text{offre}, M+} = 6.6 \rightarrow \text{OK}$$

$$\mu_{\varphi, \text{demande}, M-} = \frac{M_{\text{Ed}}^-}{M_{\text{Rd}}} = \frac{304.3}{87.7} = 3.5 < \mu_{\varphi, \text{offre}, M-} = 3.8 \rightarrow \text{OK}$$

Si l'on compare avec la formule de l'Eurocode 8, $\mu_{\varphi} = \frac{0.0018 f_{cd}}{\rho \varepsilon_{\text{sy,d}} f_{yd}}$:

$$\mu_{\varphi, \text{demande}, M+} = \frac{M_{\text{Ed}}^+}{M_{\text{Rd}}} = \frac{264.5}{45.6} = 5.8 < \mu_{\varphi, \text{offre}, M+} = 9.5 \rightarrow \text{OK}$$

$$\mu_{\varphi, \text{demande}, M-} = \frac{M_{\text{Ed}}^-}{M_{\text{Rd}}} = \frac{304.3}{87.7} = 3.5 < \mu_{\varphi, \text{offre}, M-} = 4.5 \rightarrow \text{OK}$$

On vérifie aussi que la résistance à l'effort tranchant est suffisante dans les poutres dans la situation sismique de calcul :

$$\begin{aligned}\text{Sollicitation : } V_d &= \gamma_{Rd} \frac{\sum M_{Rd,i}}{l} + V_{Ed,G} \quad (V_{Ed,G} \text{ comprends le poids mort et } \psi_{21} Q) \\ V_d &= 1.0 \frac{87.7 + 45.6}{5} + 18.1 \\ &= 44.8 \text{ kN} < V_{Rd} = 58 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$