

## Chapitre 17. Ossature métallique. Exemple de calcul.

### 17.1. Présentation de l'exemple.

L'exemple développe le prédimensionnement de l'ossature du bâtiment présenté à la Figure 17.1. Le but de ce prédimensionnement est d'établir de façon assez directe des dimensions des éléments structuraux proches des dimensions finales. On fait donc des approximations, ainsi qu'il est normal en projet parasismique, car les sollicitations dynamiques sont fonction des raideurs des éléments que précisément l'auteur de projet cherche à établir, de sorte que le processus itératif est difficile à éviter. L'exemple présenté est donc bien un prédimensionnement. On peut définir de façon plus raffinée les sections nécessaires des poteaux sur la hauteur du bâtiment et effectuer des analyses tridimensionnelles une fois que le problème a été dégrossi de façon satisfaisante.

L'exemple porte sur une ossature en portiques auto stables.

On sait que ce type d'ossature est flexible et que les limitations de déformation en service et de l'effet  $P-\Delta$  à l'état limite ultime déterminent souvent les dimensions des éléments. Pour cette raison, il est sage lors du prédimensionnement de choisir des sections de barres qui satisfont assez largement les critères sous charges gravitaires et de démarrer l'analyse en considérant un coefficient de comportement  $q$  inférieur au maximum autorisé par le code de référence. Le maximum est :

$$5 \times \alpha_1 / \alpha_1 = 5 \times 1,3 = 6,5.$$

De façon à converger rapidement vers des dimensions finales, la valeur de  $q$  considérée dans l'analyse sera :  $q = 4$ .

Le prédimensionnement consiste :

- d'abord à définir des sections minimales de poutres vérifiant les critères de flèche et de résistance sous les charges gravitaires
- ensuite à effectuer de façon itérative les étapes de calcul suivantes, jusqu'à satisfaire tous les critères de dimensionnement.

On peut effectuer l'analyse à l'aide de la méthode de la force latérale ou par réponse spectrale et superposition modale.

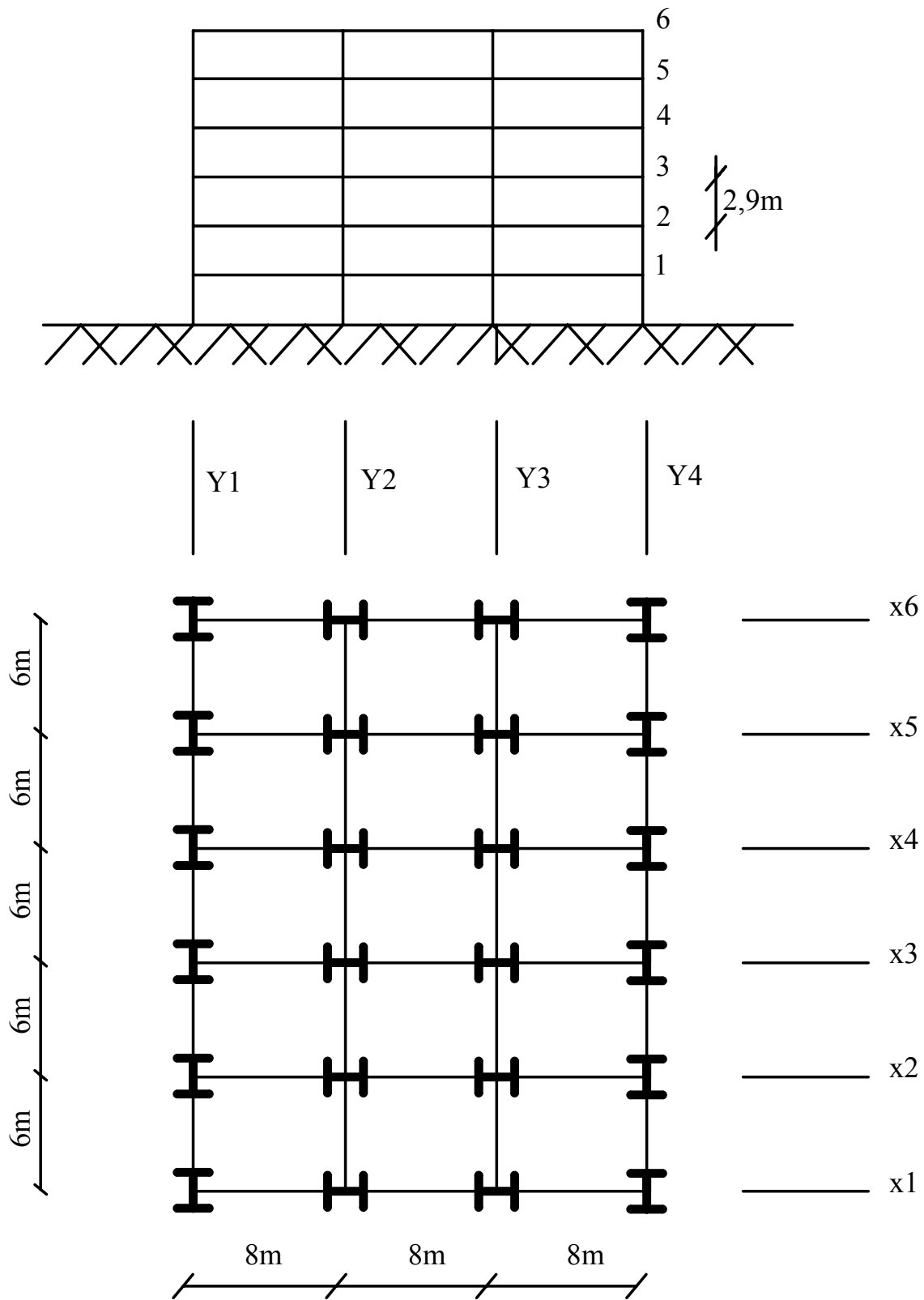


Figure 17.1. Structure étudiée.

Si on utilise la méthode de la force latérale, les étapes du calcul sont les suivantes :

- 1) définition des sections de poutres sous charges gravitaires
- 2) définition des sections des poteaux vérifiant la condition « poutres faibles-poteaux forts »

- 3) vérification des sections des poteaux au niveau rez en compression/flambage
- 4) calcul de la masse sismique ( $G + \psi_{Ei} Q$ ) de la structure
- 5) estimation de la période fondamentale de la structure par une formule approchée (Tableau 2.3).
- 6) calcul de la résultante de cisaillement  $F_b$  et répartition de  $F_b$  en forces d'étage
- 7) analyse statique d'un portique plan sous les forces d'étage amplifiées par un facteur pour tenir compte de la torsion
- 8) analyse statique sous les actions gravitaires du cas sismique ( $G + \psi_{Ei} Q$ )
- 9) vérification du caractère acceptable des effets  $P-\Delta$  (paramètre  $\theta$ ) dans la situation sismique (dans laquelle l'action gravitaire est ( $G + \psi_{Ei} Q$ ))
- 10) vérification des limites de déformation horizontales sous tremblement de terre de « service » (une fraction du séisme de projet, généralement 0,5).
- 11) Analyse statique sous charge gravitaire ( $G + \psi_{2i} Q$ )
- 12) Combinaison des sollicitations des pas 7) et 8) et vérifications de résistance

Si on utilise l'analyse dynamique (réponse spectrale et superposition modale), les étapes 5), 6) et 7) sont remplacées par :

5) analyse par réponse spectrale et superposition modale d'une ossature plane afin d'évaluer les sollicitations ; on tient compte des sollicitations de torsion en amplifiant le spectre de réponse.

L'analyse par réponse spectrale et superposition modale est une analyse dynamique qui tient compte de plusieurs modes de vibration et permet de les visualiser.

Dans la suite, on utilise ces 2 méthodes afin de comparer leur résultat en terme de période de vibration et de résultante de cisaillement.

Les données relatives au site et au bâtiment sont :

- Zone sismique:  $a_{gR} = 2,0 \text{ m/s}^2$
- Spectre de la zone: type 1
- Sol B => de Eurocode 8:  $S = 1,2$      $T_B = 0,15\text{s}$      $T_C = 0,5\text{s}$      $T_D = 2\text{s}$
- Coefficient de comportement:  $q = 4$
- Importance du bâtiment: immeuble de bureau,  $\gamma_1 = 1,0$     =>  $a_g = 2,0 \text{ m/s}^2$
- Charge de service  $Q = 3 \text{ kN/m}^2$

Les dimensions du bâtiment sont données à la Figure 17.1. L'orientation des poteaux est choisie de manière à obtenir:

- un pourcentage similaire de poteau fléchi suivant l'axe faible et l'axe fort dans les directions  $x$  et  $y$ .
- des poteaux présentant leur axe fort là où c'est le plus nécessaire pour respecter la condition "poutres faibles – poteaux forts" avec les poutres de plus grande hauteur, c'est à dire pour la direction  $x$  (portées de poutres les plus grandes) aux noeuds intérieurs.

## **17.2. Sections de poutre respectant la résistance en flexion et les limites de flèche sous charge gravitaire.**

### **Poutres de direction x. Vérification de flèche.**

Les poutres sont supposées encastées à leurs extrémités. Portée  $l = 8\text{m}$ .

Le portique dans la file X2 porte une largeur de plancher = 6m

Le poids du plancher est évalué à  $500\text{ kg/m}^2$ , tout inclus.

$$G \text{ plancher} : 6\text{m} \times 5\text{ kN/ m}^2 = 30\text{ kN/ m}$$

$$G \text{ murs} : 3\text{ kN/ m}$$

$$Q \text{ service} : 6\text{m} \times 3\text{ kN/ m}^2 = 18\text{ kN/ m}$$

$$G + Q = 30 + 3 + 18 = 51\text{ kN/m}$$

Limite de flèche:  $f = l/300$  sous  $G+Q = 51\text{ kN/m}$

$$f = pl^4 / 384EI = l/300$$

$$\Rightarrow I_{\text{requis}} = 300 pl^3 / 384E = (300 \times 51 \times 8^3) / (384 \times 0,2 \times 10^9) = 10199.10^4\text{ mm}^4$$

Section minimum de poutre dans la direction x: IPE 330 ( $I = 11770.10^4\text{ mm}^4$ )

### **Poutres dans la direction x. Vérification de résistance.**

$$1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 33 + 1,5 \times 18 = 71,55\text{ kN/m}$$

Les poutres sont supposées encastées à leurs extrémités:  $M_{\text{sd}} = 71,55 \times 8^2 / 12 = 381\text{ kNm}$

$$W_{\text{pl,min}} = 381.10^6 / 355 = 1075.10^3\text{ mm}^3$$

Section minimum de poutre dans la direction x: IPE 400 ( $W_{\text{pl}} = 1702.10^3\text{ mm}^3$ )

### **Poutres dans la direction y. Vérification de flèche.**

Les poutres sont supposées encastées à leurs extrémités. Portée  $l = 6\text{m}$ .

Le portique dans la file Y2 porte une largeur de plancher = 8m

$$G \text{ plancher} : 8\text{m} \times 5\text{ kN/ m}^2 = 40\text{ kN/ m}$$

$$G \text{ murs} : 3\text{ kN/ m}$$

$$Q \text{ service} : 8\text{m} \times 3\text{ kN/ m}^2 = 24\text{ kN/m}$$

$$G + Q = 67\text{ kN/m}$$

Limite de flèche:  $l/300$  sous  $G+Q = 67\text{ kN/m}$

$$f = pl^4 / 384EI = l/300$$

$$\Rightarrow I_{\text{requis}} = 300 pl^3 / 384E = (300 \times 67 \times 6^3) / (384 \times 0,2 \times 10^9) = 5653.10^4\text{ mm}^4$$

Section minimum de poutre dans la direction y: IPE 270 ( $I = 5790.10^4\text{ mm}^4$ )

### **Poutres dans la direction y. Vérification de résistance.**

$$1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 43 + 1,5 \times 24 = 58 + 36 = 94,05\text{ kN/m}$$

Les poutres sont supposées encastées à leurs extrémités:  $M_{\text{sd}} = 94,05 \times 6^2 / 12 = 282\text{ kNm}$

$$W_{pl,min} = 282.10^6 / 355 = 795.10^3 \text{ mm}^3$$

Section minimum de poutre dans la direction y: IPE 360 ( $W_{pl} = 1019.10^3 \text{ mm}^3$ )

### **Conclusions.**

Pour les charges gravitaires, les sections minima de poutre sont:

- direction x : IPE400  $W_{pl} = 1702.10^3 \text{ mm}^3$   $I = 23130.10^4 \text{ mm}^4$
- direction y : IPE360  $W_{pl} = 1019.10^3 \text{ mm}^3$   $I = 16270.10^4 \text{ mm}^4$

Sur base de ces valeurs, on commence les itérations vers des sections de poutres et poteaux satisfaisant tous les critères.

Les calculs présentés correspondent à un ensemble de sections de poutres et poteaux qui convient :

- Poutre dans la direction x: IPE500  $I = 48200.10^4 \text{ mm}^4$   $W_{pl} = 2194.10^3 \text{ mm}^3$
- Poutre dans la direction y: IPEA450  $I = 29760.10^4 \text{ mm}^4$   $W_{pl} = 1494.10^3 \text{ mm}^3$
- Poteaux: HE340M:  $I_{axe fort} = I_y = 76370.10^4 \text{ mm}^4$   $I_{axe faible} = I_z = 19710.10^4 \text{ mm}^4$   
 $W_{pl,HE340M,axe fort} = 4718.10^3 \text{ mm}^3$   $W_{pl,axe faible} = 1953.10^3 \text{ mm}^3$

### **17.3. Vérifications Poutres Faibles – Poteaux Forts.**

Critère de vérification « Poutres Faibles – Poteaux Forts » :  $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$

Dans la suite on désigne le critère par « POFO » (POteaux FOrtS).

On choisit un acier de nuance S355 pour les poutres et pour les poteaux et POFO s'écrit:

$$\sum W_{pl, poteaux} \geq 1,3 \sum W_{pl, poutres}$$

A chaque nœud intérieur, il y a 2 poutres (gauche+droite) et 2 poteaux (sup. et inf.) et POFO devient :

$$W_{pl, poteau} \geq 1,3 W_{pl, poutre}$$

Au noeuds extérieurs, il y a 1 poutre et 2 poteaux et POFO s'écrit:

$$2 W_{pl, poteau} \geq 1,3 W_{pl, poutre}$$

#### **Noeud intérieur, ligne Y2.**

$$W_{pl, poteau,axe faible} \geq 1,3 W_{pl,IPEA450}$$

$$\Leftrightarrow \text{HE340M: } W_{pl,axe faible} = 1953.10^3 \text{ mm}^3 > 1,3 \times 1494.10^3 = 1942.10^3 \text{ mm}^3$$

#### **Noeud extérieur, ligne Y2.**

Le critère POFO :  $2 W_{pl, poteau,axe faible} \geq 1,3 W_{pl,IPE450}$  est moins exigeant qu'au noeud intérieur et il est donc vérifié.

**Ligne Y1.**

Les poteaux sont orientés de telle sorte que la résistance en flexion d'axe fort des HE340M intervient, au lieu de l'axe faible ci dessus, de sorte que les critères POFO sont d'office satisfaits.

**Noeud intérieur, ligne X2.**

$$W_{pl,HE340M,axe\ fort} = 4718.10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,IPE500} \times 1,3 = 2194.10^3 \times 1,3 = 2852.10^3 \text{ mm}^3$$

$$4718.10^3 \text{ mm}^3 > 2852.10^3 \text{ mm}^3 \Rightarrow \text{Condition POFO vérifiée.}$$

**Noeud extérieur, ligne X2.**

$$\text{Condition POFO: } 2W_{pl, poteau,axe\ faible} \geq 1,3 W_{pl,IPE500}$$

$$2 W_{pl,HE340M,axe\ faible} = 1953 \times 2 = 3906.10^3 \text{ mm}^3 > 1,3 W_{pl,IPE500} = 2194.10^3 \times 1,3 = 2852.10^3 \text{ mm}^3$$

Condition POFO vérifiée.

**Conclusion.**

Des poutres de section IPE500 dans la direction x et de section IPEA450 dans la direction y vérifient la condition POFO avec des poteaux HE340M orientés comme indiqué à la Figure 17.1.

**17.4. Poteaux intérieurs. Vérifications en compression.**

$$\text{Surface rapportée: } 8 \times 6 = 48 \text{ m}^2$$

Le poids du plancher est, tout compris:  $5 \text{ kN/m}^2$ .

$$G_{\text{plancher}} = 48 \times 5 = 240 \text{ kN/niveau}$$

$$G_{\text{murs}} = (8 + 6) \times 3 = 42 \text{ kN/niveau}$$

$$G_{\text{ossature}}: 18,5 \text{ kN / niveau}$$

$$Q = 3 \text{ kN/m}^2 \times 48 = 144 \text{ kN}$$

$$1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 300,5 + 1,5 \times 144 = 622 \text{ kN/niveau}$$

$$\text{Compression en pied des poteaux: } 6 \times 622 = 3732 \text{ kN}$$

Longueur de flambement approximative :  $2,9 \text{ m}$  (= hauteur d'étage)

$$\text{Elancement (profil HE340M, axe faible, } i = 79\text{mm): } 2900/79 = 36,7$$

$$\text{Elancement Eulerien } \lambda_E : 76,4 \text{ (acier S355)} \Rightarrow \text{élancement réduit } \bar{\lambda} = 0,48 \Rightarrow \chi = 0,85$$

$$A_c = 31580 \text{ mm}^2$$

$$N_{b,Rd} = 0,85 \times 31580 \times 355 = 9529 \text{ kN} > 3732 \text{ kN}$$

### **17.5. Poteaux intérieurs. Résistance plastique flexionnelle au pied.**

Des rotules plastiques peuvent se former en pied des poteaux. Leur résistance doit être évaluée en tenant compte de l'interaction entre l'effort axial et le moment fléchissant, suivant Eurocode 3 (cl. 6.2.9.1) dans la situation sismique de calcul.

$$N_{Ed} = G + \psi_{Ei} Q = (300,5 + 0,15 \times 144) \times 6 = 1932 \text{ kN}$$

La valeur  $\psi_{Ei} = 0,15$  résulte de  $\psi_{Ei} = \varphi \psi_{2i}$  avec  $\psi_{2i} = 0,3$  (bureaux) et  $\varphi = 0,5$  (niveaux à occupation indépendante).

$$N_{pl,Rd} = 355 \times 31580 = 11210 \cdot 10^3 \text{ N} = 11210 \text{ kN}$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,17$$

$$a = (A - 2bt_f) / A = (31580 - 2 \times 309 \times 40) / 31580 = 0,22 > 0,17 (= n)$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - 0,17) / (1 - 0,5 \times 0,22) = 355 \times 4718 \cdot 10^3 \times 0,93 = 1562 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_{N,y,Rd} = 1562 \text{ kNm}$$

$$n < a \Rightarrow M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd} = 355 \times 1953 \cdot 10^3 \text{ Nmm} = 693 \text{ kNm}$$

### **17.6. Evaluation de la masse sismique.**

L'unité de masse est le kg (une masse d'un kg correspond à une force gravitaire de 10N).

Surface totale de plancher à un niveau:  $30 \times 24 = 720 \text{ m}^2$

$$G_{plancher} = 500 \text{ kg/m}^2 \times 720 = 360\,000 \text{ kg /niveau}$$

Cloisons et façades. Longueur total à un niveau:  $30\text{m} \times 4 + 24\text{m} \times 6 = 264 \text{ mct}$

$300 \text{ kg/m} \Rightarrow 79200 \text{ kg / niveau}$

$G_{toit}$ .

Equipement, moteur des ascenseurs, conditionnement d'air, réservoir d'eau, etc : on l'estime aussi à  $79200 \text{ kg}$

$$G_{ossature}: \quad \text{poteaux HE340M: } 2,9 \text{ m} \times 24 \times 248 \text{ Kg/m} = 17260 \text{ kg}$$

$$\quad \text{poutres IPE500: } 8\text{m} \times 3 \times 6 \times 90,7 \text{ Kg/m} = 13060 \text{ kg}$$

$$\quad \text{poutres IPEA450: } 30\text{m} \times 4 \times 67,2 \text{ Kg/m} = 8064 \text{ kg}$$

$$\quad \text{total } G_{ossature}: 38384 \text{ kg/niveau}$$

$$\psi_{Ei} \times Q \text{ (charge de service)} = \psi_{Ei} \times 300 \text{ kg/m}^2 \times 720 \text{ m}^2 = 0,15 \times 300 \times 720 = 32400 \text{ kg /niveau}$$

Masse sismique  $G + \psi_{Ei} Q$  d'un niveau:  $509984 \text{ kg}$

Masse sismique  $G + \psi_{Ei} Q$  du bâtiment (6 niveaux au dessus du sol):

$$6 \text{ (niveaux)} \times (360000 + 79200 + 38384 + 32400) = 3060 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

Remarques:

- L'ossature acier représente seulement 7,5 % de la masse sismique totale (elle pourrait être évaluée de façon approchée dans un prédimensionnement)

- Les planchers représentent 70 % de la masse sismique totale  $m$ ; une réduction de poids des planchers par l'utilisation d'un système adéquat réduit la masse sismique  $m$  et, en conséquence les sollicitations sismiques et le coût de l'ossature.

### **17.7. Evaluation du cisaillement résultant de calcul par la méthode des “forces latérales”.**

On utilise la méthode approchée dite des “forces latérales” (voir 2.13.3).

On estime la période fondamentale de la structure à l'aide d'une relation du Tableau 2.3:

$$T = C_t H^{3/4} \quad C_t = 0,085 \quad H = 6 \times 2,9\text{m} = 17,4 \text{ m} \Rightarrow T = 0,085 \times 17,4^{3/4} = 0,72 \text{ s}$$

On calcule la pseudo accélération correspondante  $S_d(T)$ :  $T_C < T < T_D$

$$\Rightarrow S_d(T) = (2,5 \times a_g \times S \times T_C) / (q \times T) = (2,5 \times 2 \times 1,2 \times 0,5) / (4 \times 0,72) = 1,04 \text{ m/s}^2$$

On calcule le cisaillement résultant de calcul  $F_{bR}$ :

$$F_{bR} = m S_d(T) \lambda = 3060 \cdot 10^3 \times 1,04 \times 0,85 = 2705 \cdot 10^3 \text{ N} = 2705 \text{ kN}$$

$F_{bR}$  est la résultante de cisaillement appliquée au bâtiment dans la direction  $x$  (ou  $y$  car ici la période  $T$  est estimée sur base de la seule hauteur de l'immeuble). Elle correspond une déformée purement translationnelle dans la direction  $x$  (ou  $y$ ).

Dans cet exemple, les calculs sont présentés pour l'ossature dans la direction  $x$ . Comme les 6 ossatures planes dans la direction  $x$  sont identiques et qu'on suppose les diaphragmes de plancher efficaces, le cisaillement résultant de calcul  $F_{bX}$  dans un plan vaut:

$$F_{bX} = F_{bR} / 6 = 451 \text{ kN}$$

On doit ajouter les effets de la torsion à ceux de translation. Dans la structure analysée, à cause de la double symétrie en  $x$  et  $y$ , le centre de gravité  $CM$  et le centre de torsion  $CR$  sont tout deux au centre géométrique du bâtiment à chaque niveau, de sorte que seule l'excentricité accidentelle provoque de la torsion. Dans cet exemple, on prend en compte la torsion en amplifiant  $F_{bX}$  par  $\delta = 1 + 0,6x/L$ .

Dans cette expression,  $L$  est la dimension horizontale du bâtiment perpendiculaire au mouvement sismique de direction  $x$  (30m), et “ $x$ ” est la distance du centre de rigidité au plan du portique où on veut évaluer l'effet de la torsion. On trouve l'effet le plus grand pour le plus grand “ $x$ ”, soit “ $x$ ” = 0,5  $L$  (15m), de sorte qu'en finale:  $\delta = 1 + 0,6 \times 0,5 = 1,3$

Le cisaillement  $F_{bX}$  de calcul incluant l'effet de torsion vaut:  $F_{bX} = 1,3 \times 451 \text{ kN} = 586 \text{ kN}$

[ Note: si le projet final est établi sur base de l'analyse plane décrite, il faut considérer la valeur:  $\delta = 1 + 1,2 x/L$  prescrite dans l'Eurocode 8. L'exemple est développé dans la perspective d'une analyse finale 3D dynamique avec superposition modale effectuée pour une ossature où l'approche présentée sert à établir des dimensions raisonnables des sections des poutres et poteaux. On y considère  $\delta = (1 + 0,6 x/L)$ , valeur proche de la valeur réelle pour des ossatures du type étudié ici].



**Définition des forces d'étages.**

Comme toutes les masses sismiques sont égales à chaque niveau, la distribution des forces d'étage est

triangulaire (Figure 2.17) et on trouve les forces d'étage par :  $F_i = F_b \cdot \frac{z_i}{\sum z_j}$

Le cisaillement résultant de calcul  $F_{bx}$  dans le portique X1, effets de torsion inclus, vaut:

$$F_{bx} = 586 \text{ kN}$$

Forces d'étage:

$$F_1 = 27,9 \text{ kN}$$

$$F_2 = 55,8 \text{ kN}$$

$$F_3 = 83,7 \text{ kN}$$

$$F_4 = 111,6 \text{ kN}$$

$$F_5 = 139,5 \text{ kN}$$

$$F_6 = 167,5 \text{ kN}$$

**Effets de l'action sismique.**

On trouve les sollicitations  $E$  engendrée par l'action sismique en effectuant une analyse statique dans laquelle les forces appliquées sont les forces d'étage.

Les résultats sont donnés en 15.11 où on les compare à ceux d'une analyse dynamique.

**17.8. Charges gravitaire pour la combinaison aux sollicitations sismiques.**

On vérifie les sections de poutre sous la combinaison gravité – séisme suivante:

$$G + \psi_{2i} Q = G + 0,3 Q$$

$$\psi_{2i} Q = 0,3 Q = 0,3 \times 300 \text{ kg} \times 720 \text{ m}^2 = 64800 \text{ kg /niveau}$$

La masse sismique totale à un niveau est :

$$G + 0,3 Q = 360000 + 79200 + 38384 + 64800 = 542384 \text{ kg}$$

Le portique de la ligne X2 porte 1/5 de cette masse (les lignes X1 et X6 portent chacune 1/10, alors que les lignes X2 à X5 portent chacune 1/5).

La charge  $(G + \psi_{2i} Q)$  /m de poutre dans la ligne X2 vaut:

$$542384 / (5 \times 24\text{m}) = 4520 \text{ kg/m}$$

$$G + \psi_{2i} Q = 45,2 \text{ kN/m}$$

**17.9. Analyse par réponse spectrale et superposition modale.**

On effectue l'analyse d'un portique dans le plan X1.

La masse sismique  $G + \psi_{Ei} Q$  pour un portique est 1/6 de la masse sismique totale du bâtiment.

Comme la longueur de la façade dans la direction  $x$  est égale à 24m long et qu'il y a 6 niveaux de poutres, la masse  $(G + \psi_{Ei} Q) / m$  de poutre vaut:

$$G + \psi_{Ei} Q = 3060000 / (6 \times 6 \times 24) = 3542 \text{ kg/m}$$

L'accélération de pointe vaut  $a_g = 2,0 \text{ m/s}^2$ . On doit ajouter les effets de la torsion à ceux de translation, ce qu'on réalise en amplifiant l'action (le spectre de réponse) par le coefficient  $\delta = 1,3$  comme expliqué plus haut, de sorte que la valeur de  $a_g$  considérée dans l'analyse vaut:

$$a_g = 2 \times 1,3 = 2,6 \text{ m/s}^2$$

### **17.10. Résultats de l'analyse.**

La Figure 17.2 présente le diagramme des moments de flexion sous séisme trouvé par la méthode des forces latérales.

La Figure 17.3 présente le diagramme des moments de flexion sous séisme trouvé par l'analyse dynamique (réponse spectrale –superposition modale). A cause de la moyenne quadratique qui y est pratiquée pour combiner les modes (SRSS=Square Root of the Sum of the Square), toutes les sollicitations, comme par exemple les moments de flexion, sont définies positives.

Le diagramme de la Figure 17.2 donne une image plus réaliste de la réalité à un instant donné, avec des moments en bout de poutre de signes opposés. En fait les moments de flexion sont alternativement positifs et négatifs en raison du renversement de signe des mouvements sismiques.

Les valeurs trouvées par l'analyse dynamique sont plus faibles que celles issues de l'analyse sous des forces latérales. Ceci résulte de l'évaluation correcte des périodes dans l'analyse dynamique: on trouve  $T_1 = 1,17 \text{ s}$  pour le 1er mode, ce qui est supérieur à  $0,72 \text{ s}$  considéré pour établir les forces latérales (voir 12.8) et on sait qu'une pseudo accélération  $S_d(T)$  plus petite correspond à une période  $T_1$  plus grande, si  $T_1 > T_C$  (voir spectre de calcul Eurocode 8). La masse associée au 1<sup>er</sup> mode est égale à 82,7 % de la masse sismique totale  $m$ . La période du 2<sup>e</sup> mode vaut:  $T_2 = 0,368 \text{ s}$  et la masse associée au 2<sup>e</sup> mode est égale à 10,4 % de la masse sismique totale  $m$ .

Les Figures 17.4 et 17.5 présentent les déformées des modes 1 et 2.

On donne aux Tableaux 17.1 et 17.2 les détails des vérifications relatives à la limitation de l'effet  $P-\Delta$  à la fois avec les résultats de l'analyse par la méthode des forces latérales et de l'analyse dynamique.

On donne dans ces Tableaux les résultantes horizontales de cisaillement trouvées par ces 2 méthodes: 586 kN (forces latérales, pour un portique) et 396 kN (réponse dynamique).

On peut noter que la valeur du paramètre  $\theta$  n'est pas très différente d'une analyse à l'autre.

$\theta$  est  $\leq 0,1$  aux niveaux 1, 4, 5 et 6.

On doit amplifier les moments de flexion et les autres sollicitations aux niveaux 2 et 3 par un facteur  $1 / (1 - \theta)$ , soit par 1,16 au niveau 2 et par 1,13 au niveau 3.

On montre à la Figure 17.6 les moments de flexion sous la combinaison utilisée pour la vérification des éléments structuraux:  $E + G + \psi_{2i} Q$  (le moments sont ceux établis par la méthode des forces latérales).

Le moment maximum dans les poutres est observé au niveau 2: 509,8 kNm

Ce qui donne après amplification par  $1/(1-\theta)$ :  $1,16 \times 509,8 = 591,4$  kNm

Les poutres sont des IPE500 :  $M_{pl} = 2194.10^3 \times 355 = 778,9$  kNm  $> 591,4$  kNm

Le moment maximum dans les poteaux intérieurs vaut: 426 kNm (en pied de poteau; les moments aux niveaux 1 et 2 sont inférieurs même avec l'amplification par  $1/(1-\theta)$ ).

Les poteaux intérieurs sont des HE340M qui présentent leur axe fort:

$$M_{pl} = 4718.10^3 \times 355 = 1674,9 \text{ kNm} > 426 \text{ kNm}$$

Le moment maximum dans un poteau extérieur vaut 195,2 kNm , à la base du poteau; les moments aux niveaux 1 et 2 sont plus petits, même après amplification par  $1/(1-\theta)$ .

Les poteaux extérieurs sont des HE340M qui présentent leur axe faible:

$$M_{pl} = 1953.10^3 \times 355 = 693,3 \text{ kNm} > 195,2 \text{ kNm}$$

Les vérifications sous séisme de service, qui est considéré comme la moitié du séisme de calcul, ne pose pas de problème. Les déplacements relatifs entre étages  $D_s$  valent la moitié de ceux repris aux Tableaux 17.1 ou 17.2, avec pour maximum:

$$D_s = 0,5 \times 0,054 \times 1/(1-\theta) = 0,031\text{m}$$

$$D_s / h = 0,031\text{m} / 2,9 = 0,0108 = 1,1 \%$$

Cette valeur est acceptable si les cloisons et remplissages sont indépendants de l'ossature.

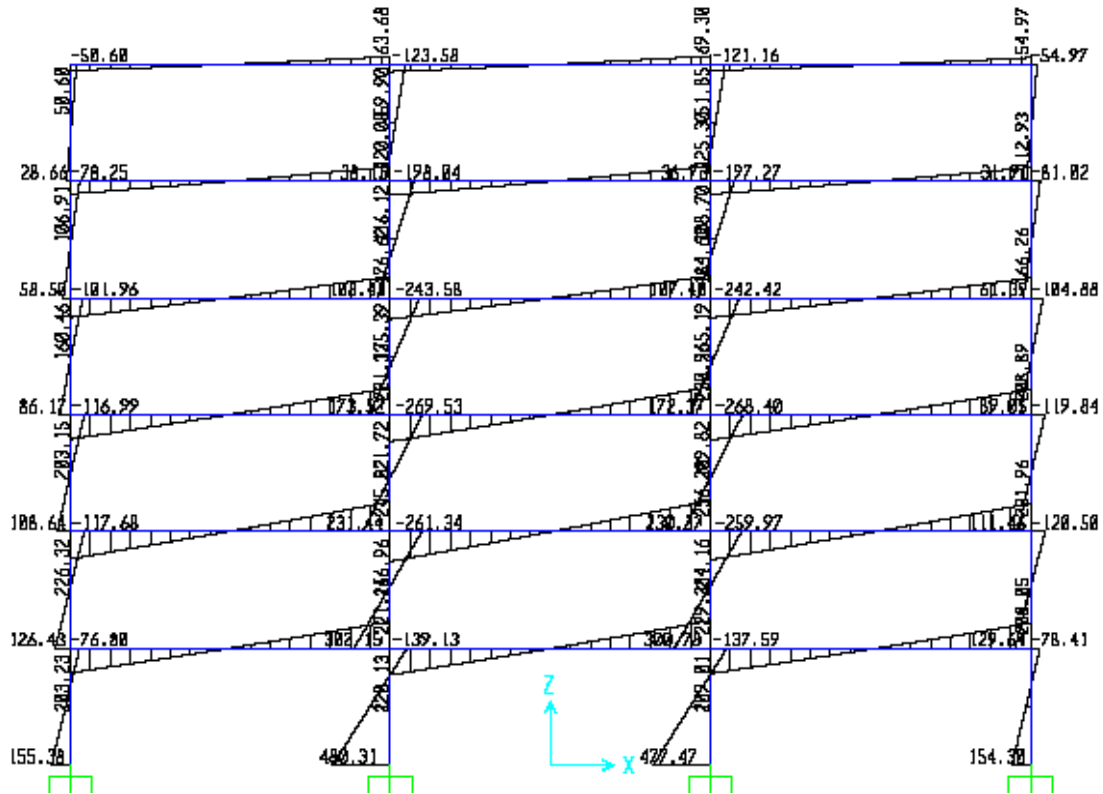


Figure 17.2. Diagramme des moments de flexion sous tremblements de terre obtenu par la méthode des forces latérales. Unité: kNm.

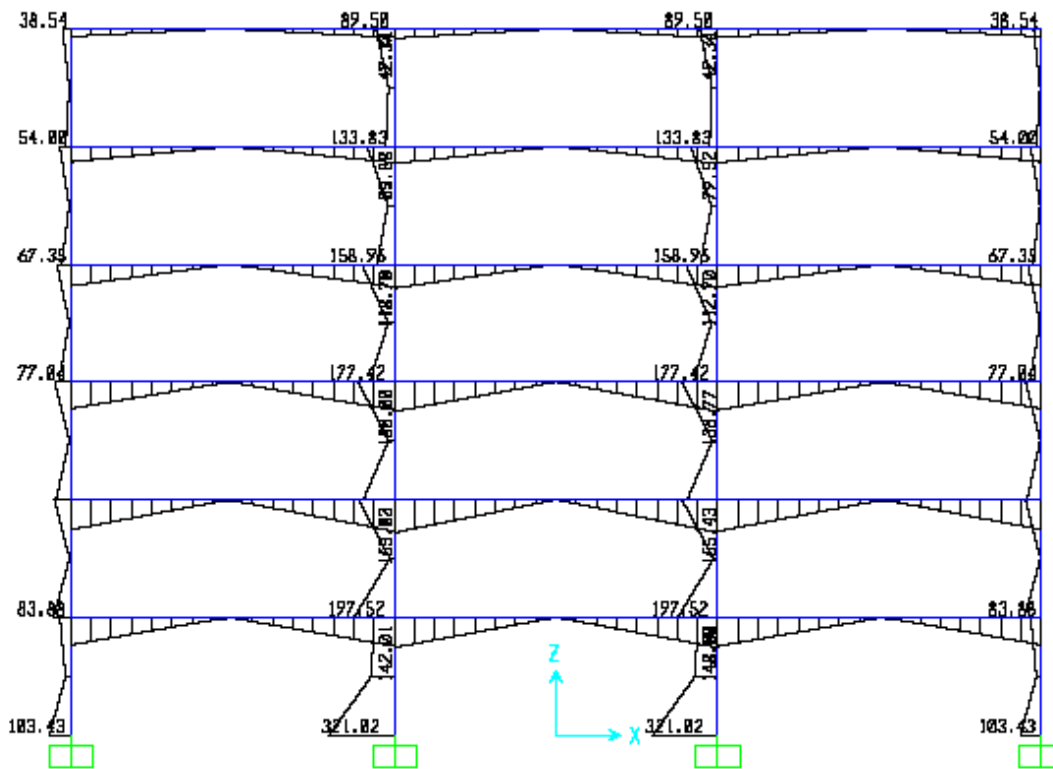


Figure 17.3. Diagramme des moments de flexion sous tremblement de terre obtenu par l'analyse dynamique. Unité: kNm.

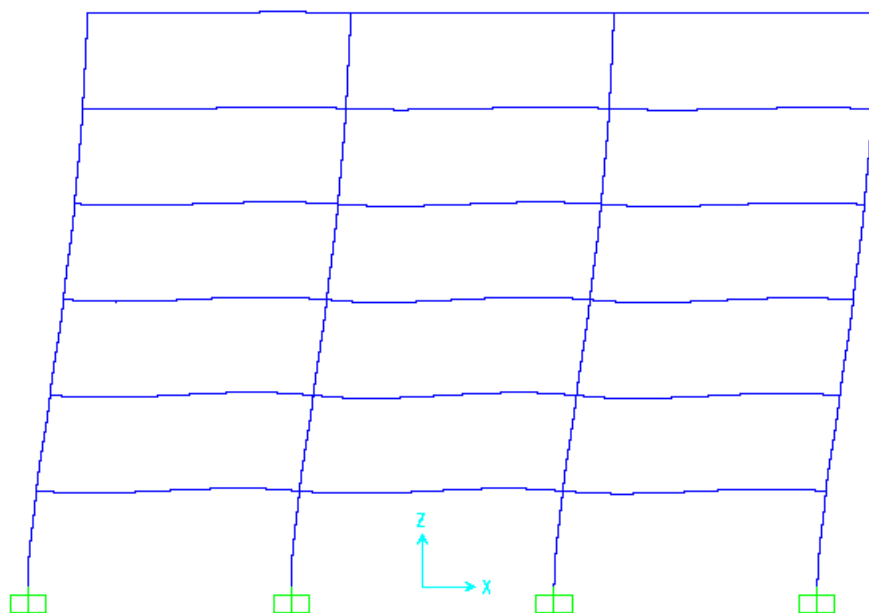


Figure 17.4. Déformée vibratoire du mode 1 (sans échelle).

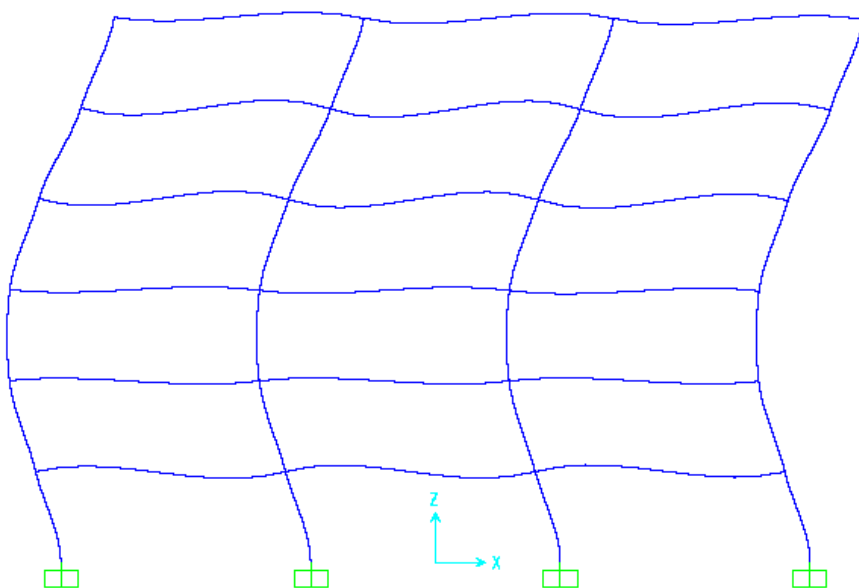


Figure 17.5. Déformée vibratoire du mode 2 (sans échelle).

**Tableau 17.1. Résultats de l'analyse par la méthode des forces latérales.**

<u>Méthode des forces latérales</u>					$= E_s + G + \psi_{Ei} \cdot Q$					$G + \psi_{Ei} \cdot Q = 35,42$ kN/m				
Niveau	Déplacement absolu du niveau : $d_i$ [m]		Déplacement relatif entre étages $(d_i - d_{i-1})$ : $d_{r,i}$ [m]		Force d'étage au niveau $E_i$ : $V_i$ [kN]		Cisaillement au niveau $E_i$ : $V_{tot}$ [kN]		Charge gravitaire résultante au niveau $E_i$ : $P_{tot}$ [kN]		Hauteur d'étage $E_i$ : $h_i$ [m]		Coefficient de sensibilité à effet P-D $(E_i - E_{i-1})$ : $\theta$	
E <sub>0</sub>	d <sub>0</sub>	0	d <sub>r0</sub>											
E <sub>1</sub>	d <sub>1</sub>	0,033	d <sub>r1</sub>	0,033	V <sub>1</sub>	27,9	V <sub>tot 1</sub>	586,0	P <sub>tot 1</sub>	5100	h <sub>1</sub>	2,9	$\theta_1$	0,100
E <sub>2</sub>	d <sub>2</sub>	0,087	d <sub>r2</sub>	0,054	V <sub>2</sub>	55,8	V <sub>tot 2</sub>	558,1	P <sub>tot 2</sub>	4250	h <sub>2</sub>	2,9	$\theta_2$	0,141
E <sub>3</sub>	d <sub>3</sub>	0,139	d <sub>r3</sub>	0,052	V <sub>3</sub>	83,7	V <sub>tot 3</sub>	502,3	P <sub>tot 3</sub>	3400	h <sub>3</sub>	2,9	$\theta_3$	0,122
E <sub>4</sub>	d <sub>4</sub>	0,184	d <sub>r4</sub>	0,044	V <sub>4</sub>	111,6	V <sub>tot 4</sub>	418,6	P <sub>tot 4</sub>	2550	h <sub>4</sub>	2,9	$\theta_4$	0,093
E <sub>5</sub>	d <sub>5</sub>	0,216	d <sub>r5</sub>	0,033	V <sub>5</sub>	139,5	V <sub>tot 5</sub>	307,0	P <sub>tot 5</sub>	1700	h <sub>5</sub>	2,9	$\theta_5$	0,062
E <sub>6</sub>	d <sub>6</sub>	0,238	d <sub>r6</sub>	0,021	V <sub>6</sub>	167,5	V <sub>tot 6</sub>	167,5	P <sub>tot 6</sub>	850	h <sub>6</sub>	2,9	$\theta_6$	0,037
Coefficient de comportement :					q = 4					$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$				

**Tableau 17.2. Résultats de l'analyse dynamique.**

<u>Analyse dynamique.</u>					$= E_s + G + \psi_{Ei} \cdot Q$					$G + \psi_{Ei} \cdot Q = 35,42$ kN/m				
<u>Superposition modale</u>														
Niveau	Déplacement absolu du niveau : $d_i$ [m]		Déplacement relatif entre étages $(d_i - d_{i-1})$ : $d_{r,i}$ [m]		Force d'étage au niveau $E_i$ : $V_i$ [kN]		Cisaillement au niveau $E_i$ : $V_{tot}$ [kN]		Charge gravitaire résultante au niveau $E_i$ : $P_{tot}$ [kN]		Hauteur d'étage $E_i$ : $h_i$ [m]		Coefficient de sensibilité à effet P-D $(E_i - E_{i-1})$ : $\theta$	
E <sub>0</sub>	d <sub>0</sub>	0	d <sub>r0</sub>											
E <sub>1</sub>	d <sub>1</sub>	0,022	d <sub>r1</sub>	0,022	V <sub>1</sub>	26,6	V <sub>tot 1</sub>	396,2	P <sub>tot 1</sub>	5100	h <sub>1</sub>	2,9	$\theta_1$	0,099
E <sub>2</sub>	d <sub>2</sub>	0,057	d <sub>r2</sub>	0,035	V <sub>2</sub>	42,9	V <sub>tot 2</sub>	369,7	P <sub>tot 2</sub>	4250	h <sub>2</sub>	2,9	$\theta_2$	0,137
E <sub>3</sub>	d <sub>3</sub>	0,090	d <sub>r3</sub>	0,033	V <sub>3</sub>	50,0	V <sub>tot 3</sub>	326,8	P <sub>tot 3</sub>	3400	h <sub>3</sub>	2,9	$\theta_3$	0,118
E <sub>4</sub>	d <sub>4</sub>	0,117	d <sub>r4</sub>	0,027	V <sub>4</sub>	61,1	V <sub>tot 4</sub>	276,7	P <sub>tot 4</sub>	2550	h <sub>4</sub>	2,9	$\theta_4$	0,086
E <sub>5</sub>	d <sub>5</sub>	0,137	d <sub>r5</sub>	0,020	V <sub>5</sub>	85,0	V <sub>tot 5</sub>	215,6	P <sub>tot 5</sub>	1700	h <sub>5</sub>	2,9	$\theta_5$	0,054
E <sub>6</sub>	d <sub>6</sub>	0,148	d <sub>r6</sub>	0,012	V <sub>6</sub>	130,6	V <sub>tot 6</sub>	130,6	P <sub>tot 6</sub>	850	h <sub>6</sub>	2,9	$\theta_6$	0,027
Coefficient de comportement :					q = 4					$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$				

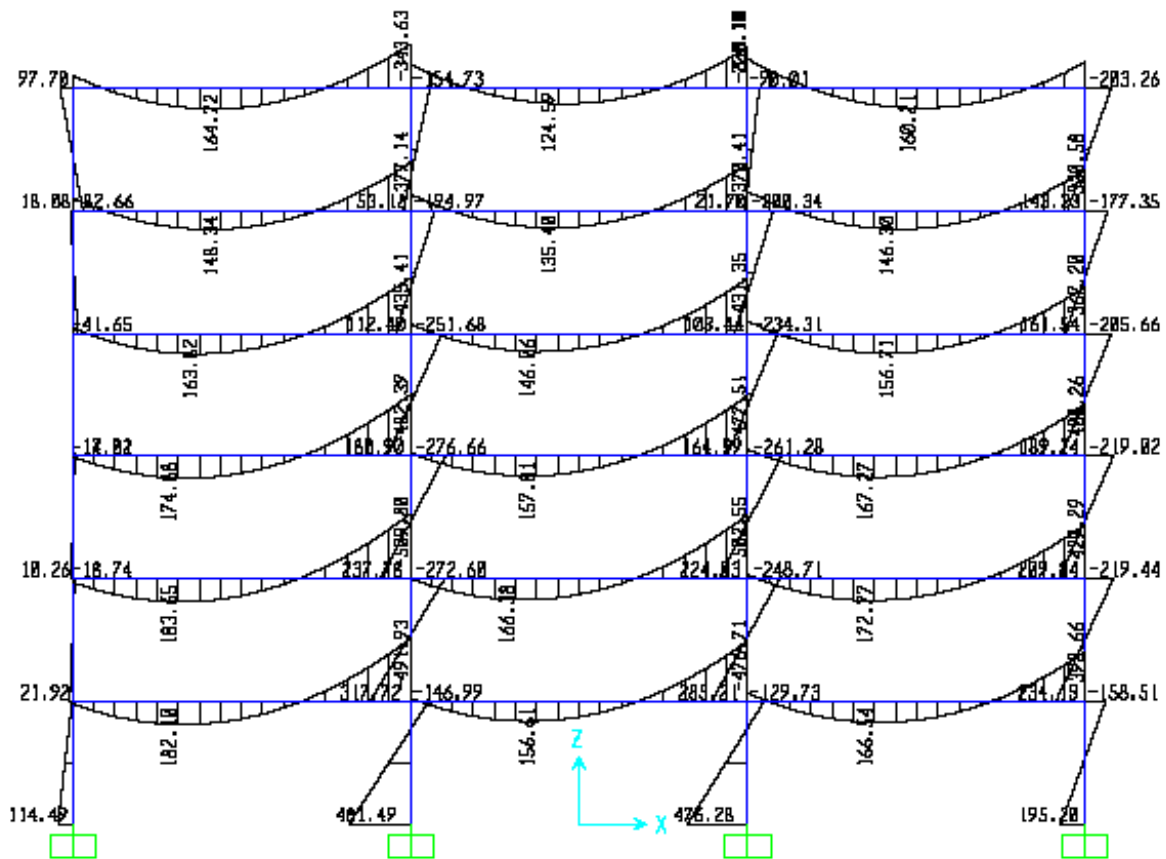


Figure 17.6. Diagramme des moments de flexion sous la combinaison utilisée pour la vérification des éléments structuraux:  $E + G + \psi_2 Q$ . Unité: kNm.

### **17.11. Dimensionnement de l'assemblage poteau –poutre à un joint intérieur dans la ligne X2.**

Le joint dans la ligne X2 assemble une poutre IPE500 à un poteau HE340M. Les deux profils sont de nuance S355. On choisit au Tableau 9.3 un assemblage adéquat pour la classe de ductilité DCH. Il s'agit d'un assemblage avec platine d'extrémité du type présenté à la Figure 9.37c: la platine débordante est soudée à la poutre en atelier et l'assemblage sur site est boulonné. La conception prend en compte l'existence d'un assemblage dans la ligne Y2, qu'on réalise de façon similaire: une platine débordante est soudée à la poutre IPEA450 à l'atelier et boulonnée sur site aux ailes du poteau. Figure 17.7 et 17.8.

Ci après, on présente seulement les vérifications pour l'assemblage dans la ligne X2.

### **Moment et effort tranchant de calcul à l'assemblage de la poutre IPE 500.**

Le moment et l'effort tranchant de calcul se réfère à une situation de calcul dans laquelle des rotule plastiques (flexionnelles) sont formées en bout de toutes les poutres dans la ligne X2, à tous les niveaux.

Les valeurs de calcul sont établies en tenant compte que la limite élastique réelle des poutres est probablement supérieure à la valeur nominale  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ , ce qui est pris en compte par le facteur  $\gamma_{ov}$  et un coefficient de sécurité partielle égal à 1,1:

$$M_{Rd,assemblage} \geq 1,1 \gamma_{ov} M_{pl,Rd,poutre} = 1,1 \times 1,25 \times 778,9 = 1071 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd,assemblage} \geq V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

$$V_{Ed,E} = 2 M_{pl,Rd,poutre} / l = 2 \times 778,9 / 8 = 194,7 \text{ kN}$$

On trouve  $V_{Ed,G}$  sous l'application de  $G + \psi_{2i} Q$  ( $= 45,2 \text{ kN/m}$ , voir plus haut)

$$V_{Ed,G} = 0,5 \times 8 \times 45,2 = 180,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,assemblage} \geq 180,8 + 1,1 \times 1,25 \times 194,7 = 448,5 \text{ kN}$$

On effectue un dimensionnement selon l'Eurocode 3 (EN1993-1-8), sur base de ces valeurs de calcul du moment et de l'effort tranchant, en tenant compte de règles spécifiques à l'Eurocode 8 (EN1998-1:2004) qui ont été expliquées au Chapitre 9.

### **Soudure entre platines et poutres.**

Des soudures bout à bout avec une préparation et une exécution adéquate (chanfrein en V, soudage avec reprise au dos) satisfont le critère de surdimensionnement des assemblages et aucun calcul n'est nécessaire.

### **Boulons.**

Le moment de calcul  $M_{Rd,assemblage}$  est transmis par 4 rangées de 2 boulons M36 de nuance 10.9.

Dans la rangée 1,  $h_r = 500 - 16 + 70 = 554 \text{ mm}$ .

Dans la rangée 2,  $h_r = 500 - 16 - 70 = 414 \text{ mm}$ .

La résistance  $F_{tr,Rd}$  d'un boulon M36, 10.9 en traction vaut:

$$F_{tr,Rd} = 0,9 f_u A_s / \gamma_{M2} = 0,9 \times 1000 \times 817 / 1,25 = 735,3 / 1,25 = 588,2 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,assemblage} = (554 + 414) \times 2 \times 588,2 = 1138 \cdot 10^3 \text{ kNmm} = 1138 \text{ kNm} > 1071 \text{ kNm}$$

Le cisaillement est repris par 6 boulons M20 de nuance 10.9 placés de part et d'autre de l'âme et calculé pour assurer la totalité du transfert de cisaillement.

Résistance de calcul des boulon en cisaillement:  $6 \times 122,5 / 1,25 = 588 \text{ kN} > 448,5 \text{ kN}$

Résistance à la pression diamétrale de la platine (épaisseur 40 mm, voir plus loin):

$$V_{Rd,plat} = (6 \times 193 \times 40) / (10 \times 1,25) = 3705 \text{ kN} > 448,5 \text{ kN}$$



**Platine d'extrémité de poutre.**

La traction totale de calcul  $F_{tr,Rd}$  appliquée par une aile de poutre à la platine vaut:

$$F_{tr,Rd} = M_{Rd} / (500 - 16) = 1071.10^3 / 484 = 2213 \text{ kN}$$

L'équation des travaux virtuels sur laquelle est basé le dimensionnement des platines d'extrémité dans l'EN1993-1-8 indique:

$$4 M_{pl,1,Rd} \times \theta = F_{tr,Rd} \times \theta \times m$$

$\theta$  est la rotation dans une ligne de flexion plastique qui s'étend sur la largeur de la platine (cette ligne est horizontale);  $M_{pl,1,Rd}$  est le moment plastique développé le long de cette ligne de plastification; 4 est le nombre de ligne développée quand l'effet de levier dans le boulon est accepté (voir Figure 17.9);  $m$  est la distance entre l'axe du boulon et la surface de l'aile (70 mm, voir Figure 17.8).

Si on veut que la rotule plastique se forme dans la poutre et non dans la platine, il faut :

$$4 M_{pl,1,Rd} \times \theta > F_{tr,Rd} \times \theta \times m$$

$$M_{pl,1,Rd} = (l_{eff} \times t^2 \times f_y) / 4\gamma_{M0}$$

$$l_{eff} = 300 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$(4 \times 300 \times t^2 \times 355) / 4 = 2213.10^3 \times 70$$

$$\Rightarrow t = 38,1 \text{ mm au minimum} \Rightarrow t = 40 \text{ mm}$$

**Remarque.**

Comme on observe que:

- l'épaisseur  $t_f$  de l'aile du poteau est aussi égale à 40 mm
- la distance à l'âme du poteau est égale à :  
(150/2) - ( $t_w$  / 2) = 75 - 21/2 = 64,5 mm < 70 mm
- la longueur d'une ligne de plastification dans l'aile du poteau est égale à  
(70 + 16 + 70) + (2x70) = 296 mm  $\approx$  300 mm

l'aile possède la résistance requise pour transmettre la traction en provenance de l'assemblage sans qu'il y ait nécessité de raidisseurs transversaux.

**Vérification de résistance de la platine d'extrémité de poutre et de l'aile du poteau au poinçonnement.**

La résistance  $B_{p,Rd}$  de la platine d'extrémité de poutre et de l'aile du poteau au poinçonnement par un boulon doivent être supérieures à la force de traction  $F_{tr,Rd}$  appliquée par un boulon:  $B_{p,Rd} > F_{tr,Rd}$

La vérification est la même pour la platine d'extrémité et pour l'aile du poteau, car elles ont même épaisseur (40 mm) et même limite élastique (355 N/mm<sup>2</sup>).

$$F_{tr,Rd} = 2213 / 4 = 553 \text{ kN}$$

On calcule  $B_{p,Rd}$  comme la résistance au cisaillement correspondent à l'extraction d'un cylindre de diamètre  $d_m$  de la tête du boulon (58 mm pour un boulon M36) et d'épaisseur égale à l'épaisseur  $t_p$  du plat (40 mm):

$$B_{p,Rd} = 0,6 \times 3,14 \times 58 \times 40 \times 500 / 1,25 = 2185 \cdot 10^3 \text{ N} = 2185 \text{ kN} > 553 \text{ kN}$$

### **Vérification de la résistance du panneau d'âme du poteau.**

Dans la situation de calcul, les rotules plastiques sont formées dans les sections de poutres adjacentes au poteau, à gauche et à droite de ce dernier. Le cisaillement horizontal de calcul  $V_{wp,Ed}$  dans le panneau est égal à:

$$V_{wp,Ed} = M_{pl,Rd, \text{ left}} / (d_{\text{left}} - 2t_{f,\text{left}}) + M_{pl,Rd, \text{ right}} / (d_{\text{right}} - 2t_{f,\text{right}}) + V_{Sd, c}$$

Si on néglige  $V_{Sd, c}$ , on trouve:

$$V = 2 \times 1071 \cdot 10^3 / (377 - 2 \times 40) = 7212 \text{ kN}$$

$$V_{wb,Rd} = (0,9 f_y A_{wc}) / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = (0,9 \times 355 \times 9893) / (\sqrt{3} \times 1,0) = 1824 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$V_{wb,Rd} = 1824 \text{ kN} \ll 7212 \text{ kN}$$

Il est donc nécessaire d'augmenter la section résistant au cisaillement. On réalise cette augmentation au moyen de plats additionnels qui devront apporter une résistance additionnelle égale à:

$$7212 - 1824 = 5388 \text{ kN}$$

Ceci correspond à une augmentation d'aire cisailée égale à:

$$(5388 \cdot 10^3 \sqrt{3}) / (355 \times 0,9) = 29209 \text{ mm}^2$$

Comme le dimensionnement de l'assemblage des poutres orientées selon  $Y$  conduit à 2 plats de 297 mm de long, on conclut que leur épaisseur doit valoir:

$$29209 / (2 \times 297) = 49,2 \text{ mm} \Rightarrow 50 \text{ mm. (voir Figure 15.7).}$$

### **Vérification de la résistance du panneau d'âme à la compression transversale.**

On se réfère à 6.2.6.2 de EN1993-1-8.

$$F_{c,wc,Rd} = \omega k_{wc} b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{y,wc} / \gamma_{M0}$$

On effectue une vérification en:

- fixant  $\omega$  et  $k_{wc}$  égaux à 1 et en considérant  $b_{\text{eff},c,wc} = t_{fb} + 5(t_{fc} + s) = 16 + 5(40 + 27) = 351 \text{ mm}$  (soit 2 hypothèses du côté de la sécurité)
- $\gamma_{M0} = 1,0$
- ignorant les plats d'assemblage des poutres de direction  $Y$

$$F_{c,wc,Rd} = 351 \times 21 \times 355 = 2616 \cdot 10^3 \text{ N} = 2616 \text{ kN} > F_{tr,Rd} = 2213 \text{ kN}$$

La condition est satisfaite; elle le serait plus encore si on tenait compte des plats d'assemblage des poutres de direction  $Y$ :

$$b_{\text{eff},c,wc} = t_{fb} + 5(t_{fc} + s) = 16 + 5(40 + 27 + 40 + 40) = 751 \text{ mm}$$

### Vérification de la résistance du panneau d'âme à la traction transversale.

On se réfère à 6.2.6.3 de EN1993-1-8.

$$F_{c,wc,Rd} = \omega b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc} / \gamma_{M0}$$

La vérification est identique à la précédente et donc satisfaite.

### 17.12. Commentaire sur les options de dimensionnement.

Le dimensionnement de l'ossature en portique présenté de 17.2 à 17.11 est conditionné par le respect des limites de déformation: limitation de l'effet  $P-\Delta$  sous séisme de calcul et du déplacement relatif sous séisme de service. Il résulte de ceci que les sections de poutres sont surabondantes par rapport à la résistance strictement nécessaire pour la résistance sismique:  $M_{pl,Rd} = 778,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 591,4 \text{ kNm}$  à l'endroit où la sollicitation de calcul est la plus élevée.

Pratiquer une redistribution de moments (voir 9.10.) n'aiderait pas, car celle-ci conduirait à de plus petites sections de poutres et une flexibilité accrue inacceptable.

Par contre, une réduction des sections de poutres dans le voisinage des assemblages d'extrémité est envisageable (voir les Figures 9.36 et 9.37.e). Cette réduction ne modifierait que de quelques % la raideur de la structure et celle-ci respecterait encore les limitations de déformations. Mieux, la réduction de section des poutres permettrait une réduction profitable des moments (et cisaillement) de calcul des assemblages poutre – poteau : aux nœuds intérieurs, le moment plastique  $M_{pl,Rd}$  des poutres IPE500 pourrait être réduit dans le rapport  $591,4/778,9$  et des assemblages réduits serait possibles dans les autres lignes, soit Y2, Y3, X2, X3, X5, X6.

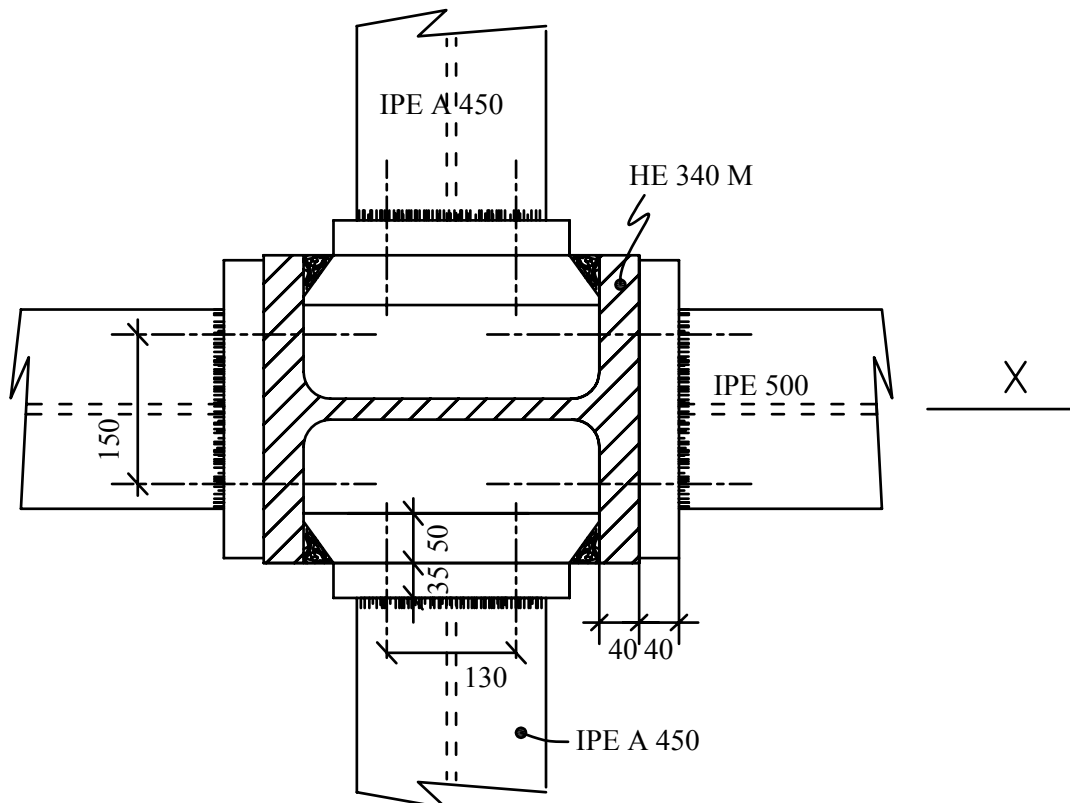


Figure 17.7. Vue en plan de l'assemblage poutre – poteau à un nœud intérieur.

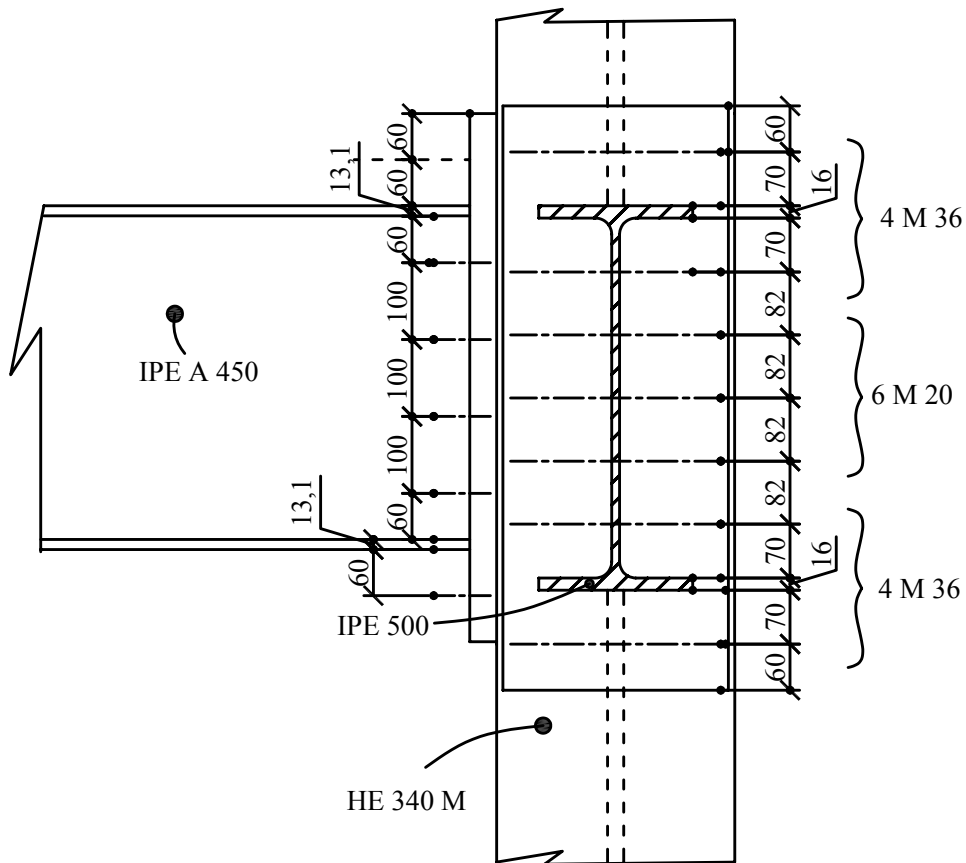


Figure 17.8. Vue en élévation de l'assemblage poutre – poteau à un nœud de façade.

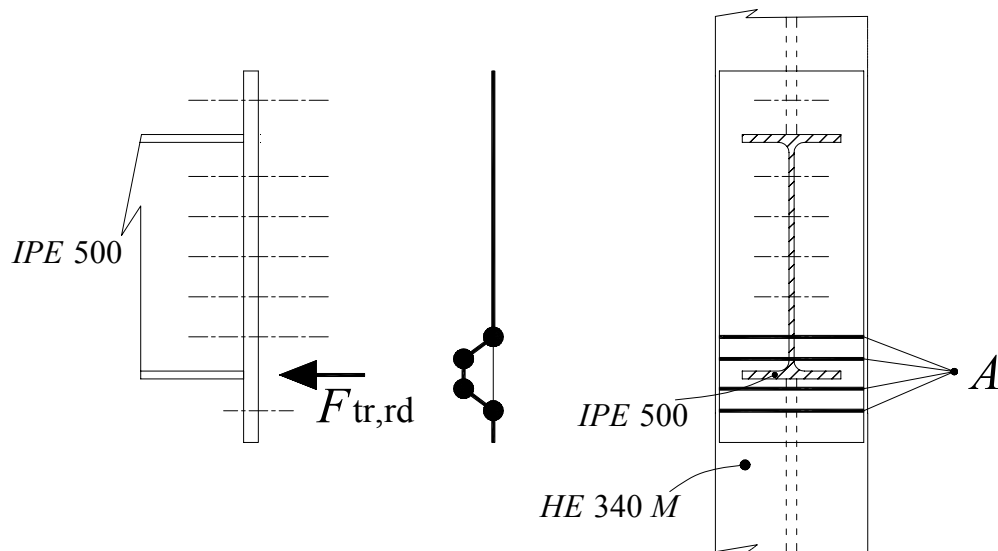


Figure 17.9. Mécanisme de déformation plastique de la platine d'about de la poutre IPE500.

### **17.13. Dimensionnement d'une réduction de section de poutre.**

#### **Objectif.**

L'analyse a indiqué un moment de flexion maximum égal à 592,4 kNm dans les poutres IPE500 de direction  $X$  sous combinaison sismique  $E + G + \psi_{2i} Q$ . Comme mentionné en 17.12, la marge de sécurité sur le résistance est égale à:  $778,9 : 592,4 = 1,32$ .

L'objectif du dimensionnement d'une réduction de section de poutre est de limiter le moment en bout de poutre à environ 592,4 kNm.

On pourrait, en principe réaliser cette condition en pratiquant la réduction de largeur d'aile dans la section d'assemblage de la poutre au Poteau, mais l'expérience a démontré qu'il est préférable pour la ductilité de disposer la réduction de section à quelque distance de l'extrémité de la poutre.

A cet endroit toutefois, le moment limite a une valeur un peu différente de 592,4 kNm et il faut la calculer. Figure 9.38. De plus, le moment de calcul est influence par l'accroissement général de flexibilité apporté à l'ossature par les réductions de section pratiquées.

Evaluons d'abord le moment de calcul dans la section réduite en tenant compte de ces deux éléments.

#### **Influence de l'accroissement de flexibilité dû à la réduction de section.**

La réduction de section accroît la flexibilité et le déplacement horizontal de 7% environ, ce qui entraîne une augmentation de  $\theta$  également de 7%. Il en résulte que les coefficients d'amplification  $1/(1-\theta)$  donnés au Tableau 17.2 doivent être recalculés en considérant les nouvelles valeurs de  $\theta$ , comme indiqué au Tableau 17.3.

**Tableau 17.3. Nouvelles valeurs du coefficient d'amplification  $1/(1-\theta)$ .**

Niveau	Coefficient $\theta$ de sensibilité au déplacement relatif entre étages		Coefficient d'amplification $1/(1-\theta)$
	sans RBS	avec RBS	avec RBS
1	0,099	0,105	1,11
2	0,137	0,147	1,17
3	0,118	0,126	1,14
4	0,086	0,092	1
5	0,054	0,057	1
6	0,027	0,028	1

Dans le dimensionnement, on ne considère que la valeur la plus pénalisante de  $1/(1-\theta)$ , soit 1,17, car toutes les réductions de sections seront identiques en dimension à tous les niveaux.

Le moment maximum appliqué en bout de poutres sous la combinaison  $E + G + \psi_{2i} Q$  sans considérer le coefficient d'amplification  $1/(1-\theta)$  était 509,8 kNm (niveau 2, travée de gauche, Figure 17.6).

Si on pratique des réductions de sections de poutres, le moment maximum est amplifié par 1,17 à cause de l'augmentation de flexibilité:  $1,17 \times 509,8 = 596,5$  kNm

On voit que ce résultat n'est pas très différent de la valeur sans réduction de section, soit 592,4 kN.

### **Influence de la distance entre la réduction de section et l'assemblage.**

Pour tenir compte du fait que la réduction de section est pratiquée à une certaine distance de l'assemblage, on doit choisir des dimensions qui respectent les recommandations données en 9.10.

Considérons:  $a = 0,5 \times b = 0,5 \times 200 = 100 \text{ mm}$

$$s = 0,65 \times d = 0,65 \times 500 = 325 \text{ mm}$$

La distance de la réduction de section à l'aile du poteau est  $a + s/2$

$$a + s/2 = 100 + 162,5 = 262,5 \text{ mm}$$

A l'extrémité de la poutre où on atteint le moment de flexion maximum, on peut approximer le diagramme des moments par une droite entre l'extrémité de la poutre et le 1/3 de la portée, de sorte que le moment de calcul dans la section réduite est calculé comme suit:

$$1/3 \text{ portée} = 8000 / 3 = 2666 \text{ mm}$$

$$M_{d,RBS} = 596,5 \times (2666 - 262,5) / 2666 = 537 \text{ kNm}$$

### **Définition de la découpe à la réduction de section.**

Comme indiqué en 9.10, il convient de choisir la réduction de section dans l'intervalle  $c = 0,20 b$  à  $0,25 b$ . Considérons  $c = 0,22b = 0,22 \times 200 = 44 \text{ mm}$ . Le moment plastique du IPE500 sans découpe vaut:  $W_{pl,y} f_y = 2194 \cdot 10^3 \times 355 = 778 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$

Ce résultat est obtenu comme l'addition de:

$$\text{Moment des ailes: } b t_f f_y (d - t_f) = 16 \times 200 \times 355 (500 - 16) = 549 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\text{Moment de l'âme: } t_w f_y (d - 2t_f)^2 / 4 = 10,2 \times 355 \times (500 - 32)^2 / 4 = 198 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Moment correspondant à l'arrondi de jonction âme - aile, par différence:

$$(778 - 549 - 198) \cdot 10^6 = 31 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Le moment plastique du IPE500 avec découpes se calcule comme suit:

$$b_e = b - 2c = 200 - 88 = 112 \text{ mm.}$$

$$\text{Moment des ailes: } b_e t_f f_y (d - t_f) = 112 \times 16 \times 355 (500 - 16) = 308 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Moment de la section réduite:

$$M_{pl,Rd,RS} = (308 + 198 + 31) \cdot 10^6 = 537 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 537 \text{ kNm}$$

Pour des raisons de fabrication, il est nécessaire de connaître le rayon  $R$  de la découpe (voir la Figure 9.37.e). On le calcule par:  $R = (4c^2 + s^2) / 8c = (4 \times 32^2 + 325^2) / (8 \times 32) = 857 \text{ mm}$ .

### **Moment et effort tranchant de calcul à l'assemblage.**

L'effort tranchant dans la section réduite en situation sismique correspond à la formation des rotules plastiques dans les sections réduites aux extrémités gauche et à droite de la poutre. On le calcule par:

$$V_{Ed,E} = 2 M_{pl,Rd,RS} / L'$$

$L'$  est la distance entre les rotules plastiques à gauche et à droite de la poutre.

$$L' = 8000 - 377 - (2 \times 262,5) = 7098 \text{ mm} = 7,098 \text{ m}$$

$$V_{Ed,E} = 2 \times 537 / 7,098 = 151 \text{ kN}$$

Le cisaillement  $V_{Ed,G}$  dans la section réduite sous l'action gravitaire  $G + \psi_{2i} Q$  vaut :

$$V_{Ed,G} = 0,5 \times 7,098 \times 45,2 = 160,4 \text{ kN}$$

Le cisaillement total dans la section réduite est égal à:

$$V_{Ed,E} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} V_{Ed,E} = 160,4 + 1,1 \times 1,25 \times 151 = 368 \text{ kN}$$

Le moment de calcul  $M_{Ed,assemblage}$  de l'assemblage en bout de poutre est:

$$M_{Ed,assemblage} = 1,1 \gamma_{ov} M_{pl,Rd,RS} + V_{Ed,E} \times X$$

$$\text{Avec } X = a + s/2 = 262,5 \text{ mm}$$

$$M_{Ed,assemblage} = 1,1 \times 1,25 \times 537 + 368 \times 0,2625 = 834 \text{ kNm}$$

La réduction de section de poutre a donc conduit à une réduction du moment de calcul de l'assemblage

$M_{Ed,assemblage}$  de 1071 kNm à 834 kNm, c'est à dire 28%.

La vérification d'effort tranchant à l'assemblage est:  $V_{Rd,assemblage} \geq V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$

La condition était:  $V_{Rd,assemblage} \geq 448 \text{ kN}$  sans réduction de section de la poutre.

Elle devient:  $V_{Rd,assemblage} \geq 368 \text{ kN}$  avec la réduction de section.

La réduction du cisaillement de calcul dans l'assemblage est de 21%.

#### **17.14. Economie réalisée grâce à la réduction de section de poutre.**

La réduction de section de poutre contribue de façon significative à l'économie du projet en permettant une réduction de 28% du moment de calcul à l'assemblage. Cette réduction se reporte de façon directe en une réduction du cisaillement de calcul du panneau d'âme du poteau. Ces deux réductions génèrent une réduction non négligeable des coûts.