

Ets SCHREIBER - Hall à parois verticales sur charpente en aluminium de 10 m de portée entre appuis

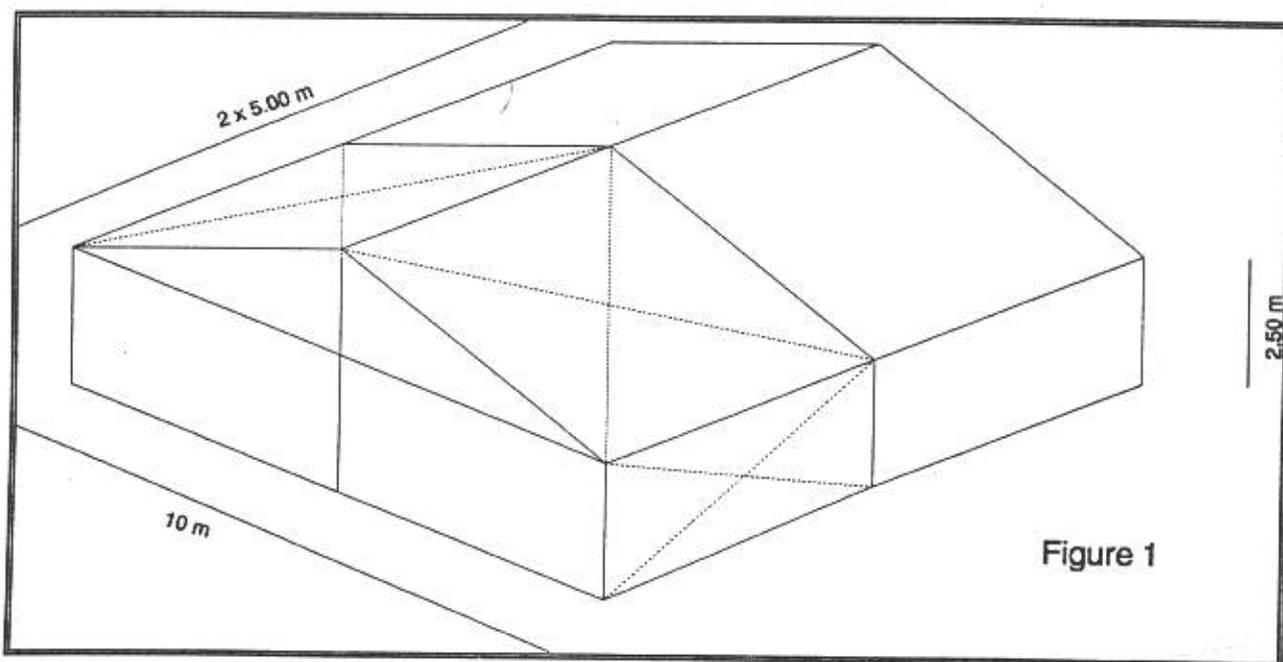
CALCULS ET VERIFICATION DE LA STABILITE dans le cas des normes belges

§ 1 - Description

La charpente du hall est constituée de portiques réalisés par éléments modulés en tubes d'aluminium (profilés à gorges 126/75 ou 171.5/89), entredistants de 5.00 m et reliés entre eux par des tubes d'aluminium de diamètre 78 mm et d'épaisseur 3 mm en superstructure. Les pieds de colonnes sont reliés par des tubes rectangulaires en acier 60 x 40 x 2. Des contreventements existent dans la toiture et dans les parois à raison d'une pièce par 15 m ; ils sont réalisés par des câbles d'acier tendus en diagonale. La liaison des profils entre eux est faite par emboîtement dans des angles réalisés par des tubes d'acier soudés ; les pièces sont maintenues en place par la toile qui les empêche de se séparer.

L'ensemble est recouvert de toile ignifuge de type M2 pour la description plus complète de laquelle nous renvoyons à la plaquette de la firme.

La perspective reprise figure 1 montre bien la configuration générale de l'ensemble.



Pour le calcul au vent, les parois ne peuvent pas être considérées comme étanches (vent par dessous) ; en outre des ouvertures complètes peuvent exister dans toutes les parois, qu'elles soient longitudinales ou de pignon.

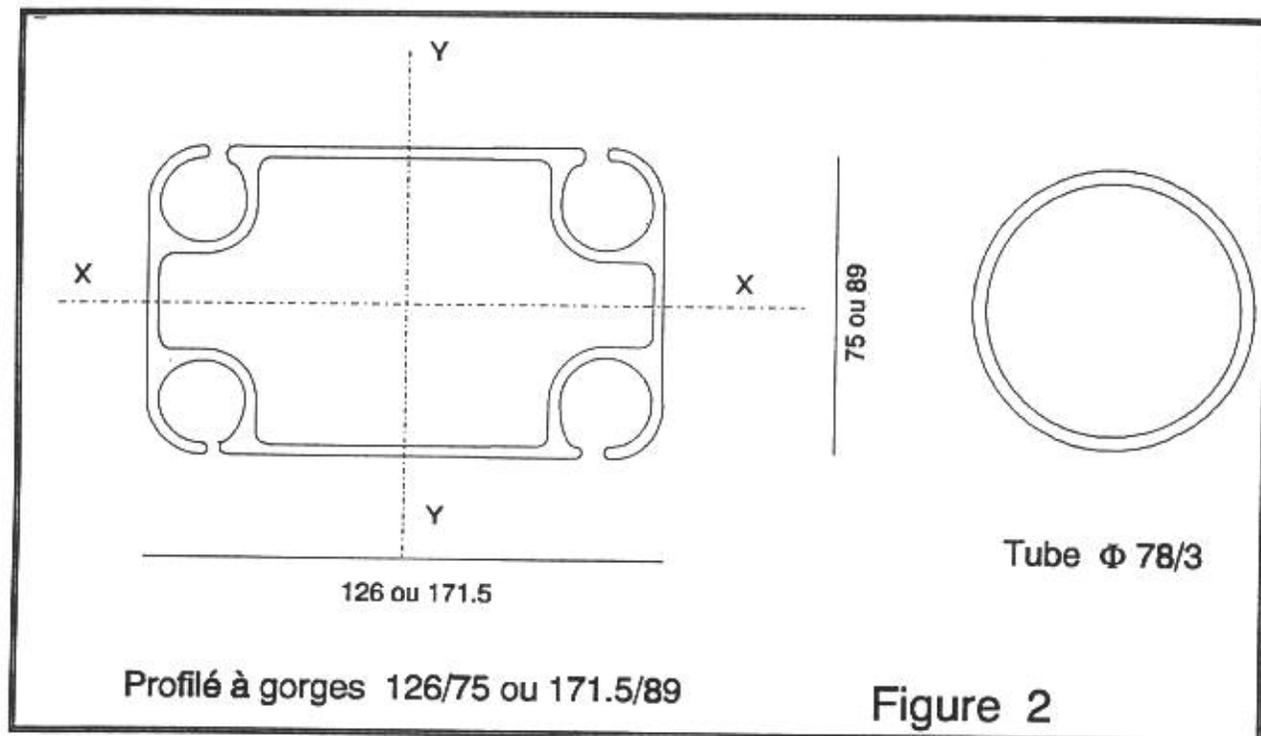
§ 2 - Dimensions et caractéristiques des éléments

L'aluminium répond aux caractéristiques suivantes (selon les normes AFNOR A50-411 & A50-451) :

Composition :	Al Mg 1 Si Cu F26
Densité :	2.700 kg/m ³
Module d'élasticité :	690.000 kg/cm ²
Résistance à la rupture :	260 MPa (ou N/mm ²)
Limite élastique à 0.2 % :	240 MPa (ou N/mm ²)

Les profilés à gorges 126/75 et les tubes Φ 78/3 en aluminium (voir figure 2 ci-après) répondent aux caractéristiques suivantes :

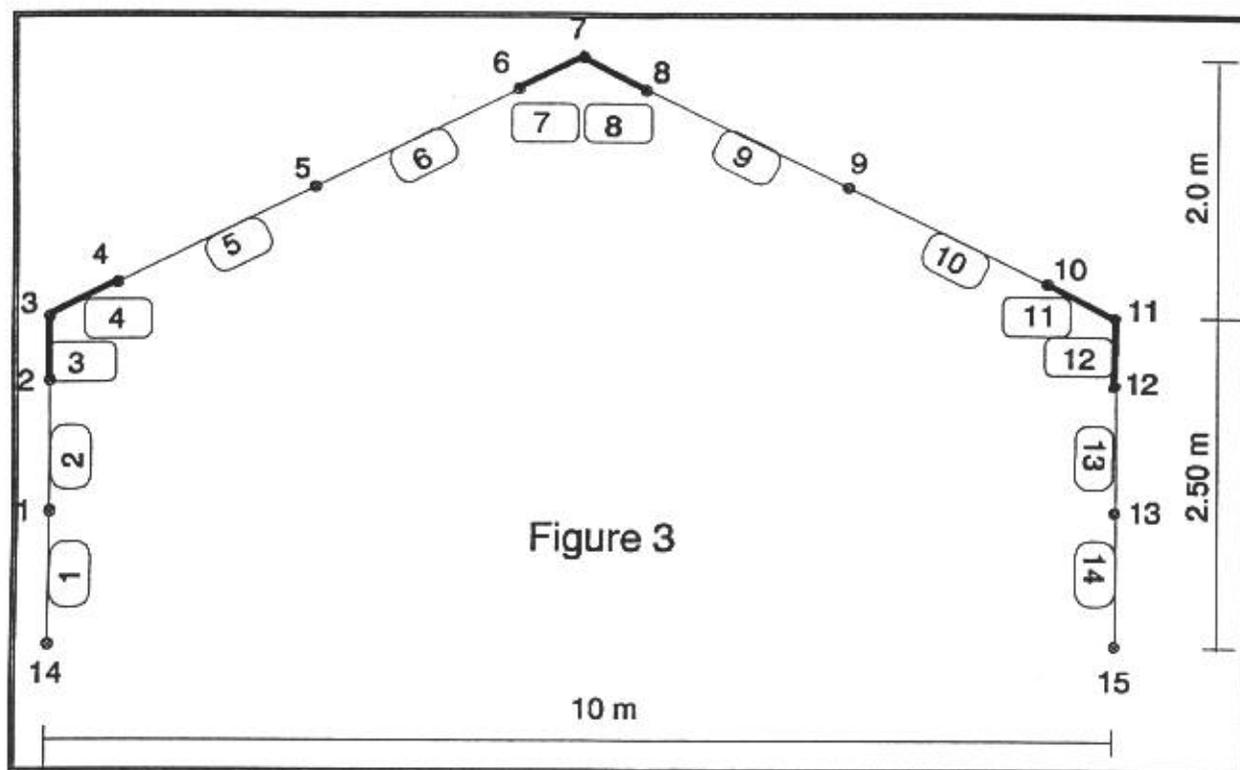
	Profilé à gorges 126/75	Profilé à gorges 171.5/89	Tube Φ 78 / 3	
Section :	15.42	19	7.068	cm ²
Inertie axe Y :	332.7	777.2	199.1	cm ⁴
Module Y :	52.8	90.63	51.06	cm ³
Inertie axe X :	121.7	236.2		cm ⁴
Module X :	32.4	53.08		cm ³
Rayon giration Y :	4.64	6.40	5.307	cm
Rayon giration X :	2.81	3.53		cm
Poids :	4.164	5.128	1.908	kg/m



§ 3 - Calcul des éléments suivant les normes NBN

3.1.- Présentation du logiciel

Le portique a été schématisé pour le calcul comme représenté à la figure 3 ci-dessous. Ce schéma sera valable pour le calcul sous les charges tant verticales qu'horizontales.



Le portique est subdivisé en nœuds et en barres (la numérotation de ces dernières est faite dans les rectangles arrondis) et les barres peuvent être soit continues (ou encadrées), soit rotulées (ou libres).

Le logiciel utilisé calcule en chaque nœud et pour chaque barre les effets "déplacements" (déformations horizontales et verticales, rotation) et les effets "solllicitations" (efforts axiaux et tangentiels, moment de flexion). Les charges peuvent être appliquées sur nœuds et/ou sur barres.

Le calcul proposé par le logiciel est évidemment limité parce que théorique et les résultats pratiques doivent en être déduits. Par exemple, le calcul ne tient pas compte d'une déformation préalable de la structure (par suite de la "mise en place" des pièces d'assemblage) et il est certain que supposer des rotules à chaque nœud ne conduit qu'à une structure hypostatique, c'est-à-dire non résistante. Il est certain également que supposer - comme nous devons bien le faire - une continuité complète entre chaque barre, ainsi que des encastresments aux appuis, ne nous permet pas d'appréhender les grandes déformations qui ont lieu au montage, ni de connaître exactement les contraintes dans les éléments qui s'installent lors de ce montage.

Cela n'est pas d'une très grande importance. En effet, en ce qui concerne les déformations, celles qui importent à l'utilisateur sont celles qui se produisent pendant l'utilisation, à partir d'un état déjà déformé. Nous pouvons donc, sans risque, négliger le calcul et même l'estimation de ces déformations préalables.

Les contraintes sont moins négligeables ; en effet, les contraintes qui se produiront lors des différentes mises en charge, devront être combinées à celles existant déjà après montage et la contrainte totale en chaque point devra être limitée à la contrainte admissible. Nous sommes cependant persuadés de ne pas faire une grande erreur en supposant que ces contraintes originelles sont très proches, si pas égales, de celles qui se produisent sous le seul poids propre.

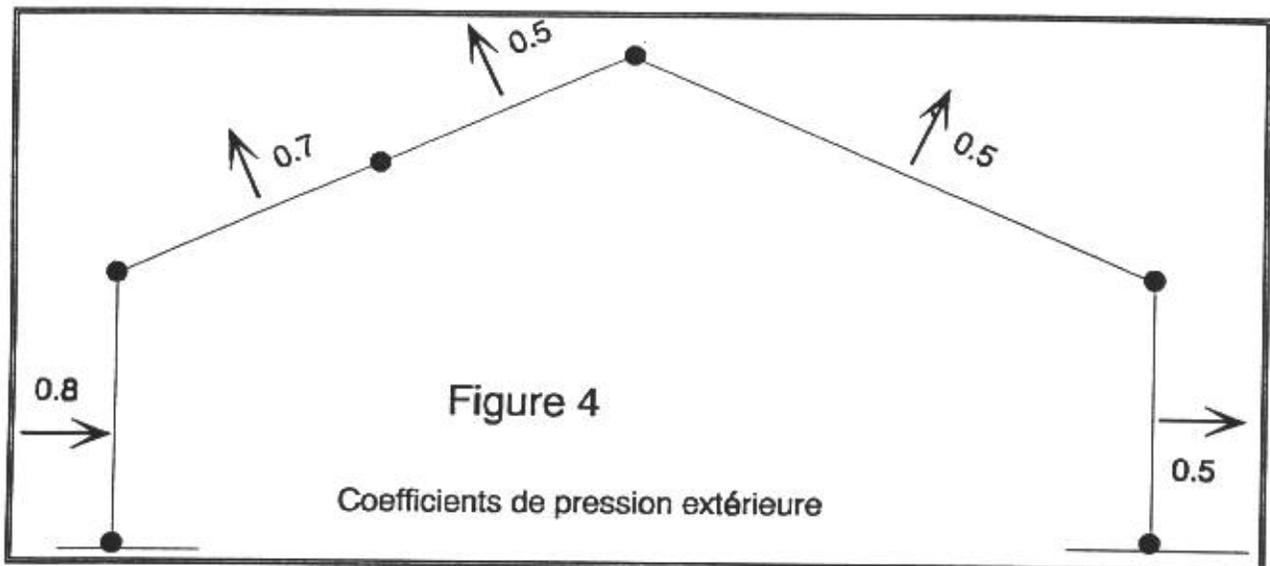
En nous rappelant le principe "action = réaction", nous pouvons supposer qu'aucune réaction (sauf celle infime de frottement) n'existe dans les rotules d'assemblage tant qu'il n'y a pas blocage de la rotule; à ce moment seulement, la réaction se manifeste et les contraintes existent. C'est aussi le moment où le poids propre est repris suivant les principes de la statique.

L'action préalable est avant tout une action dynamique puisqu'il y a mouvement important sans réaction autre que les réactions habituelles de la dynamique (frottement dynamique). L'étude de cet état préalable n'aurait d'ailleurs d'importance que dans le cas utopique où l'ensemble se déformerait brutalement d'un état initial à un état final parce qu'alors, la quantité de mouvement emmagasinée lors du déplacement engendrerait, lors du blocage brutal, des contraintes qui ne seraient plus négligeables et qui pourraient même entraîner des ruptures locales. C'est loin d'être le cas, puisque la succession des opérations de montage permet à chaque pièce de prendre lentement sa place. Nous allons donc supposer que les contraintes dues au poids propre sont les seules existant au départ : s'il persiste une crainte de contraintes parasites, il suffit d'en tenir compte dans le choix du coefficient de sécurité.

3.2.- Coefficients de pression du vent

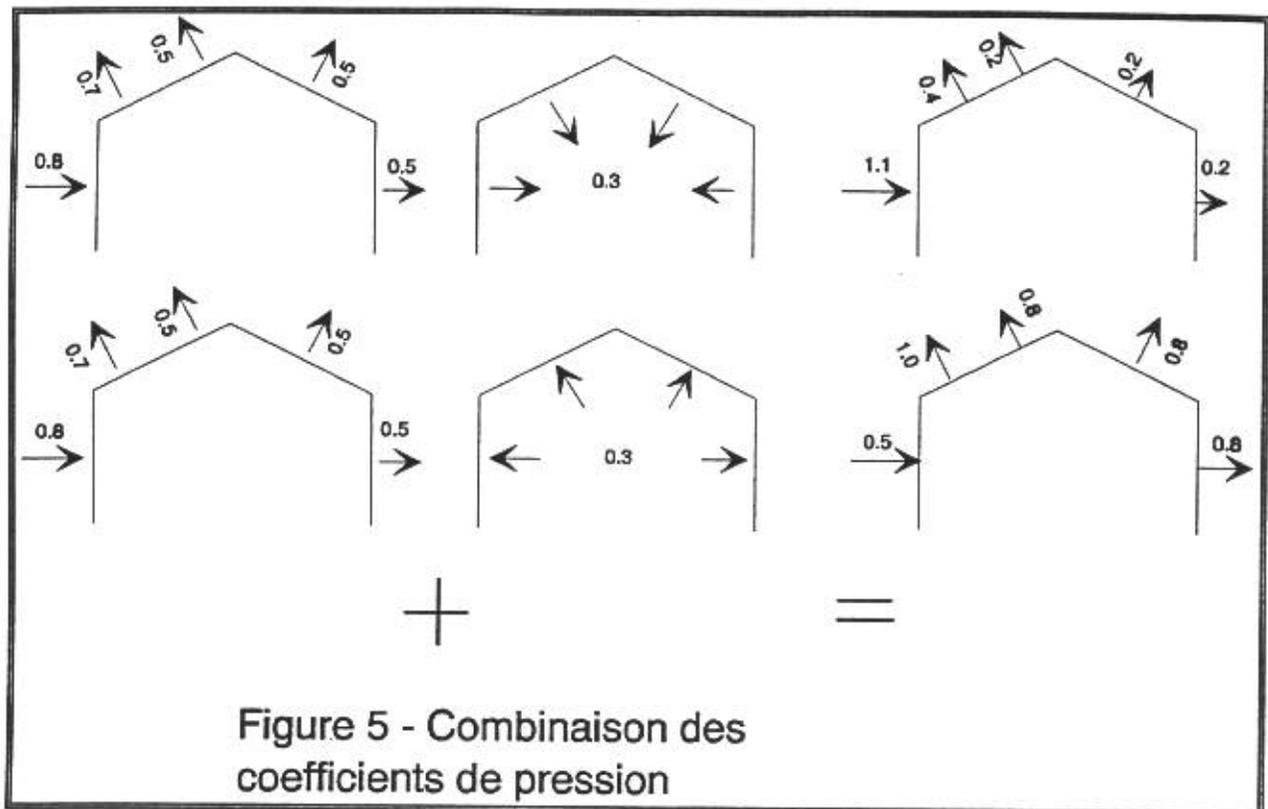
Les coefficients de pression sont tirés de la norme NBN B 03-002-1.

Pour les coefficients de pression extérieure qui dépendent uniquement de la forme du portique, nous avons repris des pages 40 et 41 de la norme les coefficients qui sont représentés à la figure 4.



En ce qui concerne le coefficient de pression intérieure, nous considérons qu'aucune paroi n'est étanche, puisque la base d'une paroi quelconque permet toujours au vent qui la frappe de s'introduire dans le volume formé. Le coefficient de pression pourra donc être pris égal à + 0.3 ou - 0.3 (voir norme).

Ces deux possibilités se combinant avec les coefficients de pression extérieure donnés à la figure 4 donnent les cas de calcul indiqués à la figure 5 ci-après.



3.3.- Détermination des charges

Nous distinguerons 4 cas de charges :

1.- Charges dues au poids mort (cas de charges n° 1) :

profilés à gorges : 4.16 kg/m à répartir suivant longueur des barres

tubes de liaison : 1.9 kg/m x 5 m = 9.5 kg par noeud

toile : 0.65 kg/m² x 5 m = 3.25 kg/m selon entredistance des noeuds

2.- Charges dues à la neige : voir NBN B 51-001 (Charpentes en acier) pour les charges de neige (cas de charges n° 2) :

Nous considérerons une charge de 10 kg/m² de neige pour le cas de charges, car nous pouvons la multiplier par un coefficient de majoration, dans les combinaisons de cas de charges, pour obtenir la charge exigée suivant l'altitude.

Nous aurons donc 10 kg/m² répartis sur un plan horizontal de 5 m x 10 m et nous distribuons cette charge uniformément sur les barres périphériques (en les concentrant aux noeuds pour simplifier la mise en charge).

3.- Charges dues au vent : voir NBN B 03-002-1 (Actions du vent sur les constructions)

Ici encore, nous considérerons, dans le cas de charge, la pression minimum de 63.3 kg/m² des classes 3 et 4, sachant que nous pouvons la multiplier par un coefficient de majoration dans les combinaisons de cas de charges, pour obtenir l'effet des pressions imposées en classe 1 ou 2.

Nous aurons dès lors : 63.3 kg/m² x 5 m = 316.5 kg/m selon entredistance des noeuds et à multiplier par les différents coefficients de pression pour obtenir les charges à appliquer aux différents noeuds.

Nous aurons donc deux cas de charges (cas n° 3 et 4) correspondant aux deux cas définis par la figure 5.

Les résultats en effets "déplacement" et effets "sollicitations" de ces 4 cas de charges sont repris dans les listings en annexe.

3.4.- Calcul du portique

Le calcul est fait par le logiciel décrit plus haut, dans trois hypothèses :

- 1) ossature avec les tubes 126/75 et pieds rotulés
- 2) ossature avec les tubes 126/75 et pieds encastres
- 3) ossature avec les tubes 171/89 et pieds rotulés
- 4) ossature avec les tubes 171/89 et pieds encastres.

En effet, les deux types de tubes sont utilisés par la firme SCHREIBER qui a pressenti que le tube 126/75 serait sans doute trop faible dans certains cas.

Par ailleurs, le logiciel utilisé permet de prévoir des rotules ou des encastres, mais pas de condition intermédiaire ; or, il est quasi certain que, si la plaque d'assise utilisée ne peut pas constituer un encastrement parfait selon les critères en vigueur (rotation du pied nulle), elle ne représente pas non plus une rotule parfaite. La vérité est donc quelque part entre les deux et peut d'ailleurs être vérifiée par la pratique.

Nous allons extraire de ces différents listings en annexe les déformations et sollicitations extrêmes pour vérification en admettant que les résultats à prendre en compte sont la moyenne des résultats des listings avec et sans encastrement des pieds de colonne.

Avant cela, cependant, nous allons déterminer quelles sont les sollicitations maximales que peut supporter l'alliage utilisé.

D'après la norme NBN 1-50, la tension admissible en traction pure R est égale à la plus petite des deux valeurs ($k_1 = 2.3$, 2 ou 1.5 et $k_2 = 1.7$, 1.5 ou 1 pour les cas I, II ou III) :

$$\begin{array}{lll} R_m/k_1 & = & 260/k_1 & \text{avec } R_m = \text{résistance à la rupture} \\ R_{a(0.2)}/k_2 & = & 240/k_2 & \text{avec } R_{a(0.2)} = \text{limite élastique à 0.2 \%} \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} \text{Nous aurons donc : } R = 113 \text{ N/mm}^2 & \text{ou } R = 1130 \text{ kg/cm}^2 & \text{cas I de la norme} \\ & R = 130 \text{ N/mm}^2 & \text{ou } R = 1300 \text{ kg/cm}^2 & \text{cas II de la norme} \\ & R = 173 \text{ N/mm}^2 & \text{ou } R = 1733 \text{ kg/cm}^2 & \text{cas III de la norme} \end{array}$$

La tension maximale à un endroit donné d'un profil sera fonction de l'effort axial, du moment de flexion et de l'effort tranchant existant à cet endroit.

En appelant :

σ_N	: la tension due à l'effort normal	
σ_M	: la tension due au moment de flexion	
τ	: celle due à l'effort tranchant,	et,
σ	: $\sigma_N + \sigma_M$	

on peut écrire :

$$\sigma_c^2 = \sigma^2 + 3 \times \tau^2$$

La tension σ_N devrait se calculer en tenant compte d'un coefficient de flambage dans le petit sens d'inertie ; cependant, la toile enfilée dans les gorges des profils empêche ces derniers de flamber dans le plan de la toile. Nous calculerons donc le flambage en tenant compte du sens de l'inertie maximale et en admettant que l'alliage utilisé fasse partie du groupe III de la norme.

Le calcul de la tension σ_M dépend de la face sur laquelle s'exerce la compression ; si cette face est celle du côté des gorges utilisées, il n'y a pas de déversement à craindre et la tension est simplement le quotient du moment équivalent par le module de flexion maximum. Dans le cas contraire, il peut y avoir un risque de déversement et le calcul de la contrainte en tient compte ; dès lors, toutes les sections dans lesquelles un moment négatif (voir conventions de signe plus loin) se manifeste devront être calculées en tenant compte du déversement.

Le calcul de la tension de cisaillement τ n'offre pas de particularité.

Aux angles du portique, une difficulté supplémentaire se présente lorsqu'on tient compte de emboîtement des profilés en aluminium et en acier ; nous admettons comme hypothèse que le profil d'acier ($E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$) est trois fois plus raide que le profil en aluminium (pour lequel $E = 690000 \text{ kg/cm}^2$).

Les tensions σ et τ seront calculées par :

$$\sigma = \frac{N}{\phi \cdot S} + \frac{M_{eq}}{k \cdot I/v \cdot (1 - 2,6 \cdot N/P_E)}$$

avec $M_{eq} = 0.548 M$ et $(1 - 2.6 N/P_E) = \pm 0.95$ dans la majorité des cas

D'autre part, le cisaillement τ se calcule par :

$$\tau = \frac{3 \times T}{2 \times e \times h \times 2} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} T = \text{effort tranchant} \\ e = \text{épaisseur âmes} \\ h = \text{hauteur profil} \end{array}$$

Les coefficients ϕ et k se calculent pour chaque profil de la manière suivante :

1) Profil tubulaire 126/75

Elancement : $L = 150 \text{ cm}$ $i_x = 4.64 \text{ cm}$ $\lambda = 0.8 \times L/i_x$ $\lambda = 25.9$, soit 26

et, en admettant que l'alliage utilisé fasse partie du groupe III de la norme, les tableaux en annexe de cette norme nous donnent (pour $R_{0.2} = 240 \text{ N/mm}^2 = 24 \text{ kg/mm}^2$) :

d'où $\phi = 0.895$

Coefficient k réducteur du module de flexion (colonne avec moment négatif)

$$k = \frac{4740}{R_{0.2}} \times \frac{b \cdot e}{l \cdot h} \quad \text{avec}$$

$b =$ largeur du profil $= 7.5 \text{ cm}$
 $e =$ épaisseur conventionnelle $= 1.03 \text{ cm}$
 $l =$ lg entre points d'inflexion
 ou lg du profil d'aluminium seul $= 150 \text{ cm}$
 $h =$ hauteur du profil $= 12.6 \text{ cm}$
 $R_{0.2} =$ limite élastique $= 24 \text{ kg/mm}^2$

d'où $k = 0.807$

2) Profil tubulaire 171.5/89

Elancement : $L = 150 \text{ cm}$ $i_x = 6.40 \text{ cm}$ $\lambda = 0.8 \times L/i_x$ $\lambda = 18.8$, soit 19

et, en admettant que l'alliage utilisé fasse partie du groupe III de la norme, les tableaux en annexe de cette norme nous donnent (pour $R_{0.2} = 240 \text{ N/mm}^2 = 24 \text{ kg/mm}^2$) :

d'où $\phi = 0.969$

Coefficient k réducteur du module de flexion (colonne avec moment négatif)

$$k = \frac{4740}{R_{0.2}} \times \frac{b \cdot e}{l \cdot h} \quad \text{avec}$$

$b =$ largeur du profil $= 8.9 \text{ cm}$
 $e =$ épaisseur conventionnelle $= 1.07 \text{ cm}$
 $l =$ lg entre points d'inflexion
 ou lg du profil d'aluminium seul $= 150 \text{ cm}$
 $h =$ hauteur du profil $= 17.15 \text{ cm}$
 $R_{0.2} =$ limite élastique $= 24 \text{ kg/mm}^2$

d'où $k = 0.731$

3.5.- Interprétation des résultats

Note préliminaire :

La différence éventuelle des signes entre le listing repris en annexe et ceux figurant dans les tableaux ci-dessous provient de la notation spécifique du logiciel. Pour ne pas entrer dans des explications trop longues, nous avons effectué la "traduction" et repris la notation habituelle, à savoir :

moment positif = moment tendant les fibres intérieures
moment négatif = moment tendant les fibres extérieures
effort normal positif = traction
effort normal négatif = compression
effort tranchant positif = cisaillement de l'intérieur vers l'extérieur du portique

1) Avec profil tubulaire 126/75

En reprenant des listings adéquats (voir "profil 126/75" en faisant la moyenne des résultats avec pieds rotulés et encastés) les sollicitations des noeuds 2 ou 12 dans les différents cas de charges, nous trouvons :

	Cas n° 1 Poids propre	Cas n° 2 Neige	Cas n° 3 Vent avec Cpi = + 0.3	Cas n° 4 Vent avec Cpi = - 0.3
Mo. de flexion (kgm)	- 37.73	- 163.15	+ 726.10	+ 1237.70
Effort tranchant (kg)	+ 29.835	+ 130.40	- 233.30	- 787.50
Effort normal (kg)	- 81.50	- 250.00	+ 522.30	+ 1471.50
Noeud 7 Flèche verticale (cm)	- 0.65555	- 2.9845	+ 5.2015	+ 11.9335
Noeud 3 Flèche horizont. (cm)	0.2595	1.18275	10.0435	12.6820

Combinaison n° 1 (Poids propre + Neige : cas 1 + cas 2)

$$M_{\max} = - 200.88 \text{ kgm}$$

$$T_{\max} = 160.24 \text{ kg}$$

$$N_{\max} = - 331.50 \text{ kg}$$

Les tensions, calculées suivant les dispositions reprises à la page 7, valent :

$$\sigma = 296 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 301 \text{ kg/cm}^2$$

La tension résultante, calculée avec 10 kg/m² de neige et inférieure à la tension limite admissible de 1130 kg/cm², nous permet d'accepter jusqu'à 44 kg/m² de neige pour le cas de charge n° I de la norme ; cela correspond à une altitude d'environ 250 m au-dessus du niveau de la mer.

Combinaison n° 2 (Poids propre + Vent normal : cas 1 + cas 4)

$$M_{\max} = 1200 \text{ kgm} \quad T_{\max} = 757.66 \text{ kg} \quad N_{\max} = + 1390 \text{ kg}$$

Les tensions maximales qui se produisent avec ces dernières valeurs, sont :

$$\sigma = 1318 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_c = 1344 \text{ kg/cm}^2$$

et la tension résultante dépasse légèrement la tension limite de 1300 kg/cm² admise dans le cas II de la norme NBN 1-50.

Combinaison n° 3 (Poids propre + Vent exceptionnel : cas 1 + 2 x cas 4)

L'examen du cas III est à peine nécessaire, car il n'est pas très imaginable d'utiliser les halls en question en cas de vent exceptionnel qui, rappelons-le, correspond à la tornade pour laquelle des désordres sont admis dans les structures traditionnelles. En outre, un simple coup d'oeil suffit pour voir que la tension résultante dépasse de loin la tension de rupture ; il y aurait donc ruine complète dans ce cas.

2) Avec profil tubulaire 171.5/89

En reprenant des listings adéquats (voir "profil 171/89" en faisant la moyenne des résultats avec pieds rotulés et encastés) les sollicitations des noeuds 2 ou 12 dans les différents cas de charges, nous trouvons :

	Cas n° 1 Poids propre	Cas n° 2 Neige	Cas n° 3 Vent avec Cpi = + 0.3	Cas n° 4 Vent avec Cpi = - 0.3
Mo. de flexion (kgm)	- 38.10	- 164.65	+ 730.75	+ 1249.25
Effort tranchant (kg)	+ 29.73	+ 129.85	- 232.90	- 787.35
Effort normal (kg)	- 81.48	- 250.00	+ 522.25	+ 1471.50
Noeud 7 Flèche verticale (cm)	- 0.26745	- 1.2166	+ 2.1215	+ 4.8700
Noeud 3 Flèche horizont. (cm)	0.104855	0.47795	4.1325	5.1880

En reprenant le même type de calcul, on a :

Combinaison n° 1 (Poids propre + Neige : cas 1 + cas 2)

$$M_{\max} = - 202.75 \text{ kgm} \quad T_{\max} = 159.58 \text{ kg} \quad N_{\max} = - 331.48 \text{ kg}$$

Les tensions, calculées suivant les dispositions reprises à la page 7, valent :

$$\sigma = 195 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 199 \text{ kg/cm}^2$$

Dans ce cas, la tension limite de 1130 serait atteinte avec $\pm 68 \text{ kg/m}^2$ de neige, ce qui correspond à la charge exigée par la norme jusqu'à une altitude d'environ 480 m !

Combinaison n° 2 (Poids propre + Vent normal : cas 1 + cas 4)

$$M_{\max} = 1211.15 \text{ kgm}$$

$$T_{\max} = 757.62 \text{ kg}$$

$$N_{\max} = + 1390.02 \text{ kg}$$

Les tensions maximales qui se produisent avec ces dernières valeurs, sont :

$$\sigma = 805 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 110 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 828 \text{ kg/cm}^2$$

et la tension résultante est bien inférieure à la tension limite de 1300 kg/cm^2 admise dans le cas II de la norme NBN 1-50.

Combinaison n° 3 (Poids propre + Vent exceptionnel : cas 1 + 2 x cas 4)

L'examen du cas III est à peine nécessaire, car il n'est pas très imaginable d'utiliser les halls en question en cas de vent exceptionnel qui, rappelons-le, correspond à la tornade pour laquelle des désordres sont admis dans les structures traditionnelles. Cependant, il faut noter que la tension résultante (même par excès égale à $2 \times 828 = 1656 \text{ kg/cm}^2$) reste encore en dessous de la tension limite de 1733 kg/cm^2 .

3.6.- Conclusions du calcul du portique

Cas I

La tension résultante est donc inférieure à la tension limite admissible suivant la norme, mais avec une charge de neige égale à $\pm 44 \text{ kg/m}^2$ ce qui correspond à une épaisseur de $\pm 30 \text{ cm}$ de neige et ce, dans le cas du profil "léger" 126/75. Dans le cas du profil "lourd" 171/89, la charge de neige peut être portée à $\pm 68 \text{ kg/cm}^2$ (ou $\pm 45 \text{ cm}$ de neige). L'utilisation des structures à des altitudes plus importantes demanderait des aménagements spéciaux (chauffage pour éviter l'accumulation de neige, renforcements, supports complémentaires,...)

Les déformations moyennes au centre du portique (voir listings) varient de $\pm 3 \text{ cm}$ pour le profil 126/75 à $\pm 1.2 \text{ cm}$ dans le cas du profil 171/89 et, ce pour une charge de 10 kg/m^2 ; ces valeurs sont évidemment assez élevées, mais, en principe, elles ne doivent pas gêner l'utilisateur, ni apporter à la structure des dégradations ou des déformations permanentes.

Cas II

Quel que soit le profil employé, la tension résultante reste admissible. Quant aux déformations horizontales sous l'action du vent, elles varient de 12.69 cm à 5.19 cm selon les profils.

Les tensions calculées tiennent compte de la pression de base des classes 3 et 4 de la norme au vent ; la localisation de la structure en bord de mer (classe 1) ou en rase campagne (classe 2) exige dès lors l'emploi du profil renforcé 171/89.

Cas III

Seul le profil lourd 171/89 permet de répondre aux impositions de la norme pour l'application du cas III ; notons cependant que cela n'est possible qu'avec la pression de base de 63.3 kg/m² qui correspond aux classes 3 et 4. En classe 1, la tension de rupture n'est pas encore atteinte, mais les déformations entrent dans la zone plastique et sont donc permanentes.

Conclusions

La structure définie satisfait aux normes belges lorsqu'elle se trouve dans un site de classe 3 (zone urbanisée, industrielle ou forestière) ou de classe 4 (villes - zones de constructions d'au moins 10 m de haut sur au moins 1/4 de la surface) jusqu'à des altitudes au-dessus du niveau de la mer d'environ 250 m avec l'emploi du profil allégé et d'environ 480 m dans le cas du profil renforcé.

Il reste encore à faire la vérification des pièces particulières telles que traverses et contreventements.

3.7.- Pièces particulières

3.7.1.- Traverses

Les traverses reliant les portiques sont constituées de tubes Φ 78 de 3 mm d'épaisseur dont les caractéristiques sont reprises page 2.

La portée maximum de ces traverses est de 5.00 m et les charges sont celles définies pages 5 et suivantes. La charge maximum peut donc être estimée comme suit :

$$\begin{aligned} \text{Poids propre} &= 1.90 \text{ kg/m} \\ \text{Neige} = 10 \times 1.87 \times 2 &= 37.40 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

soit une charge de calcul de $\pm 39 \text{ kg/m}$.

$$\begin{aligned} \text{Les sollicitations sont égales à :} \quad M &= 122.8 \text{ kgm} \\ &T = 98.3 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{et les tensions qui en découlent :} \quad \sigma &= 12280/51.06 = 240 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK} \\ &\tau = (4 \times 98.3)/(3 \times 7.068) = 18.5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Ces tensions sont tout à fait compatibles avec la nature du matériau et montrent qu'aucun problème n'est à craindre de ce côté, même en cas de charge de neige plus forte (47 kg/m² au lieu de 10).

3.7.2.- Contreventements

Le câble le plus sollicité du contreventement sera celui reliant un pied de colonne au noeud formé par la première traverse horizontale ; en effet, les rectangles de 2.50 m x 5.00 doivent empêcher le basculement de l'ensemble des portiques sous l'effet du vent longitudinal.

L'estimation de l'effort horizontal au niveau de la traverse supérieure de ce rectangle peut se faire de manière défavorable en appliquant sur la surface du pignon la charge maximum de vent et on a dès lors, avec une surface du pignon égale à 35 m² :

$$F = 35 \times (1.3 \times 63.3)/2 = 1440 \text{ kg}$$

L'effort de traction dans une diagonale devient :

$$T = 1440 \times \text{sqr}(5) = 3220 \text{ kg} < 3500 \text{ kg}$$

Sécurité vis-à-vis de la rupture = $3500/3220 = 1.087 > 1$ Passable, mais il faudrait 1.5

Les câbles formant contreventements sont donc suffisants. Il vaudrait cependant mieux d'avoir deux contreventements sur la longueur (quelle que soit cette longueur) car, à ce moment la force de traction dans le câble est diminuée de moitié et dès lors, le coefficient de sécurité devient égal à 2.17, ce qui est préférable. Cette remarque doit devenir une imposition pour les classes 1 et 2 pour lesquelles une seule travée de contreventement est nettement insuffisante.

Conclusion générale

Nous avons démontré la validité du système mis au point par les établissements SCHREIBER dans les cas d'utilisation normaux, c'est-à-dire :

Profil 126/75 : Altitude maximum 250 m
 Vent des classes 3 et 4

Profil 171/89 : Altitude maximum 480 m
 Vent des classes 1 à 4

Nous restons à la disposition des établissements SCHREIBER pour tout éclaircissement éventuel souhaité ainsi que pour l'examen de la même structure vis-à-vis de normes étrangères.

Fait à Verviers, le 7 décembre 1993

ing. Robert LESAGE
Administrateur-Délégué

Annexes :

Considérations sur le phénomène de fatigue

Listings : Calcul d'un portique à pieds rotulés avec profils 126/75
 Calcul d'un portique à pieds encastres avec profils 126/75
 Calcul d'un portique à pieds rotulés avec profils 171/89
 Calcul d'un portique à pieds encastres avec profils 171/89

Considérations sur les déformations dues au vent

Nous devons nous rappeler tout d'abord que la grandeur absolue de la déformation n'a guère d'importance, mais qu'elle doit être considérée dans un ensemble et par rapport à des éléments fixes qui risqueraient de souffrir lors de déformations trop importantes. Ce dernier point peut être oublié dans le cas présent puisque aucun élément de ce genre n'existe dans le hall ; la couverture peut subir de grandes déformations sans dommage et aucun élément raide et cassable n'est relié au portique. Il reste donc la notion de confort : cette dernière est toute subjective, car les utilisateurs ne font que voir une déformation sans la ressentir comme ce serait le cas s'ils stationnaient sur un plancher déformable, par exemple. A notre avis, il suffit d'éviter que ces déformations n'entraînent chez les spectateurs un sentiment de malaise dû à un phénomène qui peut leur sembler "hors normes" et cet objectif peut être atteint si on limite les déformations à un rapport d'environ 1/100 pour les déformations verticales ou 1/50 pour les horizontales.

Ces déformations, visibles pour le spectateur, sont surtout les déformations instantanées dues au vent ; en effet, celles dues au poids mort sont installées dès le montage (elles sont d'ailleurs très faibles) et celles dues à la neige ne sont visibles que par leur amplitude éventuelle, mais elles se produisent lentement (au rythme de la chute de neige), tandis que celles dues au vent montrent un mouvement de va-et-vient qui peut être dérangeant s'il est trop important.

Dans les différents cas de charges (page 8), nous voyons que la déformation verticale la plus importante se produit au noeud 7 avec un coefficient de pression intérieure égal à 0.269 et vaut 10.64 cm vers le haut : cela représente une déformation relative (par rapport à la portée de 17.00 m) d'environ 1/160. Nous pensons donc cette déformation acceptable en tenant compte que cette déformation se produit sous le vent dit "normal" dont la vitesse de base est cependant d'environ 116 km/h (!). La déformation augmente de presque 50 % si l'ouvrage est en bord de mer et nous estimons dans ce cas (voir page 18) qu'il faut réduire la distance entre portiques à environ 2.77 m pour pouvoir conserver des déformations relatives acceptables.

La déformation horizontale la plus importante, quant à elle, vaut 10.74 cm et se produit avec le même coefficient de pression intérieure de 0.269 ; la déformation relative par rapport à la hauteur de 7.00 m devient dès lors 1/65 ce qui est acceptable pour la plupart des cas. Les conclusions précédentes concernant les utilisations en bord de mer ou en zone rurale sont à reprendre dans le cas présent. D'ailleurs, les réductions de distances entre portiques auront le même effet sur l'ensemble des déformations.

Considérations sur le phénomène de fatigue

Nous n'avons pas jugé utile de prendre en compte le phénomène de fatigue du matériau car la norme NBN 1-50 indique bien que l'alliage utilisé dans ce cas soit capable de résister à 300.000 répétitions de la surcharge maximale.

Or, cette surcharge maximum peut consister en une charge de neige d'une part, des charges de vent d'autre part.

La surcharge de neige n'entre pas en compte car il s'agit d'une mise en charge lente, sans renversement d'efforts (et, de toute façon, même avec 10 chutes de neige par an ...!)

Quant aux efforts du vent, dont la variation pourrait éventuellement nous obliger à tenir compte de la fatigue du matériau, un calcul rapide nous montre que, même en admettant 10 jours par an comportant un vent maximum en rafales de 300 coups par jour, il faudrait un siècle pour arriver aux 300.000 répétitions.

Par ailleurs, il est important de noter que les zones où ces phénomènes de fatigue seraient le plus à craindre sont en tout temps accessibles et visibles et que toute dégradation d'un élément quelconque peut aisément être constatée et traitée.

Ets SCHREIBER - Hall à parois verticales sur charpente en aluminium en 10 m de portée entre appuis

CALCUL ANNEXE DES COEFFICIENTS DE PRESSION EXTERIEURE

1.- Préalable

Le calcul du coefficient de pression intérieure se fait par la règle d'égalisation des débits d'air, règle exprimant que la somme des débits d'air entrant dans un local est égale à la somme des débits d'air qui en sort.

En reprenant les dispositions de la norme NBN B 03-002 (Actions du vent sur les constructions), cette règle peut s'écrire comme suit :

$$\sum^j \mu_j \cdot S_j (C_{pj} - C_{pi}) = \sum^k \mu_k \cdot S_k (C_{pi} - C_{pk})$$

en appelant :

μ = le pourcentage d'ouvertures d'une paroi : somme des aires des ouvertures divisée par l'aire totale de la paroi et multipliée par 100

S = aire totale d'une paroi

j = numéro d'une paroi pour laquelle le débit entre dans le local ($C_{pj} > C_{pi}$)

k = numéro d'une paroi pour laquelle le débit sort du local ($C_{pk} < C_{pi}$)

Il est à noter que si, en cours de calcul, on constate que $C_{pi} > C_{pj}$ ou que $C_{pi} < C_{pk}$, il y a lieu de considérer la paroi j ou k dans l'autre membre de l'équation et, dès lors, de changer le signe sous la racine.

2.- Calcul des aires de parois et des pourcentages d'ouvertures

En affectant les indices 1 et 2 aux parois longitudinales (la paroi 1 étant celle offerte au vent) et les indices 3 et 4 aux pignons, en supposant d'autre part que la dimension longitudinale minimum est de 15 m (trois travées) et en tenant compte enfin qu'une paroi peut être totalement ouverte, nous pouvons écrire, en appelant s l'aire totale des ouvertures d'une paroi et S l'aire de la paroi :

$$\text{Pour les parois 1 \& 2, } S_1 = S_2 = s_1 = s_2 = 2.50 \text{ m} \times 15.00 \text{ m} = 37.50 \text{ m}^2$$
$$\mu_1 = \mu_2 = 1$$

De la même manière, pour les parois 3 & 4, nous aurons :

$$S_3 = S_4 = 2.50 \times 5.00 + 2.00 \times 5.00 / 2 = 17.50\text{m}^2$$
$$s_3 = s_4 = 2.50 \times 5.00 = 12.50 \text{ m}^2$$
$$\mu_3 = \mu_4 = 12.50/17.50 = 0.714$$

3.- Coefficients de pression intérieure

Nous distinguons les cas suivants :

- a) "tout fermé" : $C_{pi} = 0$
- b) un pignon ouvert (paroi 3 ou 4) ou les deux : la norme nous donne : $C_{pi} = - 0.7$
- c) la paroi 1 seule ouverte ; nous avons : $C_{pi} = + 0.8$
- d) la paroi 2 seule ouverte : dès lors : $C_{pi} = - 0.5$
