

## Etude des systèmes de contreventement à treillis

## 1- Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. Il sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'au fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (« poutres au vent »), et en façade (« palées de stabilité »), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

## 2- Les différents types de contrevenements :

## 2.1- Contreventements de toiture : (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme la montre la figure ci-dessous. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

**Remarque :**

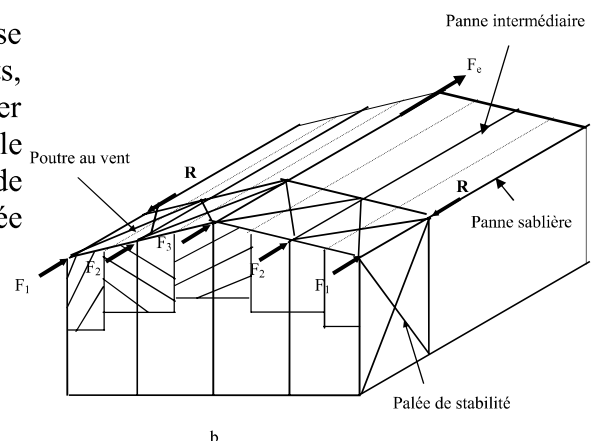
Dans les bâtiments de grande longueur, comportant des joints de dilatation, il est bon de prévoir au moins une travée de contreventement entre deux joints de dilatation.

## 2.2- Contreventement de façades: (palée de stabilité)

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre au fondations.

### 2.3- Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse (ferme) du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

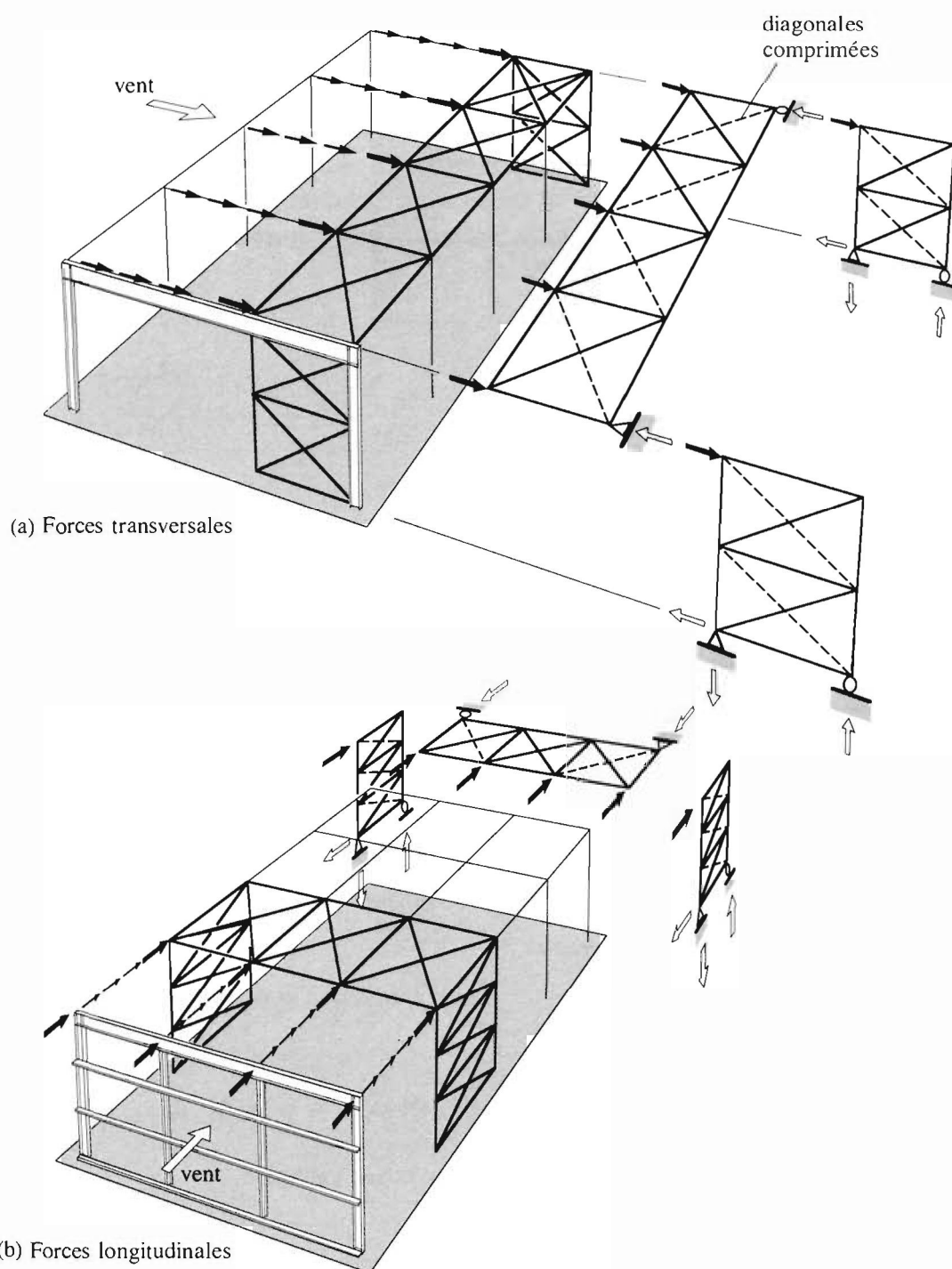


### 3 Contreventements triangulés

### 3.1 Treillis plans

La plupart des contreventements nécessaires à la stabilisation des structures métalliques de halles et de bâtiments sont réalisés par des barres de triangulation disposées entre les éléments porteurs (traverses ou sommiers, solives ou pannes, rangées de poteaux) de façon à constituer des poutres à

treillis. Ces dernières ne peuvent reprendre que des forces situées dans leur plan et, de préférence, agissant aux nœuds, car elles n'ont ni rigidité transversale (hors du plan), ni rigidité torsionnelle. La figure 1 donne des exemples de cheminement des forces transversales et longitudinales dans le cas d'une halle à toiture horizontale.



**Fig. 1** Cheminement des forces transversales et longitudinales dans le cas d'une halle à toiture horizontale.

la plupart des contreventements de toiture sont des poutres isostatiques extérieurement, mais hyperstatiques intérieurement car constituées de treillis doubles capables de résister aux forces de vent pouvant agir dans les deux sens. Pour simplifier le calcul, nous négligeons la résistance des barres comprimées (flambage) et la poutre à treillis devient statiquement déterminée intérieurement.

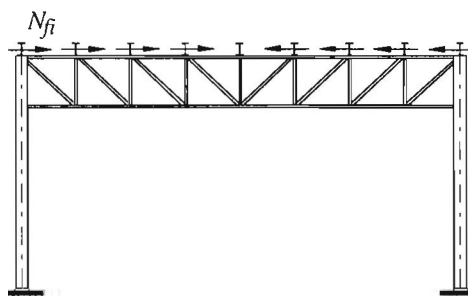
Pour un prédimensionnement, les efforts normaux dans les membrures, au milieu de la travée de la poutre à treillis isostatique constituant le contreventement,

$$N_f = \frac{M_w}{h}$$

$M_w$  moment de flexion horizontal dû au vent  
 $h$  hauteur statique du treillis de contreventement

Les efforts dans les barres du treillis (diagonales et montants) s'obtiennent par application du principe de la coupe, l'équilibre de chaque noeud devant être assuré.

Les efforts  $N_{fi}$  dans les membrures du contreventement de toiture constituent des efforts normaux supplémentaires dans les traverses. En cas de *fermes à treillis*, ils sont introduits dans la membrure supérieure de la traverse à l'endroit des nœuds communs au contreventement et à la ferme (fig.2(a)). En cas de *traverses à âme pleine* de hauteur constante (fig. 2(b)), les efforts de membrure du contreventement sont introduits dans l'aile supérieure; par conséquent, il faut tenir compte de l'excentricité  $e$  de ces efforts par rapport à l'axe de la poutre, ce qui engendre donc un moment de flexion verticale supplémentaire.



(a) Ferme à treillis



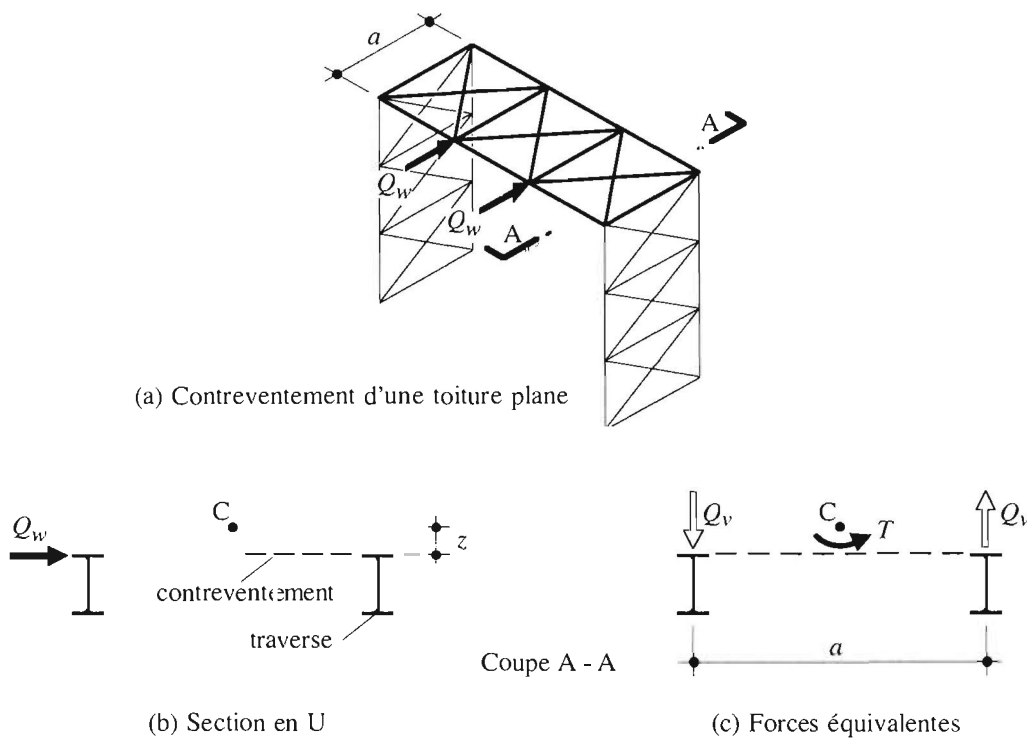
(b) Traverse à âme pleine

**Fig. 2** Introduction des efforts de membrure du contreventement dans la ferme.

Les contreventements transversaux disposés dans une toiture plane (fig. 3(a)) constituent des poutres à treillis sans inertie torsionnelle et chargées dans le plan de la toiture. Comme le contreventement n'est pas situé à l'axe de gravité des traverses, mais dans le plan des ailes supérieures de ces dernières, le calcul s'effectue comme pour une barre de section en U (fig. 3(b)) dont l'âme serait constituée par le treillis de contreventement et les ailes par les traverses de cadre. De plus, la force horizontale n'étant pas introduite au centre de cisaillement C de la section en U, mais dans son âme, il se produit un moment de torsion qui est repris par flexion verticale antisymétrique des deux traverses adjacentes au contreventement. Le moment de torsion vaut:

$$T = Q_w z$$

$Q_w$  force horizontale longitudinale due au vent  
 $z$  distance verticale entre le centre de cisaillement C et la force  $Q_w$



**Fig. 3** Sollicitations d'une section en U constituée du contreventement de toiture et de deux traverses.

La force verticale équivalente sollicitant les traverses vaut alors (fig. 3(c)):

$$Q_v = \frac{T}{a}$$

$a$  écartement des cadres

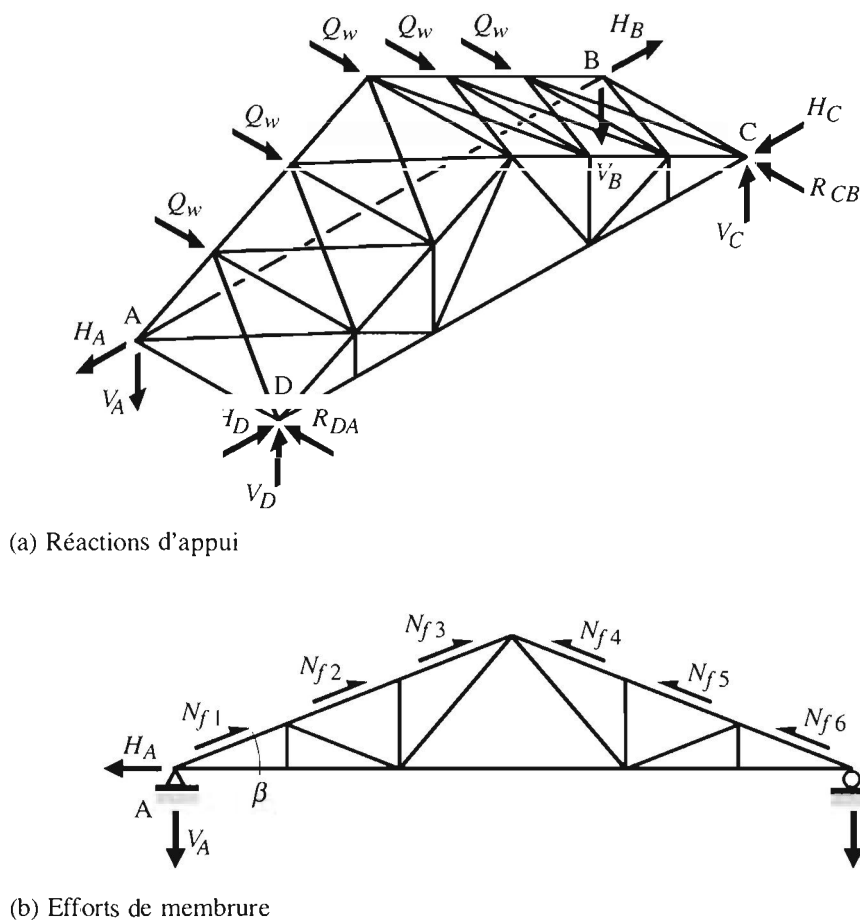
L'interaction entre les forces dues au moment de torsion  $T$  et les efforts normaux  $N_f$  dans les traverses doit être considérée lors de la vérification de la sécurité structurale.

### 3.2 Treillis non plans

Contrairement à la plupart des contreventements de toiture qui sont des treillis plans isostatiques extérieurement, les contreventements qui se trouvent dans les pans d'une toiture non plane sont en général hyperstatiques de degré 3 (fig 4(a)). En cas de symétrie de la géométrie et des charges longitudinales (par rapport à l'axe longitudinal de la halle, ce qui est souvent le cas) les réactions d'appui longitudinales  $R_{DA}$  et  $R_{CB}$  sont égales, de même que les réactions d'appui transversales ( $H_A = H_B$  et  $H_D = H_C$ ). Le problème se réduit à un système hyperstatique de degré 1.

Le calcul des efforts dans les barres d'un contreventement non plan, mais de géométrie et chargement symétriques, s'effectue également par l'application du principe de la coupe, en admettant que le treillis non plan est développé dans un plan horizontal, les vraies longueurs des barres étant conservées. Si le système n'est pas symétrique, il faut déterminer les efforts dans les barres à l'aide du diagramme des efforts tranchants de la poutre à treillis courbe ou plissée, chargée dans le plan des pans de la toiture.

L'effet de l'excentricité des forces longitudinales par rapport au centre de cisaillement de la section en U est pris en considération comme dans le cas des treillis plans.



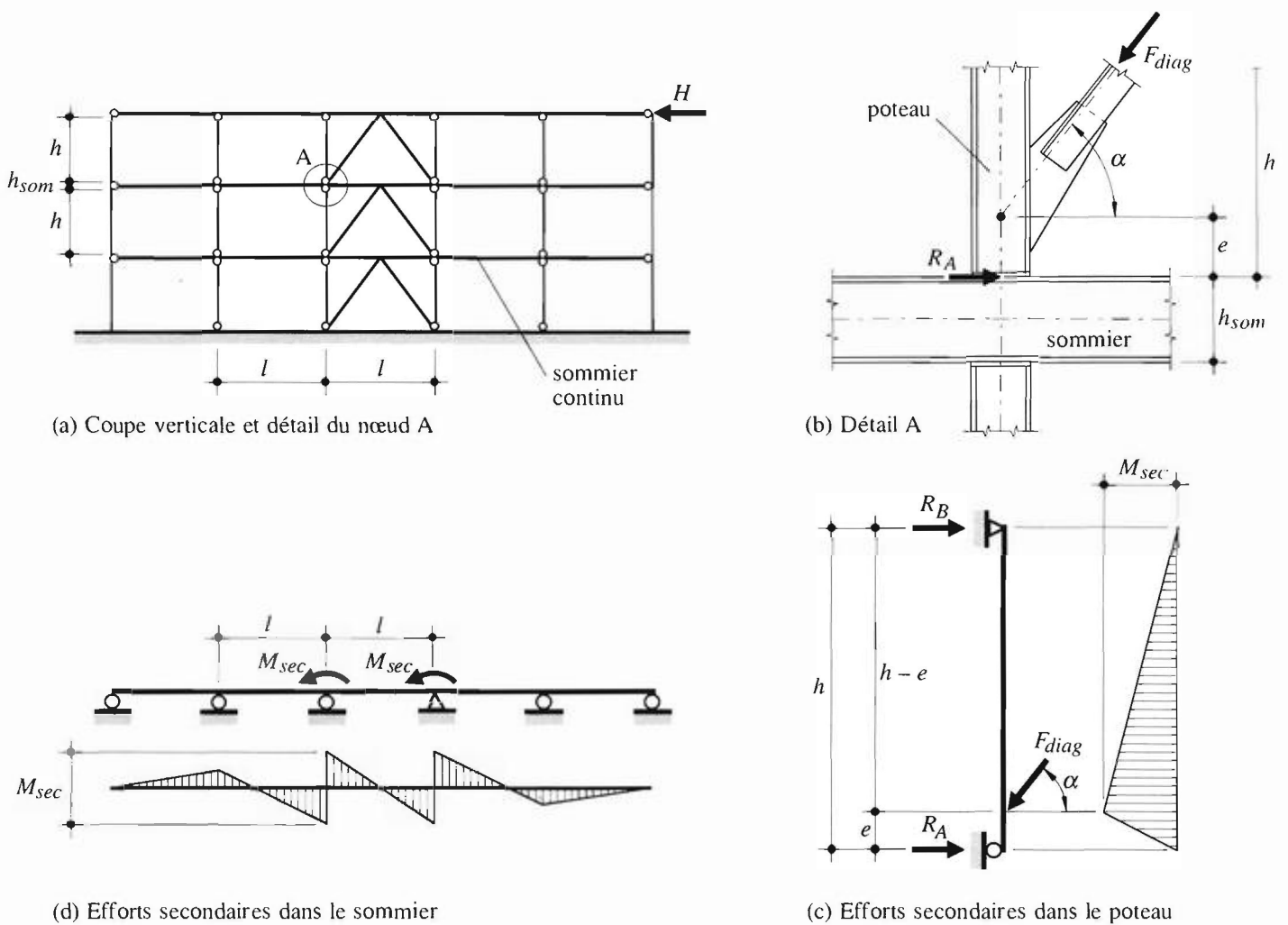
**Fig. 4** Efforts en cas de treillis non plan.

L'introduction des efforts de membrure du contreventement dans la ferme doit également être étudiée en fonction du type de ferme. Si la ferme est *triangulaire* (fig. 4(b)) ou *polygonale* et si le contreventement est situé dans les pans de la toiture, les efforts de membrure du contreventement provoquent une *force de déviation* verticale à l'endroit des changements de pente dont il faut tenir compte dans le calcul de la ferme. Si la membrure du contreventement est comprimée, la force verticale de déviation sollicite la ferme vers le bas. En revanche, dans une membrure de contreventement tendue, la force de déviation soulage la ferme.

### 3.3 Excentricités des barres de contreventement

Consacré au calcul des efforts dans les barres des poutres à treillis, que les efforts secondaires doivent être évités. Ces efforts secondaires peuvent être dus à l'excentricité des barres dans les nœuds, aux charges appliquées entre les nœuds et aux encastremements résultant de nœuds rigides. Dans les contreventements triangulés, la première catégorie d'efforts secondaires est prépondérante. En effet, pour des raisons de géométrie, les différentes barres constitutives d'un contreventement ne sont pas toujours coplanaires ou concourantes aux nœuds du treillis. Dans ces cas-là il faut, lors des vérifications, tenir compte des efforts secondaires dus aux excentricités.

Illustrons ceci à l'aide de l'exemple du contreventement vertical du bâtiment représenté à la figure 5(a). Les différentes barres constituant ce contreventement sont admises coplanaires; en revanche, leurs axes ne sont pas concourants aux nœuds.



**Fig. 5** Effet de l'excentricité des barres d'un contreventement vertical sur les efforts dans le sommier et les poteaux.

Etant donné l'excentricité géométrique  $e$  de l'axe de la diagonale (fig. 14.12(b)) par rapport au point d'articulation du poteau sur l'aile du sommier, les efforts secondaires dans les poteaux sont les suivants (fig. 5(c)):

réaction horizontale: 
$$R_A = F_{diag} \cos \alpha \frac{h-e}{h}$$

moment de flexion maximal: 
$$M_{sec} = R_A e$$

Dans un sommier, l'excentricité  $h_{som}/2$  de la réaction horizontale  $R_A$  du poteau crée aussi un moment secondaire qui est distribué par moitié dans chacune des travées adjacentes (fig. 5(d)):

$$M_{sec} = R_A \frac{h_{som}}{2}$$

Les moments secondaires doivent être pris en compte dans la vérification des éléments par cumul des contraintes (calcul élastique) ou à l'aide de formules d'interaction (calcul élastique-plastique).



De telles excentricités dans les nœuds sont volontairement prévues dans les ossatures de bâtiments situés dans les zones de risque sismique. Ceci permet de concentrer en un endroit de grandes déformations plastiques, et d'«absorber l'énergie» par la création de ces «amortisseurs».

### 3.4 Effets dus à la dilatation thermique

Nous avons vu que certaines dispositions des contreventements peuvent engendrer, en cas de dilatation thermique empêchée, des efforts supplémentaires dans la structure. On peut considérer les deux cas extrêmes suivants:

- *Dilatation libre* (fig. 6(a)). L'allongement de la halle vaut:

$$\Delta l_{th} = \varepsilon_{th} l = \alpha_T \Delta T l$$

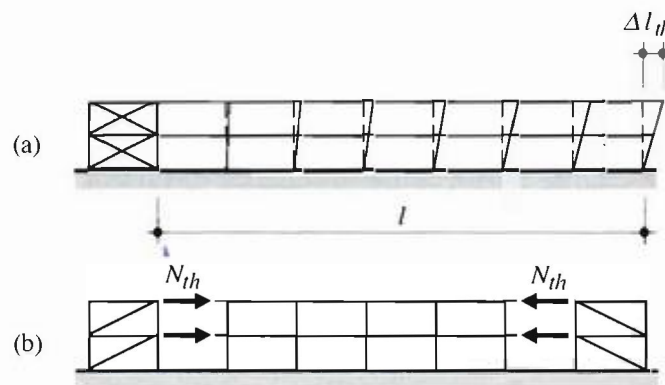
- *Dilatation empêchée* (fig. 6(b)). En admettant que les contreventements d'extrémité sont infiniment rigides (dilatation complètement empêchée), la contrainte normale dans une filière due à une élévation de température de  $\Delta T$  vaut:

$$\sigma_{th} = \varepsilon_{th} E = \alpha_T \Delta T E$$

L'effort normal correspondant dans la filière vaut alors:

$$N_{th} = \sigma_{th} A$$

- $l$  : longueur de la halle soumise à la dilatation  
 $\alpha_T$  : coefficient de dilatation thermique de l'acier ( $\alpha_T \cong 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ )  
 $E$  : module d'élasticité de l'acier ( $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$ )  
 $A$  : aire de la section de la filière



**Fig. 6** Halle avec dilatation thermique libre (a) et empêchée (b).

- *Dilatation partiellement empêchée*. En réalité, l'effort normal dans la filière sera plus petit que la valeur donnée car les contreventements sont déformables. Il est possible de déterminer l'effort normal dans la filière en fonction de la rigidité des contreventements en le calculant

soit par la méthode des forces et les conditions de compatibilité des déformations, soit par la méthode des déplacements (par exemple par ordinateur).

Un raisonnement similaire peut être effectué pour les pannes et le contreventement de toiture. En fait, comme ce dernier s'appuie sur le contreventement de façade, il y aura une interaction entre les deux contreventements. Si nécessaire (cas de halle ou bâtiment comportant une ossature métallique extérieure par exemple), une étude plus précise des efforts dus à une variation de température, à effectuer de préférence par ordinateur, ferait intervenir la dilatation des filières et des pannes, ainsi que les réactions des contreventements de façade et de toiture.

### 3.5 Inertie équivalente

L'inertie équivalente d'un contreventement triangulé  $I_{eq}$  peut être exprimée à l'aide d'une poutre équivalente, de même système statique, possédant la même flèche sous l'effet des mêmes forces. La flèche de la poutre à treillis due à l'effort tranchant (déformation axiale des montants et diagonales) doit également être prise en compte alors qu'elle est en général négligée pour une poutre à âme pleine (laminée ou composée soudée). La figure 7 illustre un exemple de calcul de l'inertie équivalente  $I_{eq}$  du contreventement par la méthode de l'énergie (calcul à effectuer de préférence par ordinateur). Les étapes sont les suivantes:

- Calculer les efforts  $N_{Qw,i}$  dans les barres, de longueur  $l_i$ , du treillis en poutre simple soumis à des forces concentrées  $Q_w$  appliquées au droit de chaque cadre, les diagonales comprimées étant négligées (fig. 7(a)).
- Calculer les efforts  $N_{1i}$  dans les barres du treillis en poutre simple soumis à une force unitaire 1 au milieu de la portée (à l'endroit où l'on veut connaître le déplacement), les diagonales comprimées étant aussi négligées (fig. 7(b)).
- Calculer la flèche  $w_{cv}$  à mi-travée du treillis de contreventement à l'aide de l'expression suivante:

$$1 \cdot w_{cv} = \int N_{1i} \varepsilon ds = \int N_{1i} \frac{N_{Qw,i}}{E A_i} ds = \sum_{i=1}^n \frac{N_{1i} N_{Qw,i}}{E A_i} l_i \quad (14.24)$$

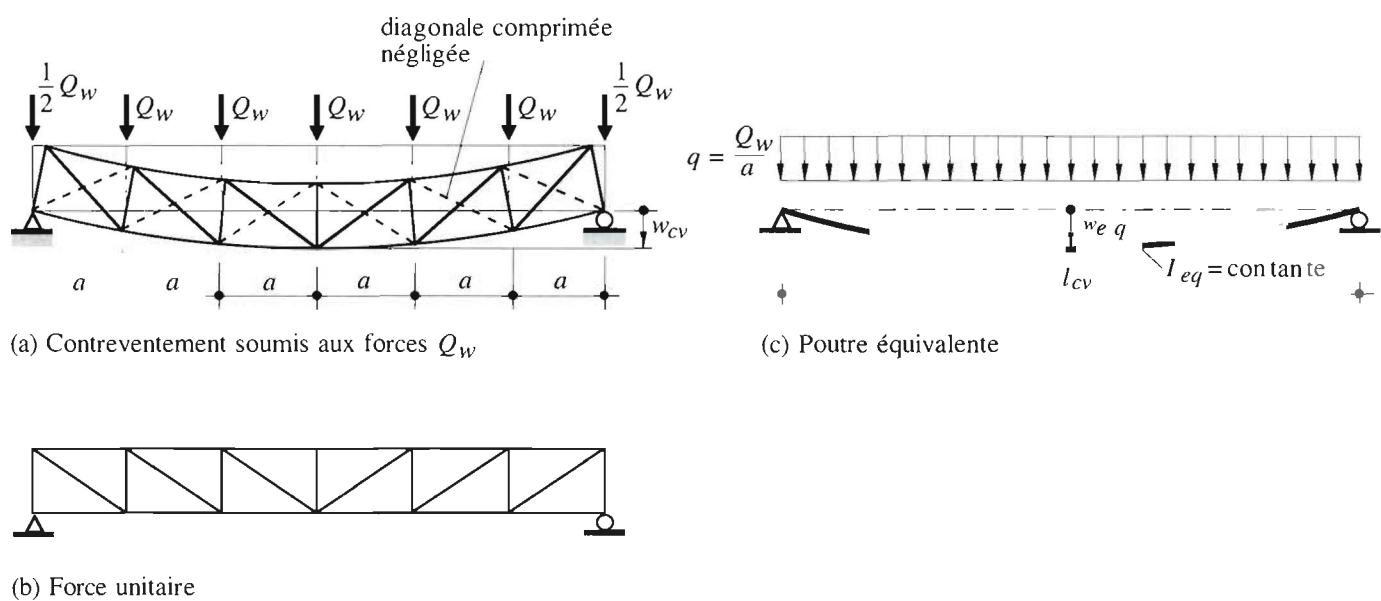
- Calculer la flèche  $w_{eq}$  de la poutre équivalente (fig. 14.14(c)). Les forces concentrées  $Q_w$  peuvent être remplacées par une charge uniformément répartie dès que l'on a plus de trois forces concentrées intermédiaires:

$$w_{eq} = \frac{5}{384} \frac{(Q_w/a) l_{cv}^4}{E I_{eq}} \quad (14.25)$$

- En égalant  $w_{cv}$  et  $w_{eq}$ , on trouve la valeur de l'inertie équivalente  $I_{eq}$  compte tenu de l'influence de l'effort tranchant, puisque les diagonales tendues sont prises en considération dans le calcul de la flèche du contreventement triangulé:

$$I_{eq} = \frac{5(Q_w/a) l_{cv}^4}{384 E} \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{N_{1i} N_{Qw,i}}{E A_i} l_i} \quad (14.26)$$





**Fig. 7** Illustration du calcul de l'inertie équivalente d'un contreventement.

## 14.5 Exemples numériques

Le cadre analysé dans l'exemple, non contreventé, ne satisfait pas la limitation du déplacement horizontal sous l'effet du vent. Nous allons, dans cet exemple, dimensionner deux éléments d'un contreventement longitudinal (reprenant les efforts transversaux) et déterminer l'influence de ce dernier sur le déplacement horizontal du cadre.

### 14.5.1 Calcul d'un contreventement triangulé

#### Données

on suppose les éléments porteurs de la halle (traverse, montant) suivants. Les éléments du contreventement longitudinal de toiture de la halle que nous allons dimensionner, soit la diagonale d'extrémité et la panne intermédiaire centrale, sont montrés à la figure 8

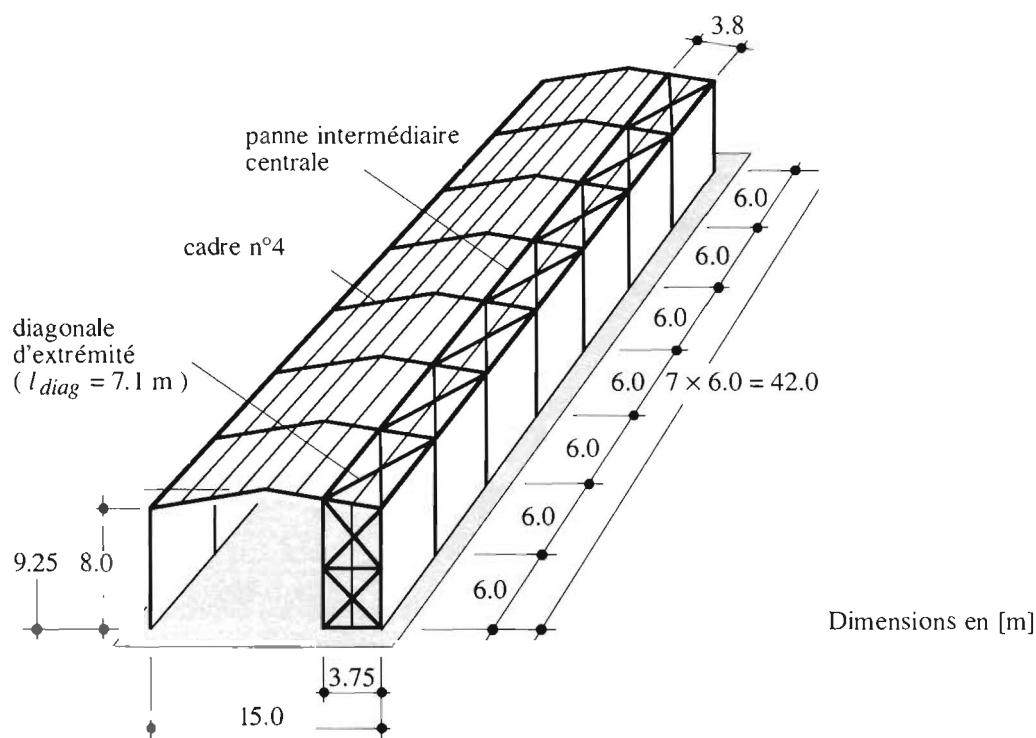


Fig. 8 Disposition du contreventement longitudinal.

Le prédimensionnement donne les profils suivants :

Diagonale

$$\lambda_{Kmax} = 250 \Rightarrow i_{zmin} = \frac{l_K}{\lambda_{Kmax}} = \frac{7100 \text{ mm}}{250} = 28.4 \text{ mm}$$

Choix: UNP 300 ( $i_z = 29.0 \text{ mm}$ )

### Panne intermédiaire

Les pannes dimensionnées sont des IPE 140 (sans tirant). La panne intermédiaire qui fait partie du contreventement est soumise à un effort normal supplémentaire, ce qui conduit au choix d'un profil HEB 140 (même hauteur que les pannes courantes). La panne de bord, qui fait aussi partie du contreventement, est moins sollicitée en flexion verticale. Elle n'est pas vérifiée dans cet exemple.

### Charges à considérer

Les charges sur la halle et les éléments sont données. Celles qui sont utilisées dans cet exemple sont les suivantes :

- Cadre
  - Vent transversal :  $q_{r,w} = 3.8 \text{ kNm}$  et  $2.2 \text{ kN/m}$ , respectivement (fig. 9)
- Diagonale
  - Poids propre:  $g_{diag} = 0.462 \text{ kN/m}$
- Panne intermédiaire
  - Poids propre:  $g_a = 0.337 \text{ kNm}$
  - Poids des éléments non porteurs:  $q_{fin} = 0.95 \text{ kNm}$
  - Neige:  $q_{r,s} = 2.43 \text{ kN/m}$

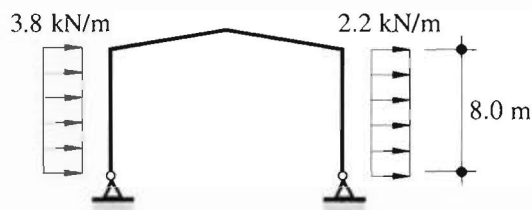


Fig. 9 Forces sur un cadre dues au vent transversal.

### Situations de risque

- Diagonale
  - La diagonale est soumise à la flexion due à son poids propre  $g_{diag}$  et à un effort normal dû au vent.
  - Vent transversal prépondérant:  $1.3 g_{diag} + 1.5 q_{r,w}$
- Panne intermédiaire
  - La panne est soumise à la flexion gauche composée d'effort normal. La dépression due au vent n'est pas prise en compte.
  - N°5: Neige prépondérante:  $1.3 g_a + 1.5 q_{r,s} + 1.3 q_{fin} + 0.8 q_{r,w}$
  - N°6: Vent prépondérant:  $1.3 g_a + 1.5 q_{r,w} + 1.3 q_{fin} + 0.8 q_{r,s}$

### Efforts intérieurs

Les efforts intérieurs dans les éléments du contreventement longitudinal ont été calculés avec un logiciel permettant de prendre en compte les effets tridimensionnels.

Les efforts normaux dus au vent se rapportant aux éléments du contreventement à dimensionner sont résumés dans le tableau 1. Ces efforts dépendent du sens du vent agissant horizontalement sur la halle.

**Tableau 1** Efforts normaux dus au vent.

Elément	$N_{max}$ [kN]
Diagonale d'extrémité	$\pm 68$
Panne intermédiaire centrale	$\pm 230$

### Sécurité structurale de la diagonale

- Efforts intérieurs

$$M_{dz} = 1.3 \frac{g_{diag} l_{diag}^2}{8} = 1.3 \frac{0.462 \text{ kN/m} \cdot (7.1 \text{ m})^2}{8} = 8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_d = 1.5 N_{max} = 1.5 \cdot (-68 \text{ kN}) = -102 \text{ kN}$$

- Vérification au flambage

Le flambage se produit selon l'axe faible, donc dans le même sens que la flexion due au poids propre.

On utilise alors la formule suivante:

$$\frac{N_d}{N_K / \gamma_R} + \frac{1}{1 - \frac{N_d}{N_{cr}}} \frac{\omega M_{dmax}}{M_R / \gamma_R} \leq 1.0$$

avec  $\omega = 1.0$  (barre chargée transversalement)

- Longueur de flambage:

$$l_{Kz} = l_{diag} = 7100 \text{ mm}$$

- Charge critique de flambage élastique:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{l_{Kz}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 4.95 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{(7100 \text{ mm})^2} = 203.5 \cdot 10^3 \text{ N} = 203.5 \text{ kN}$$

- Moment résistant:

$$M_R = M_{plz} = f_y Z_z = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 130 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 30.6 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 30.6 \text{ kNm}$$

- Résistance ultime au flambage:

$$N_K = \kappa f_y A = 0.12 \cdot 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 5880 \text{ mm}^2 = 165.8 \cdot 10^3 \text{ N} = 165.8 \text{ kN}$$

$$\text{avec } \lambda_{Kz} = \frac{l_{Kz}}{i_z} = \frac{7100 \text{ mm}}{29 \text{ mm}} = 245$$

$$\bar{\lambda}_K = \frac{\lambda_{Kz}}{\lambda_E} = \frac{245}{94} = 2.6 \Rightarrow \kappa = 0.12 \text{ (courbe c)}$$

- Vérification:

$$\frac{102 \text{ kN}}{165.8 \text{ kN} / 1.1} + \frac{1}{1 - \frac{102 \text{ kN}}{203.5 \text{ kN}}} \cdot \frac{1.0 \cdot 3.8 \text{ kNm}}{30.6 \text{ kNm} / 1.1} = 0.67 + 2.0 \cdot 0.14 = 0.95 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Cette vérification inclut la vérification de la résistance en section.

### Sécurité structurale de la panne intermédiaire

- Efforts intérieurs (situation de risque n° 5)

- Flexion selon l'axe fort:

$$\begin{aligned} q_{dy} &= 1.3 g_a \cos 9.5^\circ + 1.5 q_{r,s} \cos 9.5^\circ + 1.3 q_{fin} \cos 9.5^\circ \\ &= 1.3 \cdot 0.337 \text{ kN/m} \cdot \cos 9.5^\circ + 1.5 \cdot 2.43 \text{ kN/m} \cdot \cos 9.5^\circ + 1.3 \cdot 0.95 \text{ kN/m} \cdot \cos 9.5^\circ \\ &= 6.1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$M_{dy} = q_{dy} \frac{l_y^2}{16} = 6.1 \text{ kN/m} \cdot \frac{(6.0 \text{ m})^2}{16} = 13.7 \text{ kNm}$$

- Flexion selon l'axe faible:

$$q_{dz} = 1.3 g_a \sin 9.5^\circ + 1.5 q_{r,s} \sin 9.5^\circ + 1.3 q_{fin} \sin 9.5^\circ$$

$$= 1.3 \cdot 0.337 \text{ kN/m} \cdot \sin 9.5^\circ + 1.5 \cdot 2.43 \text{ kN/m} \cdot \sin 9.5^\circ + 1.3 \cdot 0.95 \text{ kN/m} \cdot \sin 9.5^\circ$$

$$= 0.9 \text{ kN/m}$$

$$M_{dz} = q_{dz} \frac{l_z^2}{16} = 0.9 \text{ kN/m} \cdot \frac{(6.0 \text{ m})^2}{16} = 2.0 \text{ kNm}$$

- Effort normal:

$$N_{dmax} = 0.8 N_{max} = 0.8 \cdot (-230 \text{ kN}) = -184.0 \text{ kN}$$

- Efforts intérieurs (situation de risque n° 6)

- Flexion selon l'axe fort:

$$M_{dy} = 8.1 \text{ kNm}$$

- Flexion selon l'axe faible:

$$M_{dz} = 1.4 \text{ kNm}$$

- Effort normal:

$$N_{dmax} = 1.5 N_{max} = 1.5 \cdot (-230 \text{ kN}) = -345 \text{ kN}$$

- Vérification de l'interaction flexion gauche-effort normal

La panne est sollicitée à la flexion gauche composée d'effort normal. On admet que la tôle profilée empêche le déversement de la panne et le flambage selon l'axe faible. La vérification est faite à l'aide de la formule suivante et pour la situation de risque n° 5 (il a été vérifié qu'elle est déterminante)

$$\left( \frac{M_{dy}}{M_{ply,N} / \gamma_R} \right)^2 + \left( \frac{M_{dz}}{M_{plz,N} / \gamma_R} \right)^2 \leq 1.0$$

$$\text{avec } \alpha = 5 \frac{N_d}{N_{pl} / \gamma_R} = 5 \cdot \frac{184 \text{ kN}}{1010 \text{ kN} / 1.1} = 1.0, \text{ mais } \alpha \geq 1.1 \Rightarrow \alpha = 1.1$$

- Moment résistant selon l'axe fort réduit par l'effort normal:

$$M_{ply,N} = M_{ply} \xi_2 \left( 1 - \frac{N_d}{N_{pl} / \gamma_R} \right) = 57.8 \text{ kNm} \cdot 1.12 \cdot \left( 1 - \frac{184.0 \text{ kN}}{1010 \text{ kN} / 1.1} \right) = 51.8 \text{ kNm}$$

$$\text{avec } \xi_2 = \frac{1}{1 - \frac{A_w}{2A}} = \left( \frac{1}{1 - \frac{896 \text{ mm}^2}{2 \cdot 4300 \text{ mm}^2}} \right) = 1.12, \text{ mais } \xi_2 \leq 1.20$$

OK

$$M_{ply,N} < M_{ply} = 57.8 \text{ kNm}$$

OK

- Moment résistant selon l'axe faible réduit par l'effort normal:

$$M_{plz,N} = M_{plz} = 28.2 \text{ kNm}$$

$$\text{pour } \frac{N_d}{N_{pl} / \gamma_R} = \frac{184.0 \text{ kN}}{1010 \text{ kN} / 1.1} = 0.20 < \frac{A_w}{A} = \frac{896 \text{ mm}^2}{4300 \text{ mm}^2} = 0.21$$

OK

- Vérification:

$$\left( \frac{13.7 \text{ kNm}}{51.8 \text{ kNm} / 1.1} \right)^2 + \left( \frac{2.0 \text{ kNm}}{28.2 \text{ kNm} / 1.1} \right)^{1.1} = 0.15 < 1.0$$

OK

- Vérification au flambage

Nous admettons que le flambage hors plan et le déversement de la panne sont empêchés par la tôle de toiture. La vérification au flambage est faite pour la situation de risque n° 6 (il a été vérifié qu'elle est déterminante) à l'aide de la formule suivante (nous négligeons le moment de flexion selon l'axe faible):

$$\frac{N_d}{N_{Ky}/\gamma_R} + \frac{1}{1 - \frac{N_d}{N_{cry}}} \frac{\omega M_{dmax,y}}{M_{Ry}/\gamma_R} \leq 1.0$$

avec  $N_{Ky} = 555 \text{ kN}$  ( $l_K = 6.0 \text{ m}$ )

$$N_{cry} = 869 \text{ kN}$$

$\omega = 1.0$  (barre chargée transversalement)

$$M_{Ry} = \xi_2 M_{ply} = 1.12 \cdot 57.8 \text{ kNm} = 64.7 \text{ kNm}$$

$$M_{Ry} \leq \left( 1 + 0.2 \frac{N_d}{N_{Ky}/\gamma_R} \right) M_{ply} = \left( 1 + 0.2 \cdot \frac{345 \text{ kN}}{555 \text{ kN}/1.1} \right) \cdot 57.8 \text{ kNm} = 65.7 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow M_{Ry} = 64.7 \text{ kNm}$$

– Vérification:

$$\frac{345 \text{ kN}}{555 \text{ kN} / 1.1} + \frac{1}{1 - \frac{345 \text{ kN}}{869 \text{ kN}}} \frac{1.0 \cdot 8.1 \text{ kNm}}{64.7 \text{ kNm} / 1.1} = 0.91 \leq 1.0$$

OK

Nous constatons que la vérification est juste satisfaite. Une vérification au flambage à l'aide de la formule d'interaction avec flexion gauche pourrait s'avérer nécessaire. Elle ne sera pas faite dans le cadre de cet exemple numérique.

### Effets du contreventement sur le déplacement horizontal du cadre

Pour connaître l'effet du contreventement sur les cadres, on a choisi d'étudier le cadre se trouvant au centre de la halle, soit le cadre n° 4 (fig. 10). L'effet du contreventement longitudinal sur ce cadre peut être modélisé par un ressort (fig. 10), dont la valeur de la constante,  $k_{cv} = 3.6 \text{ kN/mm}$ , est obtenue par un calcul par ordinateur.

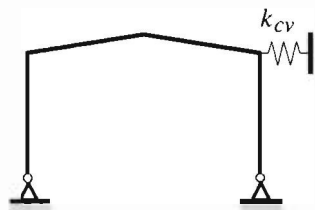


Fig. 10 Modélisation du contreventement de toiture.

La déformation horizontale due à une action de courte durée  $q_{ser,court} = 0.8 q_w$  était de 65 mm et ne respectait pas la valeur limite de 53 mm. Avec un contreventement longitudinal, la vérification donne:

$$\Delta_{max} = 10.5 \text{ mm} < \frac{h}{150} = \frac{8000 \text{ mm}}{150} = 53 \text{ mm}$$

OK