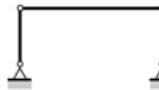
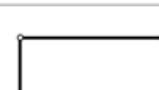
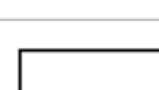


## EXERCICE 11N: STAB. HALLE ET BÂTIMENT – CORRIGÉ

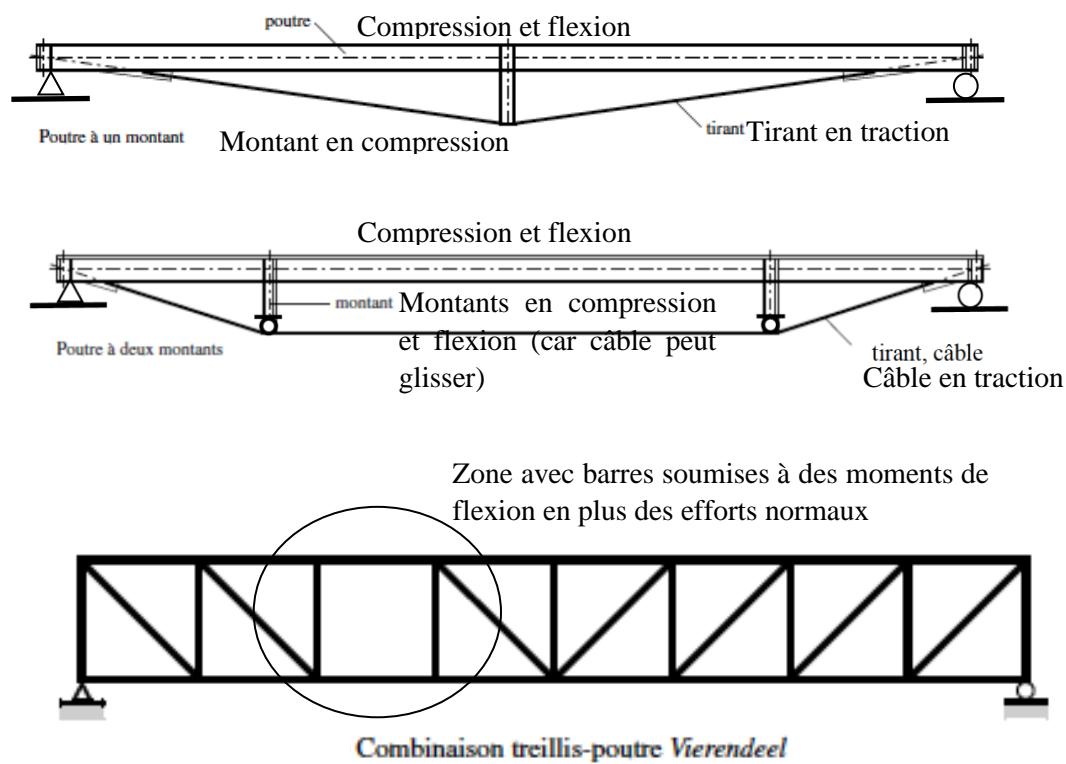
### THEORIE

#### Question 1

Rappelons (TGC vol.1) que la présence d'une articulation diminue d'une unité le degré d'hyperstaticité (ou d'indétermination statique) de la structure. Nous appelons stable un cadre isostatique (degré d'hyperstaticité :  $n = 0$ ) ou hyperstatique ( $n > 0$ ). Un cadre qui ne possède pas suffisamment de réactions d'appui pour réaliser l'équilibre statique avec les forces extérieures est un mécanisme : il est donc instable.

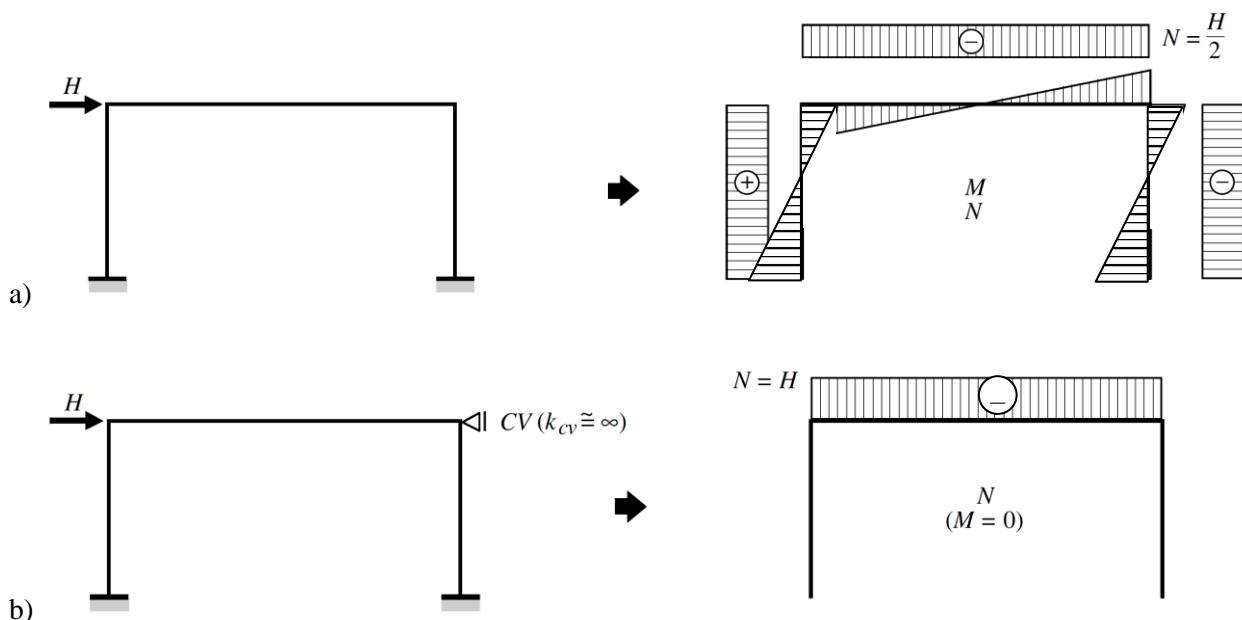
Système statique	Stabilité statique
	Instable (mécanisme)
	Isostatique
	Hyperstatique
	Isostatique
	Hyperstatique
	Hyperstatique
	Hyperstatique

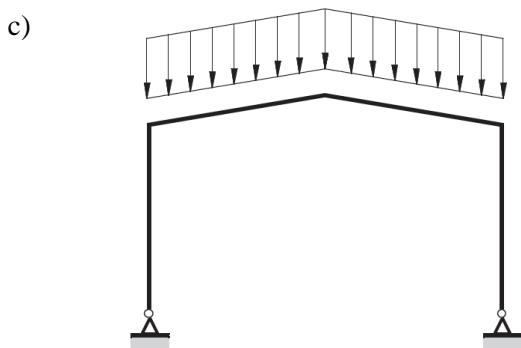
## Question 2



## Question 3

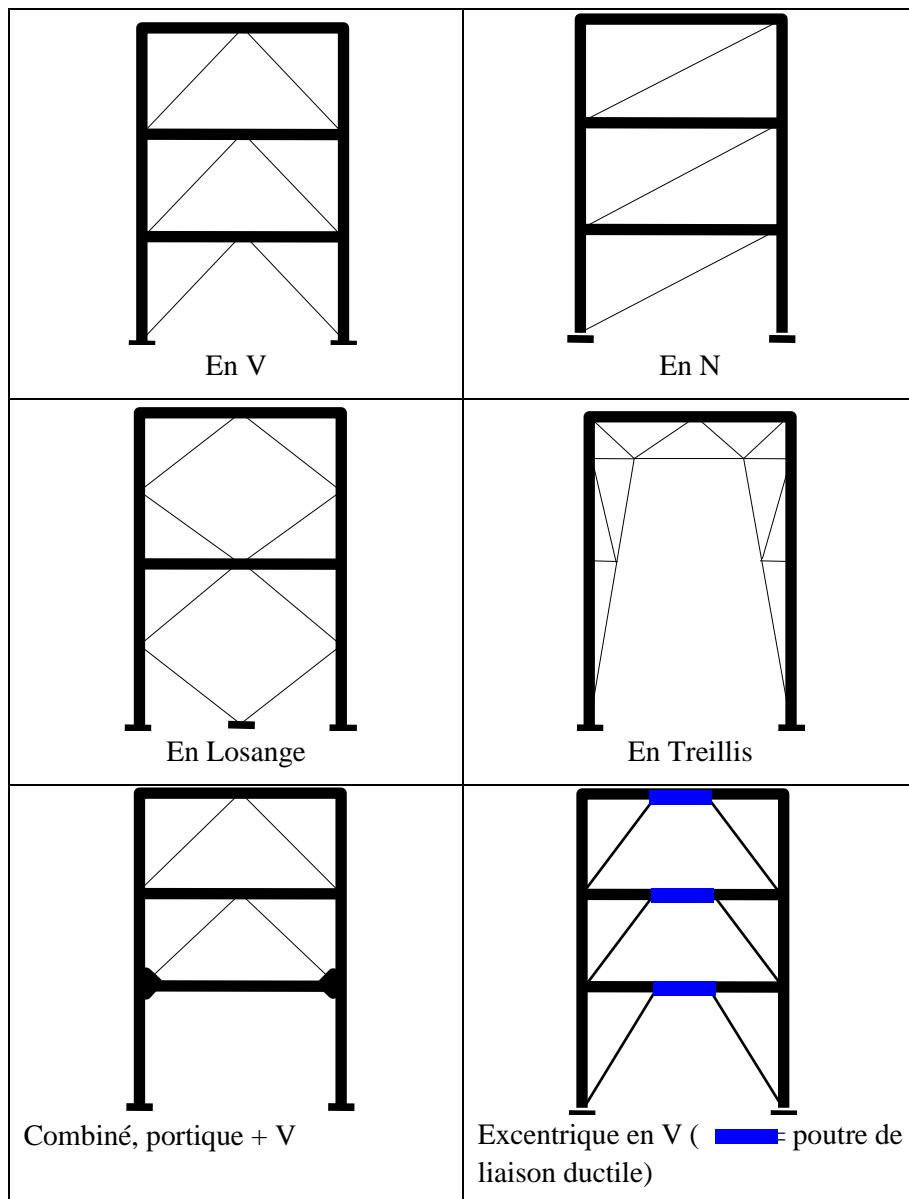
Les diagrammes des efforts normaux et des moments sont les suivants (TGC 11, fig. 11.4)



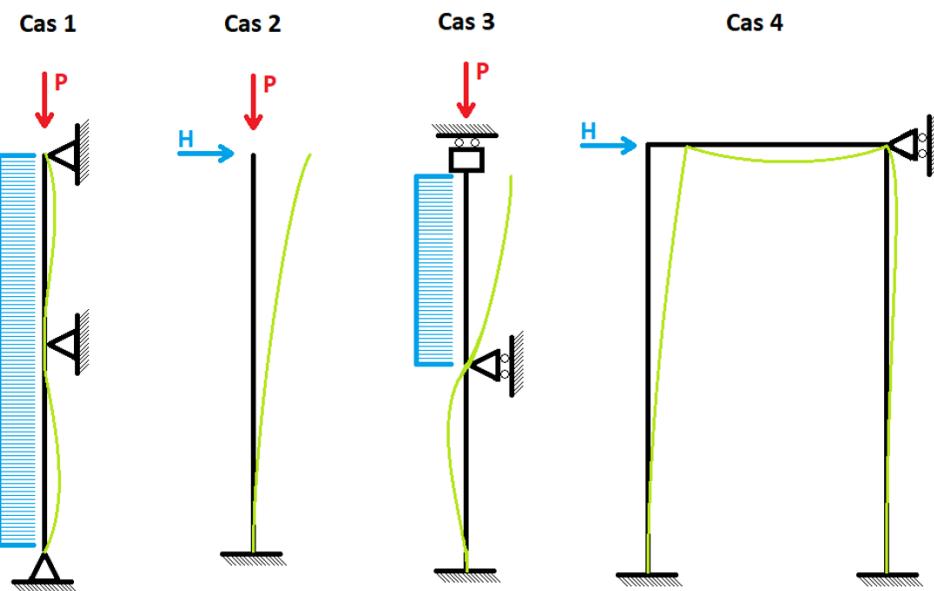


## Question 4

Ci-dessous, plusieurs types de contreventements différents des croix de St-André.



## Question 5



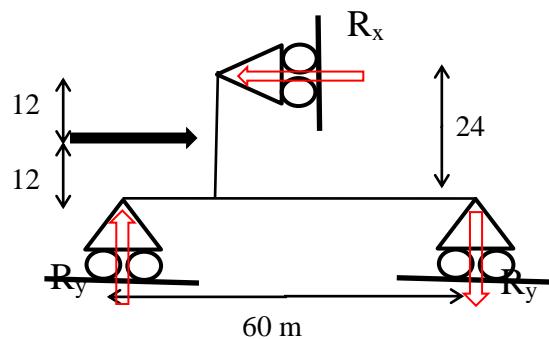
	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4
Flexion	✓	✓	✓	
Flambement		✓	✓	✓

Dans le cas 1, on remarque que la courbure à l'appui intermédiaire, est incompatible avec une déformée de flambement sous  $P$ .

Dans le cas 4, vu le chargement, il s'agit du flambement de la poutre et non plus d'un poteau. La charge  $H$  ne provoque qu'un léger raccourcissement de la poutre, sans flexion. Seule la déformée de flambement provoque la courbure de la poutre, partiellement encastrée dans les poteaux.

## Question 6

Le système de CV de la halle peut être modélisé avec le système statique suivant :



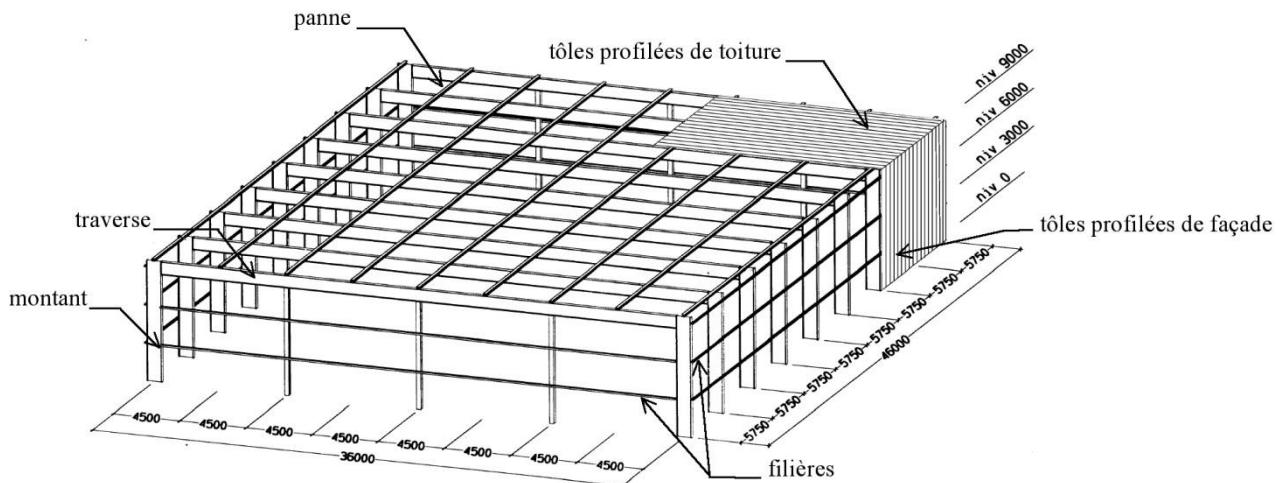
Valeur des forces en pied du contreventement :  
 $R_x = Q_{Ed} = 150 \text{ kN}$   
 $R_y = Q_{Ed} \cdot 24/(2 \cdot 60) = 150 \cdot 24/120 = 30 \text{ kN}$

## PROBLEME 1

### Question 1

La distance entre les cadres dépend essentiellement des charges et actions agissant sur la toiture (poids propre, neige, vent) et sur les façades (pressions dues au vent). En effet, plus l'écartement des cadres est important, plus la dimension des éléments porteurs secondaires (pannes, filières) est grande. Il y a donc un optimum à trouver entre le nombre de cadres et la dimension des éléments porteurs secondaires. Les écartements courants sont de l'ordre de 5 à 7m. Pour la halle de tennis, on choisit un écartement des cadres de 5.75 m.

Le choix de la composition des façades s'est porté sur des tôles profilées verticales qui s'appuient sur un système de filières horizontales écartées de 3 m (portée maximale des tôles de façade). Les tôles profilées de toiture posées transversalement sont fixées sur un système de pannes écartées de 4.5 m (portées maximales des tôles de toiture). La structure porteuse est donnée par la Figure 1.



**Figure 1 – Axonométrie de la halle de tennis : Eléments principaux**

Commentaires, les charges agissant sur la halle sont :

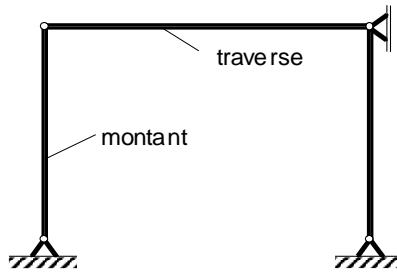
- Charges permanentes (poids propre des éléments porteurs et non porteurs)
- Charges climatiques (neige, vent : même si la force globale verticale de vent est souvent faible...)
- Charges de construction
- Charges utiles (seulement entretien du toit)
- Charges accidentnelles (séisme, choc, incendie)

### Question 2

*Pied de montant:* On choisit des pieds de montant articulés.

*Cadre:* Le choix des pieds de montant articulés permet d'envisager plusieurs solutions, par exemple un cadre à deux articulations, à trois articulations ou à quatre articulations (nécessitant un appui latéral). La structure choisie (Figure 2) pour la halle est un cadre à quatre articulations.

*Pannes et filières:* Le système statique choisi pour les pannes de toiture est la poutre simple, celui choisi pour les filières est la poutre continue.



**Figure 2 – Système statique du cadre**

**Remarque :** La présence d'un appui latéral (constitué le plus souvent par un système de contreventements) est rendu obligatoire par le choix du système statique du cadre, sans quoi la halle ne serait pas stable.

### Question 3

Lors de la conception de la halle de tennis, un système statique de cadres à quatre articulations a été choisi. La présence d'un contreventement est obligatoire, sans quoi la halle ne serait pas stable. De même, pour la direction perpendiculaire au plan des cadres, les cadres doivent être stabilisés hors de leur plan. La conception des contreventements est donnée à la Figure 3. Il s'agit d'une solution parmi d'autres.

L'élancement des treillis de contreventements  $\frac{h}{l}$  doit être compris entre  $\frac{1}{5}$  et  $\frac{1}{8}$ . L'inclinaison des barres doit être comprise entre  $30^\circ$  et  $60^\circ$  pour éviter d'avoir des efforts trop importants dans les éléments.

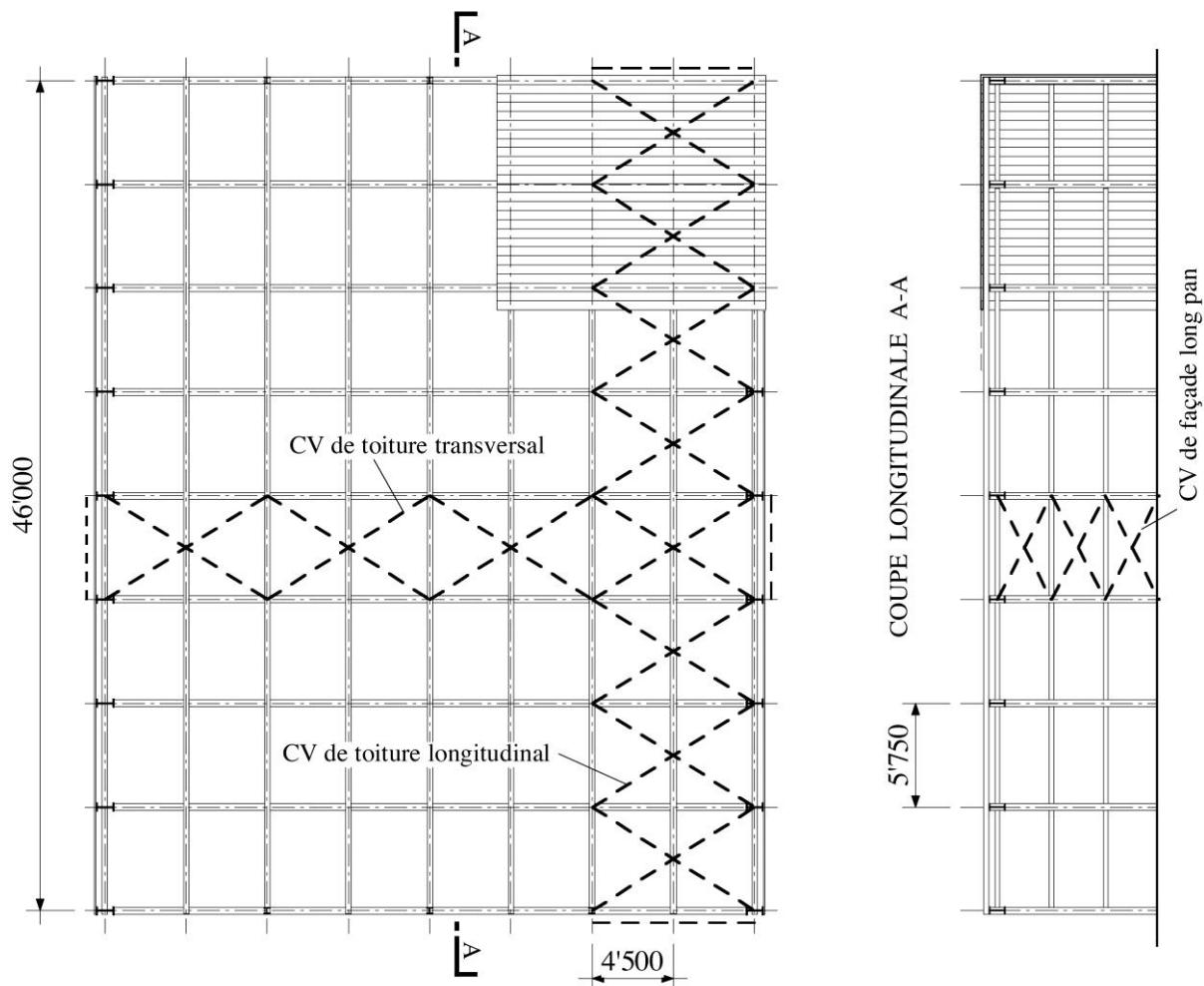
Les élancements des contreventements choisis sont bons, soit :

- pour le contreventement longitudinal :  $\frac{9 \text{ m}}{46 \text{ m}} = \frac{1}{5.1}$

Concernant la façade pignon, on peut faire une croix de St-André sur toute la hauteur car il n'est en principe pas nécessaire de lier les filières à celui-ci. On le fera néanmoins, bien qu'il y ait des nœuds sans barre verticale, car les seules forces à transmettre sont celles de stabilisation des poteaux de pignon dans le plan de la façade et elles sont faibles (1% de l'effort normal de compression dans les poteaux, SIA 263 § 4.2.3.7).

- pour le contreventement transversal :  $\frac{5.75 \text{ m}}{36 \text{ m}} = \frac{1}{6.3}$

VUE EN PLAN DE LA TOITURE



ELEVATION FAÇADE PIGNON

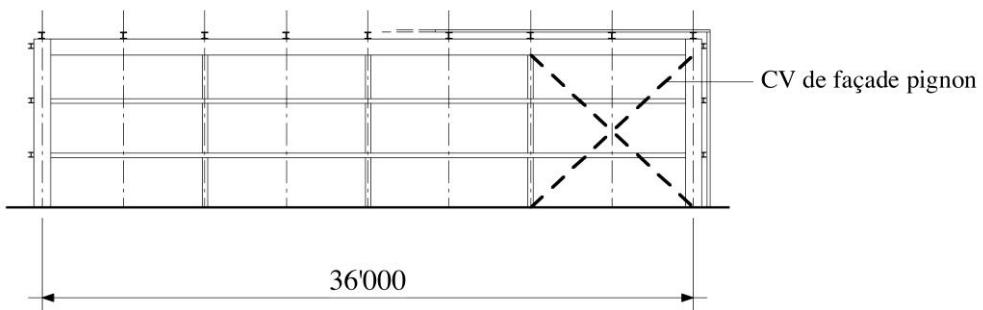


Figure 3 – Contreventements transversal et longitudinal de la halle

## Question 4

Le cheminement des forces de vent transversal et de vent longitudinal se fait de manière semblable en admettant que la pression du vent agissant sur la façade se répartit à moitié dans les fondations, et à moitié dans les traverses des cadres. Le calcul des forces est fait sans facteur de charge.

**Dans le sens transversal**, la force reprise par une traverse intermédiaire est :

$$F_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot 9 \text{ m} \cdot 5.75 \text{ m} \cdot 0.9 \text{ kN/m}^2 = 23.3 \text{ kN} \text{ (en compression)}$$

Les traverses transmettent ces forces jusqu'au contreventement de toiture, qui les transmettra à son tour aux contreventements de façade et aux fondations.

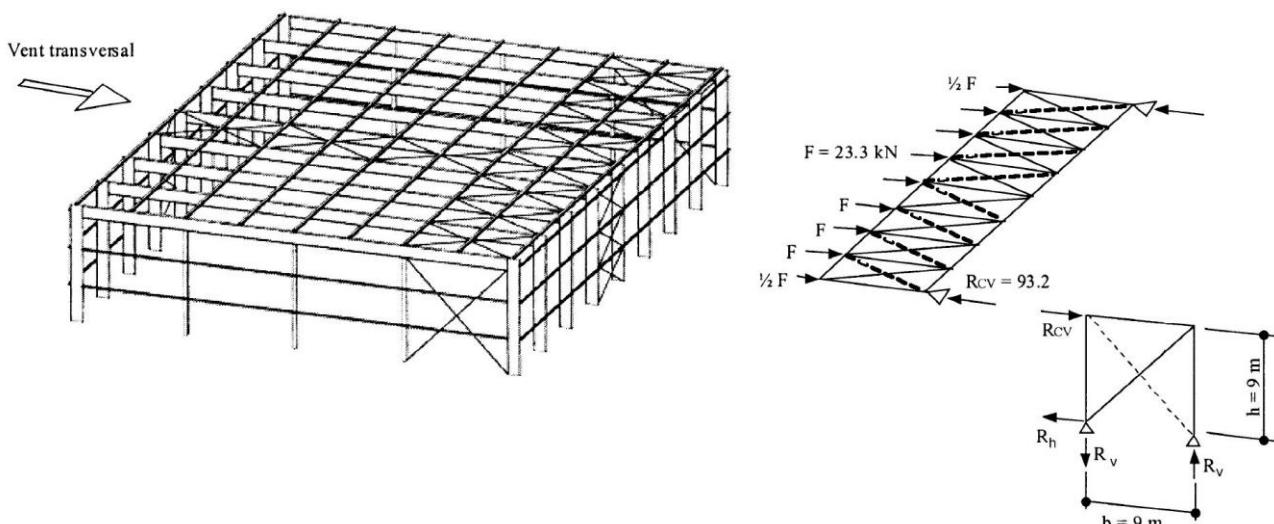
$$\text{La réaction du CV de façade est : } R_{CV} = \frac{1}{2} \cdot (7 \cdot 23.3 \text{ kN} + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 23.3 \text{ kN}) = 93.2 \text{ kN}$$

Les fondations doivent reprendre les réactions d'appui  $R_{CV}$  du contreventement de toiture :

$$R_h = R_{CV}$$

$$R_v = \pm \frac{R_{CV} \cdot h}{b} = \pm \frac{93.2 \text{ kN} \cdot 9 \text{ m}}{9 \text{ m}} = \pm 93.2 \text{ kN}$$

La Figure 4 montre le cheminement de l'action du vent transversal jusqu'aux fondations.



**Figure 4 – Cheminement des forces de vent transversal aux fondations**

### Remarque :

Le cheminement des forces est similaire **dans le sens longitudinal**.

$$\text{La force reprise par une panne de toiture sur deux est : } F = \frac{1}{2} \cdot 9 \text{ m} \cdot 9 \text{ m} \cdot 0.9 \text{ kN/m}^2 = 36.45 \text{ kN}$$

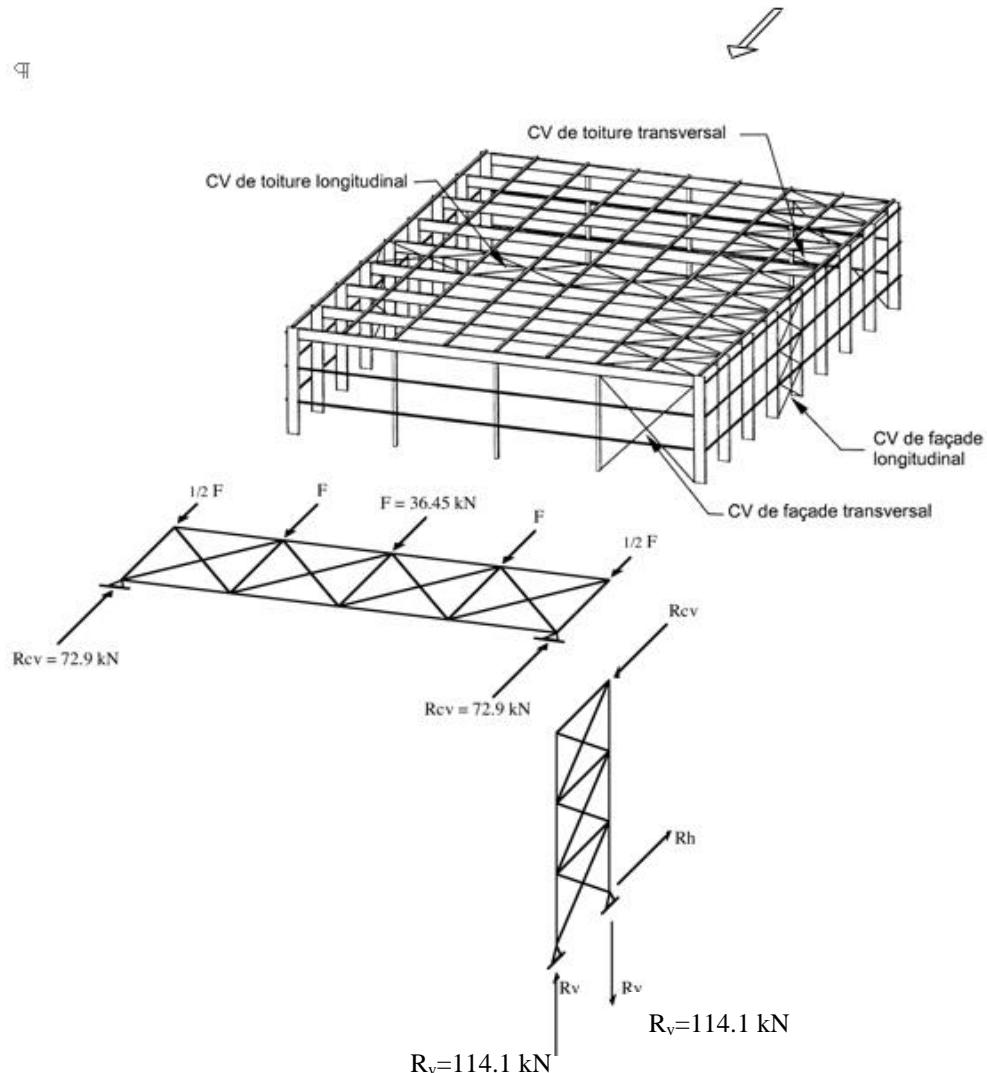
La réaction d'appui du contreventement de toiture soumis aux forces des pannes est de :

$$R_{CV} = \frac{1}{2} \cdot (3 \cdot F + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot F) = 2F = 72.9 \text{ kN}$$

Le moment transmis aux fondations est alors de :  $M = R_{CV} \cdot h = 72.9 \text{ kN} \cdot 9 \text{ m} = 656.1 \text{ kNm}$

Par conséquent, les réactions d'appui verticales valent alors :  $R_h = R_{CV}$ . La Figure 5 illustre ce cheminement.

$$R_v = \pm \frac{M}{b} = \pm \frac{656.1 \text{ kN.m}}{5.75 \text{ m}} = \pm 114.1 \text{ kN}$$

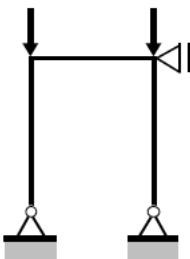
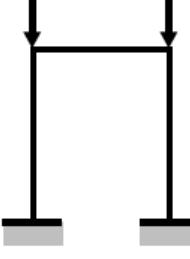


**Figure 5 – Cheminement des forces du vent longitudinal aux fondations**

## Question 5

Calcul des longueurs de flambage des poteaux dans le plan des cadres. Notons que les systèmes statiques pour cette question ne correspondent pas à la solution développée ci-dessus, pour laquelle la réponse est évidente :  $h_k = h = 9 \text{ m}$ .

Pour ces calculs, on se sert de la figure 11.27 du TGC 11 ou, ce qui revient au même, de la Szs C4.

	6.1	6.2
Situation	Halle contreventée dans les 2 directions, cadres à deux articulations en pieds, $h = 9 \text{ m}$ , traverse IPE 750x196, poteaux HEA 600	Cadres auto-stables, entièrement encastrés, $h = 6 \text{ m}$ (en façade, traverse brisée, pente négligée donc admise horizontale), traverse HEA 1000, poteaux HEB 600.
	 <p>Cadre tenu latéralement, type C</p>	 <p>Cadre libre latéralement, type D</p>
$\eta$	3/2	1/2
$\rho$	$\frac{3}{2} \cdot \frac{1412 \cdot 10^6 \cdot 36}{2403 \cdot 10^6 \cdot 9} = 3.52$	$\frac{1}{2} \cdot \frac{1710 \cdot 10^6 \cdot 36}{5538 \cdot 10^6 \cdot 6} = 0.93$
$\beta$	0.93 (< 1 correct)	1.26 (> 1 correct)
$h_k$	8.37 m	7.56 m

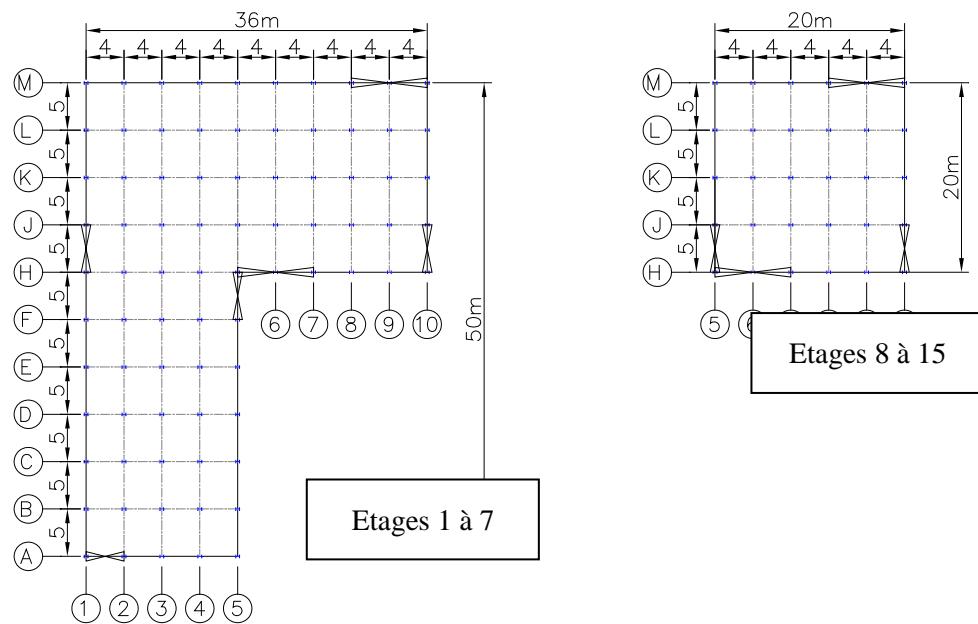
## PROBLEME 2

### Question 1

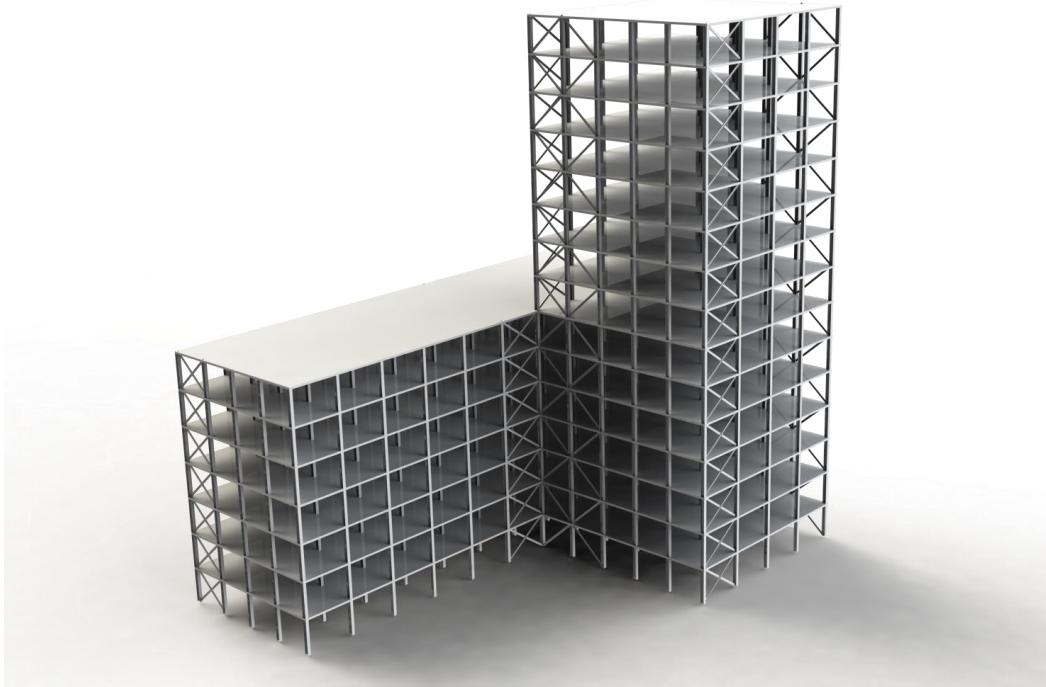
La stabilisation dans le plan de chaque étage est assurée par la dalle. Pour la stabilisation verticale dans le sens longitudinal, il faut au minimum deux plans mais pour n'en avoir aucun à l'intérieur du bâtiment, il en faudra trois, axes 1, 5 (avec décalage à l'étage 8) et 10, voir fig. 6. Le CV sur l'axe 1 dans la partie basse sert à éviter des effets de rotation en bloc de l'ensemble (donc des déplacements et des efforts supplémentaires dans les CV). Une vue en 3D du bâtiment avec ses CV est donnée à la fig. 7. Une largeur de 5 m seulement est admise suffisante (élancement  $1/10.5 < 1/8$ ) car le vent agit sur le côté le plus court du bâtiment. Rappelons que la valeur limite d'élancement est indicative, elle sert d'estimation lors de la conception ; elle permet d'assurer de faibles dimensions pour les éléments des CV et de limiter les déplacements horizontaux. La décision ci-dessus impliquera donc de faire particulièrement attention au dimensionnement du CV le plus élancé.

### Question 2

Pour la stabilisation verticale dans le sens transversal, deux plans seraient suffisants, axes H et M, voir fig. 6. Une largeur de 8 m est nécessaire (élancement  $1/6.6$ ) car le vent agit sur le côté le plus long du bâtiment. A nouveau pour éviter des effets de rotation/torsion, on met également dans la partie basse un CV sur l'axe A (mais de seulement 4 m de largeur).



**Figure 6 – Plans du contreventement du bâtiment.**



**Figure 7 – Vue 3D du squelette du bâtiment.**

La solution donnée n'est pas la seule possible, il en existe d'autres (à discuter avec le MO et l'architecte).

## Question 3

Pour déterminer la longueur de flambage du poteau en rouge, nous utiliserons les figures 13.4 du TGC 11, voir dias du cours (ou des abaques pour cadres multiples de bâtiments, méthode dite de Wood). Deux considérations liées à notre poteau étudié sont à prendre en compte : 1) les éléments de cadre sont liés rigidement aux étages considérés pour le calcul (les poteaux sup et inf à celui étudié participent à la rigidité), 2) le bâtiment est contreventé efficacement dans les 2 directions (cas d'abaque pour les nœuds fixes).

Premièrement, nous devons déterminer les coefficients de rigidité  $\eta$  pour le bas et le haut du poteau étudié :

$$\eta_{sup} = \frac{K_m + K_{m,sup}}{K_m + K_{m,sup} + \sum K_{t,sup}} \quad \text{et} \quad \eta_{inf} = \frac{K_m + K_{m,inf}}{K_m + K_{m,inf} + \sum K_{t,inf}}$$

Avec,

$$K_m = \frac{EI_m}{h_m} = \frac{210000 \cdot 57.0e6}{3500} = 3.42e9 \text{ [N.mm]} \quad \text{La rigidité du poteau étudié}$$

$$K_{m,sup} = \frac{EI_{m,sup}}{h_{m,sup}} = \frac{210000 \cdot 57.0e6}{3500} = 3.42e9 \text{ [N.mm]} \quad \text{La rigidité du poteau supérieur}$$

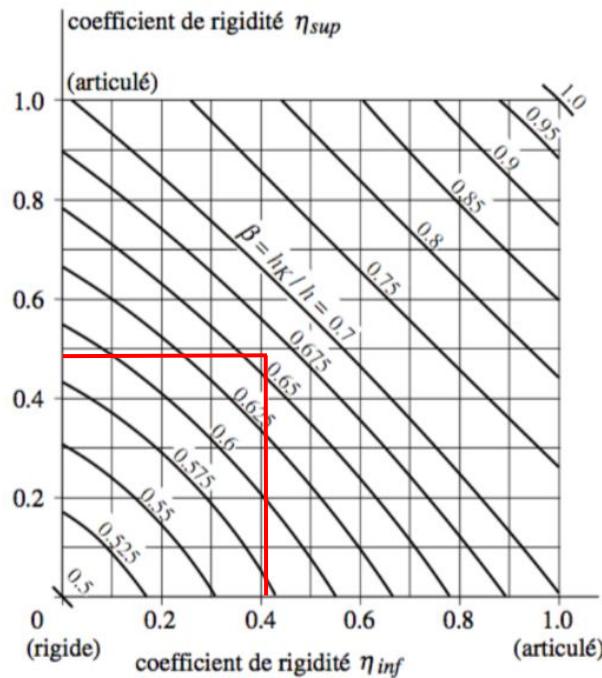
$$K_{m,inf} = \frac{EI_{m,inf}}{h_{m,inf}} = \frac{210000 \cdot 112.6e6}{4000} = 5.91e9 \text{ [N.mm]} \quad \text{La rigidité du poteau inférieur}$$

$$K_{t,sup,gauche} = K_{t,sup,droite} = \frac{EI_{t,sup}}{l_{t,sup}} = \frac{210000 \cdot 83.6e6}{5000} = 3.51e9 \text{ [N.mm]} \quad \text{La rigidité des poutres supérieures}$$

$$K_{t,inf,gauche} = K_{t,inf,droite} = \frac{EI_{t,inf}}{l_{t,inf}} = \frac{210000 \cdot 162.7e6}{5000} = 6.83e9 \text{ [N.mm]} \quad \text{La rigidité des poutres inférieures}$$

Donc,  $\eta_{sup} = \frac{2 \cdot 3.42e9}{2 \cdot 3.42e9 + 2 \cdot 3.51e9} = 0.494 \quad \text{et} \quad \eta_{inf} = \frac{3.42e9 + 5.91e9}{3.42e9 + 5.91e9 + 2 \cdot 6.83e9} = 0.406$

Maintenant, nous pouvons lire dans l'abaque des cadres multiples à nœuds fixes la valeur de  $\beta$  :



D'après l'abaque, nous trouvons  $\beta \approx 0.665$ .

Ou alors, selon le TGC 11 formule (13.6) :

$$\beta = \frac{1 + 0.145 (\eta_{inf} + \eta_{sup}) - 0.265 \eta_{inf} \eta_{sup}}{2 - 0.364 (\eta_{inf} + \eta_{sup}) - 0.247 \eta_{inf} \eta_{sup}} = 0.664$$

Pour finir, nous pouvons trouver la longueur de flambage suivante :

$$h_K = \beta h = 0.664 \cdot 3.5 = 2.32 [m]$$

Remarque : Notre résultat est cohérent, en effet les bornes pour notre cas sont le poteau bi-encastré (poteaux et poutres tiennent parfaitement notre élément étudié) et le poteau bi-rotulé (poteaux et poutres ne tiennent pas du tout notre élément étudié), soit :

$$h_{enca} = 0.5 \cdot h = 1.75 \leq h_K = 2.32 \leq h_{rotu} = h = 3.5 [m]$$

Ces valeurs extrêmes de  $\beta$  figurent aussi sur l'abaque.