

# Rubrique du Praticien

Praticiens, ingénieurs d'études, n'hésitez pas à nous poser des questions, contribuant ainsi à orienter cette Rubrique dans le sens qui vous convient

## ÉVALUATION QUANTITATIVE ET QUALITATIVE DE LA COLLABORATION DES TOITURES EN TÔLES MINCES

### 1. — INTRODUCTION

On sait à l'heure actuelle qu'une paroi en tôles minces pliées à froid collabore, de par sa résistance élevée au cisaillement, à la résistance d'ensemble de la structure [1].

Ce progrès dans le dimensionnement d'une structure recouverte de tôles trapézoïdales a été concrétisé par les travaux de la commission 17 de la CECM qui a édicté des règles pratiques de dimensionnement sous forme de recommandations européennes [2].

- Quand faut-il tenir compte de cet effet, appelé « effet de diaphragme »?
- Quels sont les paramètres intéressants à faire varier ?
- Dans quel sens doivent-ils varier?

Voilà les trois questions auxquelles cette publication va tenter de répondre, et ceci à l'intention des bureaux d'études et des architectes. Cet article est, en fait, la présentation des résultats d'une étude paramétrique concernant la collaboration des tôles de toitures posées sur des halls industriels à travée unique et à un seul niveau dont les portiques sont rectangulaires ou à entrain retroussé [3]. Cette étude est le fruit d'une collaboration étroite entre l'auteur et H. Blaffart de la S. A. METAL PROFIL.

### 2. — LE DIAPHRAGME

Un diaphragme comporte comme éléments constitutifs : les tôles minces, les pannes, les poutres, les fixations de couture,

les fixations tôles-pannes, les connecteurs, qui assurent la transmission directe des efforts de cisaillement, et les fixations tôles-connecteurs (fig. 1).

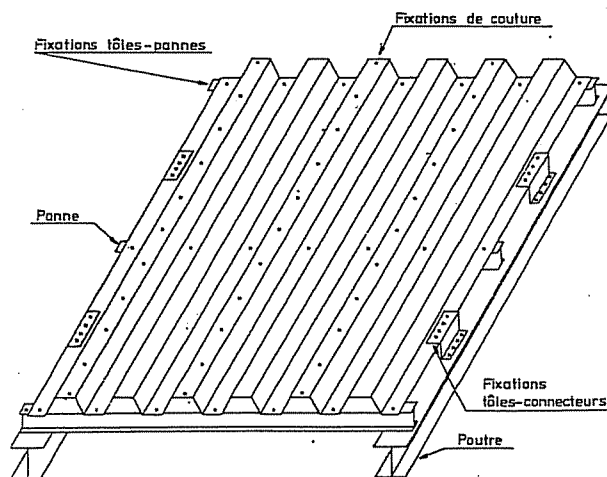


Fig. 1 — Le diaphragme

La flexibilité  $c$  et la résistance de calcul  $V^*$  sont les deux grandeurs caractéristiques d'un diaphragme qui conditionnent la collaboration de la couverture à la résistance d'ensemble de la structure. Dans cette partie, nous examinons quels sont les paramètres qui vont influencer de façon sensible la flexibilité et la résistance de calcul d'un diaphragme afin de déterminer si, de façon pratique, il est possible de modifier économiquement ces deux grandeurs dans un sens favorable.

## 2,1. — Nombre de fixations

## 2,11. — Tôles posées sur pannes

A) On a dimensionné quelques diaphragmes dont chaque tôle, haute de 47 mm, était posée sur 3 pannes entre-distantes de 3,165 m. La longueur du diaphragme valait successivement 1, 2 et 4 fois la largeur dont la valeur constante était de 6 m.

On a pu ainsi déterminer la flexibilité et la résistance de calcul de ces diaphragmes en fonction du nombre de fixations de couture  $N_s$  et du nombre de fixations tôles-connecteurs  $N_{sc}$ . Pour appréhender l'aspect économique lié à l'augmentation du nombre de fixations, on a placé en abscisse le nombre total de fixations  $\Delta N$  à ajouter au diaphragme pour passer d'une situation de référence à n'importe quelle autre situation.

Les diagrammes des figures 2 et 3 présentent donc, pour un des cas envisagés, le résultat obtenu en fonction d'une image de la dépense à consentir.

De l'étude de ces figures, on peut dégager les conclusions suivantes :

1) Si on veut diminuer la flexibilité d'un diaphragme en augmentant le nombre de fixations, il n'est pas économique de réduire l'écartement des fixations de couture. En effet, on se déplace alors dans le diagramme de la figure 2 sur une courbe qui est peu inclinée sur l'horizontale, c'est-à-dire que le résultat obtenu est faible par rapport à l'effort consenti.

De même, l'augmentation du nombre de fixations de couture n'influence que faiblement (voire pas du tout) la résistance de calcul du diaphragme.

2) Il est exclu d'escompter une bonne collaboration de la couverture en tôles minces pliées à froid si on n'utilise pas de connecteurs. En effet, lorsque le nombre de fixations tôles-

connecteurs diminue fortement, la flexibilité augmente de façon presque verticale sur le diagramme. La transmission directe des efforts de cisaillement est donc bien nécessaire.

3) L'augmentation du nombre de fixations tôles-connecteurs permet, d'une part, de diminuer sensiblement la flexibilité et, d'autre part, d'accroître de manière significative la résistance de calcul d'un diaphragme sans occasionner une dépense excessive. Notons qu'il est d'autant plus économique de réduire la flexibilité d'un diaphragme en augmentant le nombre de fixations que le rapport des côtés est élevé. Par contre, l'accroissement relatif de la résistance de calcul réalisé par une augmentation de densité de fixations donnée n'est pas influencé par l'allongement du diaphragme.

4) Au-delà d'une certaine valeur de  $N_{sc}$ , le gain obtenu quant à la flexibilité par augmentation des assemblages tôles-connecteurs se réduit considérablement. On peut considérer que cette valeur limite du nombre de fixations tôles-connecteurs, dont le dépassement conduit à un gaspillage de rivets, correspond sensiblement à la situation où les résistances correspondant aux ruines par rupture des fixations de couture et par rupture des tôles-connecteurs sont égales.

Cette situation est également la plus économique en ce qui concerne la résistance de calcul du diaphragme. En effet, dans le cas contraire, l'un des deux types de fixations est surabondant puisque la résistance de calcul est de toute façon limitée par l'autre type.

B) De quelques considérations théoriques très simples, il résulte que si, dans un problème particulier, la résistance de calcul des diaphragmes n'est pas suffisante et si on désire résoudre le problème en augmentant le nombre de fixations, il convient, pour procéder économiquement :

— dans un premier temps, d'augmenter le nombre des fixations qui donnent la plus petite des deux valeurs  $V_s$  ou  $V_{sc}$ , jusqu'à obtenir  $V_s = V_{sc}$ .

$V_s$  = résistance associée à la ruine de couture,

$V_{sc}$  = résistance associée à la ruine tôles-connecteurs;

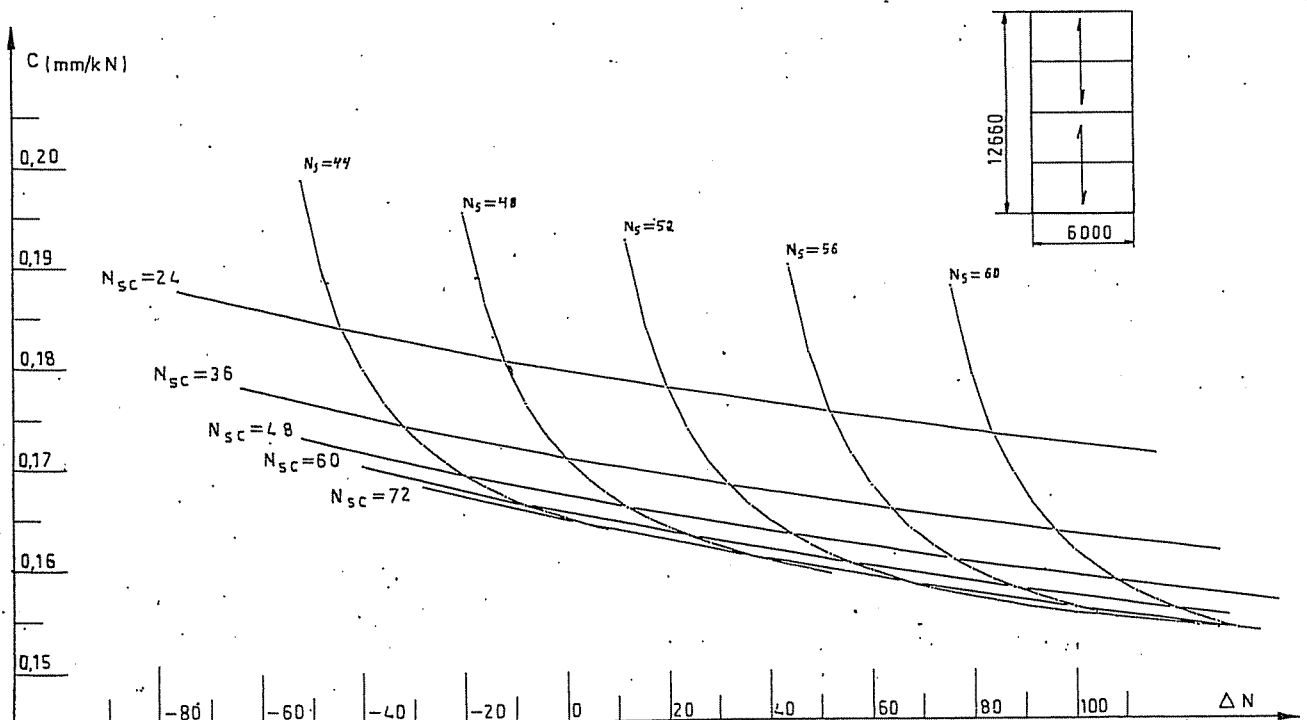


Fig. 2 — Variation de la flexibilité

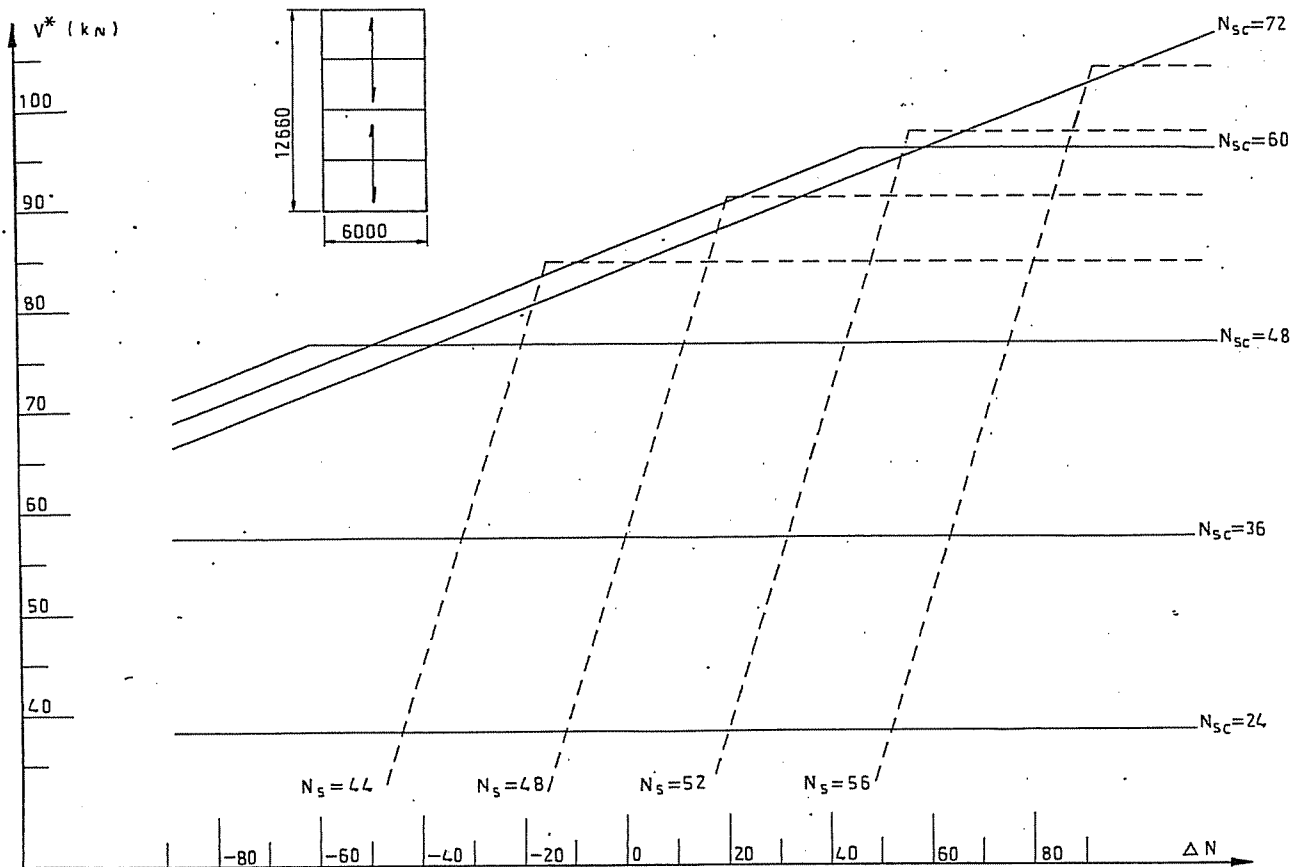


Fig. 3 — Variation de la résistance de calcul

- ensuite, d'accroître simultanément le nombre des fixations de couture de  $\Delta_s$  et celui des fixations tôles-connecteurs de  $\Delta_{sc}$ , cela de manière telle que les accroissements respectent la condition suivante :

$$\frac{\Delta_s}{\Delta_{sc}} = \frac{R_s}{R_{sc}}$$

$R_s$  = charge caractéristique d'une fixation de couture,

$R_{sc}$  = charge caractéristique d'une fixation tôles-connecteur.

C) En ce qui concerne les fixations tôles-pannes, on peut dire que le fait de placer deux fixations dans les creux où on n'en avait placé qu'une seule auparavant est une façon très peu économique d'améliorer le comportement au cisaillement d'un diaphragme. Remarquant, de plus, que ce procédé ne permet pas un réglage fin des caractéristiques du diaphragme (car le nombre de fixations varie par pas importants), nous concluons qu'il n'est pas recommandable de doubler le nombre de fixations tôles-pannes en gardant à celles-ci la même disposition (au sens du paragraphe 2,2).

D) Au vu des nombreux exemples examinés, il semble que les valeurs suivantes conduisent, sans gaspillage de fixations, à des caractéristiques du diaphragme satisfaisantes lorsque le glissement des fixations est de 0,35 mm/kN et leur charge caractéristique de 2,5 kN/mm :

- de 150 à 250 mm d'écartement entre fixations de couture;
- 4 à 5 fixations tôles-connecteurs par mètre.

## 2,12. — Tôles posées sur portiques

Une autre façon d'utiliser les tôles minces profilées à froid en toiture de halls industriels est de les poser directement d'un portique à l'autre, supprimant ainsi l'élément intermédiaire que constituait la panne. Les diaphragmes sans pannes, de mêmes dimensions qu'au paragraphe précédent mais dont les tôles présentent une hauteur de 106 mm, ont été étudiés. C'est ainsi qu'on a pu dégager les remarques suivantes :

- par rapport au cas du paragraphe 2,11 et toutes autres choses restant égales, le fait de poser les tôles directement sur les portiques accroît la flexibilité d'un diaphragme alors que la résistance de calcul se trouve réduite, et ce de manière très sensible;
- de même que pour les tôles posées sur pannes, l'influence des fixations tôles-connecteurs est prépondérante par rapport à celle des fixations de couture;
- doubler le nombre de fixations tôles-pannes dans chaque creux (il s'agit ici des fixations qui lient les tôles aux poutres de portique) est cette fois la manière la plus économique d'améliorer les caractéristiques d'un diaphragme par accroissement du nombre de fixations.

## 2,2. — Dispositions des fixations tôles-pannes

A) La disposition des fixations tôles-pannes détermine la valeur de plusieurs paramètres lors du calcul de la flexibilité

d'un diaphragme. On peut trouver à la figure 4 trois types possibles de disposition des fixations, du plus souple au plus rigide.

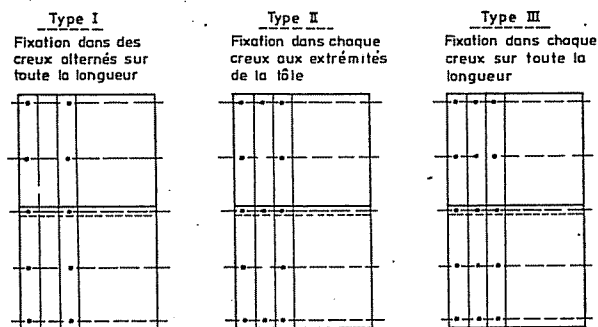


Fig 4 — Disposition des fixations tôles-pannes

De l'étude de nombreux cas correspondant à ces trois types de disposition, on retiendra les deux faits suivants :

- la flexibilité correspondant au type III n'est que très légèrement inférieure (voire égale) à la flexibilité obtenue pour une disposition de type II;
- une disposition de type I multiplie la flexibilité d'un diaphragme par un facteur voisin de 5 par rapport aux autres types de disposition.

De ces deux remarques, on peut tirer la conclusion suivante : dans le cas d'un diaphragme dont les tôles sont posées sur pannes, il est impératif, pour obtenir une flexibilité satisfaisante, de disposer une fixation tôle-panne dans chaque creux au droit des pannes qui supportent les extrémités de la tôle. Quant aux autres pannes, on recommandera de n'y fixer les tôles que par une fixation tous les deux creux, en tout cas lorsque celles-ci ne comportent que deux travées.

B) La disposition des fixations tôles-pannes n'influence pas la résistance de calcul d'un diaphragme, surtout si on évite la disposition de type I, proscrite ci-dessus.

### 2,3. — Choix du type de fixation

On se pose maintenant la question suivante : est-il préférable de disposer dans un diaphragme un nombre restreint de fixations de bonne qualité ou un nombre plus important de fixations moins performantes ?

Il n'est pas aisé de répondre à cette question de façon certaine car on devrait, pour cela, évaluer ce que coûte une augmentation de la rigidité par rapport à une augmentation du nombre de fixations.

Il semble toutefois que, suite, d'une part, à une série de dérivations (par rapport aux rigidités des fixations) des différents termes intervenant dans les caractéristiques des diaphragmes, d'autre part, à des réflexions plus qualitatives, on puisse dégager les indications ci-dessous. Si le dimensionnement d'une structure déterminée est conditionné par les déformations de cette structure, il conviendra de disposer des fixations aussi rigides que possible ce qui permettra éventuellement d'en limiter le nombre.

Si, par contre, le dimensionnement est conditionné par la résistance du diaphragme, il conviendra de disposer un plus

grand nombre de fixations de couture et de fixations tôles-connecteurs (qui pourront alors être moins rigides sans occasionner une flexibilité excessive) ainsi que des fixations tôles-pannes les plus rigides possibles.

### 2,4. — Longueur des tôles

Par l'étude de quelques exemples, on arrive rapidement à la conclusion que, tant pour réduire le poids des tôles que pour diminuer fortement la flexibilité d'un diaphragme, il est utile d'employer des tôles dont la longueur est le maximum permis par les conditions de production, de transport et de manutention sur chantier.

En effet, cette façon de procéder conduit à une réduction du poids d'acier mis en œuvre et la diminution de flexibilité est de loin supérieure à ce qu'on aurait pu obtenir en ajoutant des fixations supplémentaires.

Dans le cas où les tôles sont posées sur portiques, on doit savoir qu'une disposition isostatique de celles-ci conduit à une flexibilité environ deux fois plus élevée que si les tôles étaient appuyées sur trois portiques (cette disposition nécessite également l'utilisation de profils plus lourds). La situation est encore plus défavorable si on ne fait pas se recouvrir les extrémités des tôles adjacentes au droit des portiques.

### 2,5. — Épaisseur des tôles

Si, après avoir dimensionné les tôles de manière traditionnelle (c'est-à-dire en considérant leur flexion entre pannes), on choisit délibérément une tôle dont l'épaisseur est supérieure à celle requise par le dimensionnement, est-il possible que le poids d'acier supplémentaire mis en œuvre soit compensé par des gains, au niveau de la flexibilité et de la résistance de calcul, tels que le bilan global de l'opération soit positif ?

De tous les exemples étudiés, il ressort que l'augmentation de la résistance de calcul ainsi obtenue est de loin inférieure à celle que permettrait l'addition d'un nombre de fixations occasionnant une dépense équivalente.

En ce qui concerne la flexibilité, on retiendra comme ordre de grandeur que la réduction est environ de 1 % pour chaque Newton par mètre carré ajouté en choisissant des tôles plus épaisses. Cela entraîne que l'augmentation de l'épaisseur des tôles, afin de réduire la flexibilité d'un diaphragme, est une solution extrême qui doit être réservée à quelques cas particuliers car, même si les gains réalisés sont importants, la dépense nécessaire est considérable.

### 2,6. — Nombre de pannes

On sait que les pannes intermédiaires d'un diaphragme jouent un rôle favorable en limitant les déformations de la tôle et les glissements de celle-ci grâce aux fixations supplémentaires qu'elles introduisent. Les pannes intérieures limitent donc la flexibilité d'un diaphragme. Pratiquement, est-il économiquement valable de disposer dans un diaphragme un nombre important de pannes afin de diminuer la flexibilité de celui-ci ?

Comme l'avait déjà montré Aribert et Zidan [4], on peut certainement dire que, si l'introduction de pannes supplémentaires n'est pas mise à profit pour permettre l'utilisation de

profils plus légers et plus plats (donc moins déformables au cisaillement), le bilan économique de l'opération sera défavorable.

Qu'en est-il, par contre, lorsque la portée des tôles est suffisamment réduite (et le nombre de travées accru) pour qu'un profil plus plat puisse être mis en œuvre? L'étude entreprise nous permet de penser que cette méthode pourra éventuellement se révéler efficace, mais que le coût de l'opération et la réduction possible de la flexibilité devront être évalués dans chaque cas particulier.

## 2.7. — Dimensions du diaphragme

Il peut également être intéressant de prévoir de quelle façon vont varier les caractéristiques d'un diaphragme en fonction des dimensions de celui-ci, toutes autres choses restant égales.

Alors que la flexibilité est presque directement proportionnelle à la largeur du diaphragme, elle varie avec sa profondeur suivant une loi d'allure hyperbolique ainsi que le montre la figure 5.

La résistance de calcul, quant à elle, est proportionnelle à la dimension parallèle au sens de portée des tôles et n'est pas influencée par la direction perpendiculaire.

Dans le but de donner quelques ordres de grandeur de leurs caractéristiques, on définit trois types de diaphragme dont les tôles sont posées sur pannes et que l'on pourrait rencontrer en pratique.

### 2.71. — Diaphragme souple

Il s'agit d'un diaphragme pour lequel on n'a pris aucune précaution afin de favoriser sa collaboration à la résistance d'ensemble de la structure, c'est-à-dire :

- disposition des fixations tôles-pannes de type I (cf. paragraphe 2,2) :  
 $S_p = 0,12 \text{ mm/kN}$   $R_p = 6 \text{ kN/mm}$ ;
  - tôles posées sur trois pannes écartées de 3 m :  
 hauteur des tôles = 47 mm;
  - fixations de couture écartées de 400 mm
  - 1,7 fixation tôles-connecteurs par mètre
- $$\left. \begin{array}{l} S_s = S_{se} = 0,35 \text{ mm/kN} \\ R_s = R_{se} = 2,5 \text{ kN/mm} \end{array} \right\}$$

### 2.72. — Diaphragme normal

Celui-ci ne diffère du diaphragme souple que par la disposition des fixations tôles-pannes du type II.

### 2.73. — Diaphragme raide

Dans ce cas, on a suivi certaines recommandations dégagées ci-dessus afin de favoriser la collaboration du diaphragme. C'est-à-dire que, par rapport au diaphragme normal,

- la longueur des tôles est augmentée;
- l'écartement des fixations de couture est réduit à 200 mm;

— la fréquence des fixations tôles-connecteurs est portée à cinq par mètre.

On peut trouver, dans le tableau I, la flexibilité et la résistance de calcul de différents diaphragmes dont la largeur est de 6 m.

TABLEAU I. — Caractéristiques d'un diaphragme en fonction de sa profondeur ( $c$  en mm/kN,  $V^*$  en kN)

Diaphragme	souple	normal	raide
$b = 6 \text{ m}$	$c = 2,445$ $V^* = 15,98$	$c = 0,559$ $V^* = 15,98$	$c = 0,459$ $V^* = 47,93$
$b = 9 \text{ m}$	$c = 1,131$ $V^* = 23,96$	$c = 0,291$ $V^* = 23,96$	$c = 0,223$ $V^* = 71,89$
$b = 12 \text{ m}$	$c = 0,975$ $V^* = 31,95$	$c = 0,222$ $V^* = 31,95$	$c = 0,137$ $V^* = 95,85$
$b = 15 \text{ m}$	$c = 0,640$ $V^* = 39,94$	$c = 0,157$ $V^* = 39,94$	$c = 0,115$ $V^* = 119,8$
$b = 18 \text{ m}$	$c = 0,527$ $V^* = 47,93$	$c = 0,1275$ $V^* = 47,93$	$c = 0,0851$ $V^* = 143,7$
$b = 21 \text{ m}$	$c = 0,394$ $V^* = 55,91$	$c = 0,1017$ $V^* = 55,91$	$c = 0,0662$ $V^* = 167,7$
$b = 24 \text{ m}$	$c = 0,348$ $V^* = 63,90$	$c = 0,0883$ $V^* = 63,90$	$c = 0,0535$ $V^* = 191,7$

La figure 5 visualise la variation de la flexibilité en fonction de la profondeur.

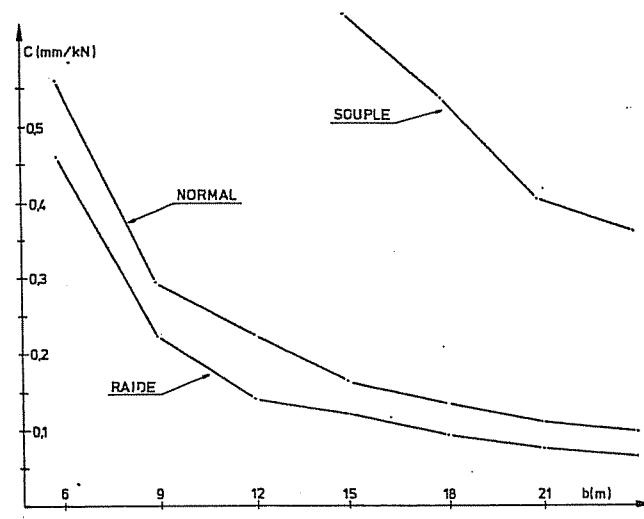


Fig. 5 — Variation de la flexibilité en fonction de la profondeur du diaphragme (largeur = 6 m)

## 3. — LA STRUCTURE

Par l'examen de différents types de portique, nous voudrions apporter des réponses à la question suivante. Pour quel type de structure la participation de la couverture à la résistance d'ensemble du bâtiment produit-elle des effets suffisamment bénéfiques pour pouvoir être prise en compte?

En d'autres termes, quand vaut-il la peine de tenir compte de l'effet de diaphragme et quand est-il préférable de s'en tenir à une conception traditionnelle de la structure?

Lors du calcul des portiques, les normes belges [5], [6], [7] et [8] ont été appliquées. On a considéré une charge de neige de  $0,8 \text{ kN/m}^2$  et un coefficient de sécurité constant de 1,5.

### 3.1. — Portiques rectangulaires hypostatiques

On sait qu'un portique hypostatique, articulé en ses quatre nœuds, n'est pas stable dans son plan.

Il est incapable de reprendre seul les actions horizontales qui agissent dans son plan. On sait que si la rigidité des portiques d'extrémités est assurée, il est possible de faire travailler la toiture en tôles minces profilées à froid comme une poutre horizontale qui reporte ces actions aux portiques d'extrémités sur lesquels elle s'appuie.

On se propose, dans cette partie, d'examiner si ce mode de reprise des efforts est réellement utilisable et dans quelle mesure les paramètres de la structure influencent les caractéristiques que les diaphragmes de la toiture doivent présenter pour que celle-ci puisse remplir correctement son rôle.

### 3.11. — Portiques sans pont roulant

#### 3.11.1. — Flexibilité

Soit une structure composée de portiques hypostatiques, dont les paramètres sont indiqués à la figure 6. On désigne par  $N$  le nombre total de travées du bâtiment.

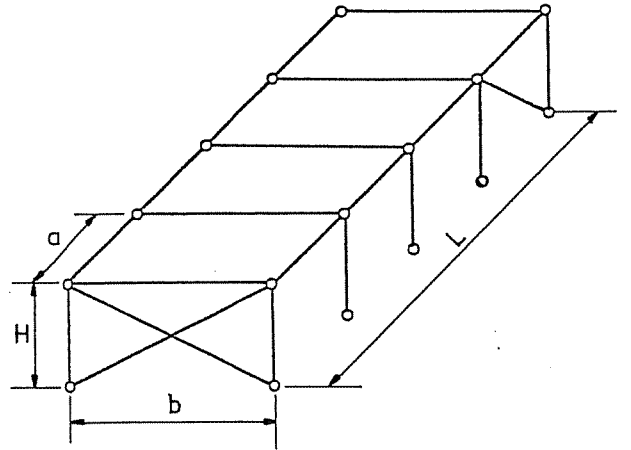


Fig. 6 — Portiques hypostatiques

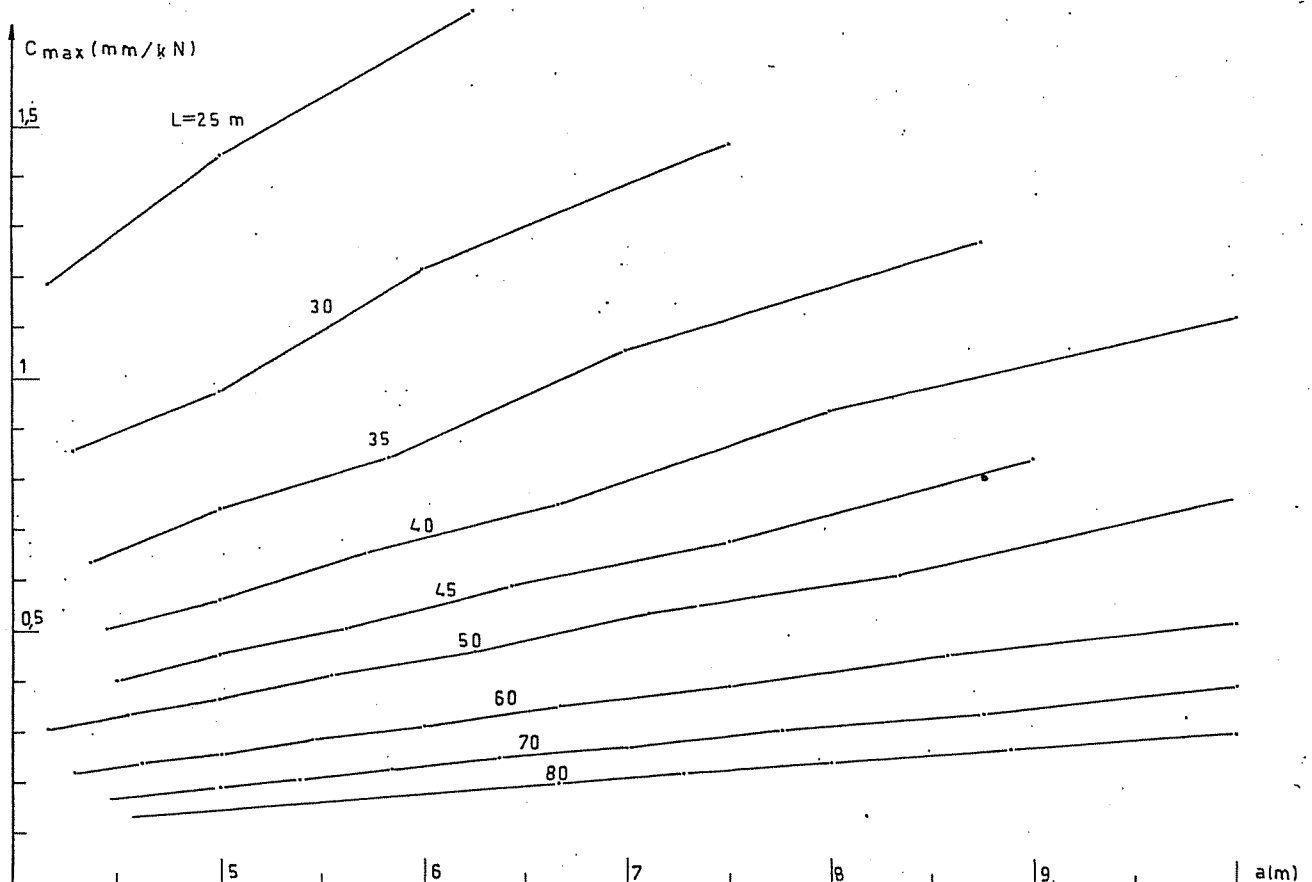


Fig. 7 — Flexibilité maximale

Si on désigne par  $c_{max}$  la valeur maximale que la flexibilité des diaphragmes peut présenter pour limiter le déplacement horizontal en tête de colonne sous l'action du vent à  $H/200$  (dans l'hypothèse où tous les diaphragmes présentent la même flexibilité), on obtient les formules approchées (on a supposé une valeur constante à la somme des pressions agissant sur les parois :  $q_k = 0,45 \text{ kN/m}^2$ ) :

$$\text{Si } N \text{ est pair, } c_{max} = \frac{1000 \cdot a}{5,625 \cdot L^2} \quad (1)$$

$$\text{si } N \text{ est impair, } c_{max} = \frac{1000 \cdot a}{5,625(L^2 - a^2)} \quad (1')$$

$c_{max}$  est exprimé en  $\text{mm/kN}$  si  $a$  et  $L$  sont exprimés en  $\text{m}$ .

La figure 7 présente l'expression graphique des formules (1) et (1').

On peut donc conclure en ce qui concerne les déformations :

- la hauteur  $H$  n'intervient pas à ce niveau. Rappelons que si les efforts de vent sont proportionnels à  $H$ , la flèche permise l'est également;
- la portée entre portiques n'influence pas la faculté de la toiture de limiter les déformations puisque, si la flexibilité nécessaire est proportionnelle à  $a$ , on a vu au paragraphe 2,7 que la flexibilité disponible l'est également;
- la longueur totale du bâtiment est un paramètre très important puisque celui-ci intervient directement au carré. Dès que la longueur  $L$  augmente, la flexibilité maximale à ne pas dépasser diminue très rapidement;
- la portée des portiques  $b$  semble ne pas intervenir à ce niveau. Il est vrai que la flexibilité nécessaire ne dépend pas de la largeur du bâtiment. N'oublions pas cependant que la flexibilité d'un diaphragme s'élève rapidement dès que sa profondeur  $b$  diminue de façon trop importante (fig. 5). Il sera d'autant plus aisé d'obtenir la valeur requise de la flexibilité que le bâtiment est plus large.

### 3,112. — Résistance de calcul

Présenter de faibles déformations n'est pas la seule exigence à laquelle doit répondre une toiture en tôles minces profilées à froid. Il est également nécessaire que les diaphragmes résistent de manière satisfaisante aux efforts de cisaillement qu'ils supportent.

De la même façon qu'au paragraphe précédent, on donne ci-dessous la valeur minimale que la résistance de calcul des diaphragmes doit présenter pour s'opposer de manière satisfaisante aux actions du vent agissant dans le plan des portiques.

Si on suppose de nouveau une valeur constante de la pression du vent et qu'on introduit un coefficient multiplicateur des charges de 1,5, on obtient :

$$V_{min}^* = \frac{H \cdot (L - a)}{6} \quad (2) \text{ (kN, m)}$$

La figure 8 est l'expression graphique de la formule (2) dans laquelle le paramètre  $a$  possède la valeur de 6 m. A ce propos, on pourrait en effet montrer que, comme pour la flexibilité, la distance entre portiques «  $a$  » n'influence pas sensiblement la

faculté d'une toiture en tôles minces de supporter correctement les efforts horizontaux appliqués.

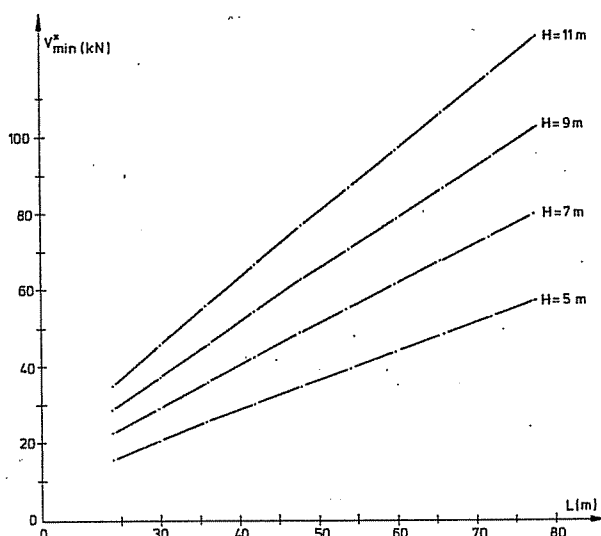


Fig. 8 — Résistance de calcul minimale

En ce qui concerne les paramètres influents, on peut dire :

- la résistance de calcul nécessaire est proportionnelle à la hauteur de la construction. Celle-ci représente donc une limite à l'utilisation des tôles minces pliées à froid pour la reprise des efforts horizontaux;
- la longueur de la structure influence défavorablement les diaphragmes puisque la résistance de calcul nécessaire lui est pratiquement proportionnelle;
- une grande largeur du bâtiment permet aux diaphragmes de remplir plus aisément leur rôle de reprise des efforts horizontaux, et cela quel que soit le sens de portée des tôles.

### 3,113. — Structures réalisables

Nous possédons maintenant des indications sur les valeurs que les caractéristiques d'un diaphragme présentent en fonction des dimensions de celui-ci, ainsi que les valeurs que ces caractéristiques doivent présenter suivant les paramètres de la structure. Joignant ces deux types de renseignements, on a déduit les figures 9 et 10 qui fournissent le domaine des dimensions de la structure pour lesquelles la toiture en tôles minces profilées à froid est apte à transmettre les effets du vent aux portiques d'extrémités.

On peut donc constater sur la figure 9 que, si on ne prend pas de dispositions particulières au niveau de la couverture, l'élançement en plan du bâtiment  $L/b$  est assez limité dès que la hauteur  $H$  prend des valeurs importantes.

Si, mettant à profit les indications dégagées de la seconde partie de cette étude, il est possible d'améliorer les caractéristiques des diaphragmes et d'aboutir ainsi à ce qu'on a appelé un diaphragme raide, on constatera un important accroissement du domaine utilisable. Il n'est d'ailleurs généralement nécessaire, pour obtenir un tel résultat, que de porter son attention sur les diaphragmes voisins des portiques d'extrémités.

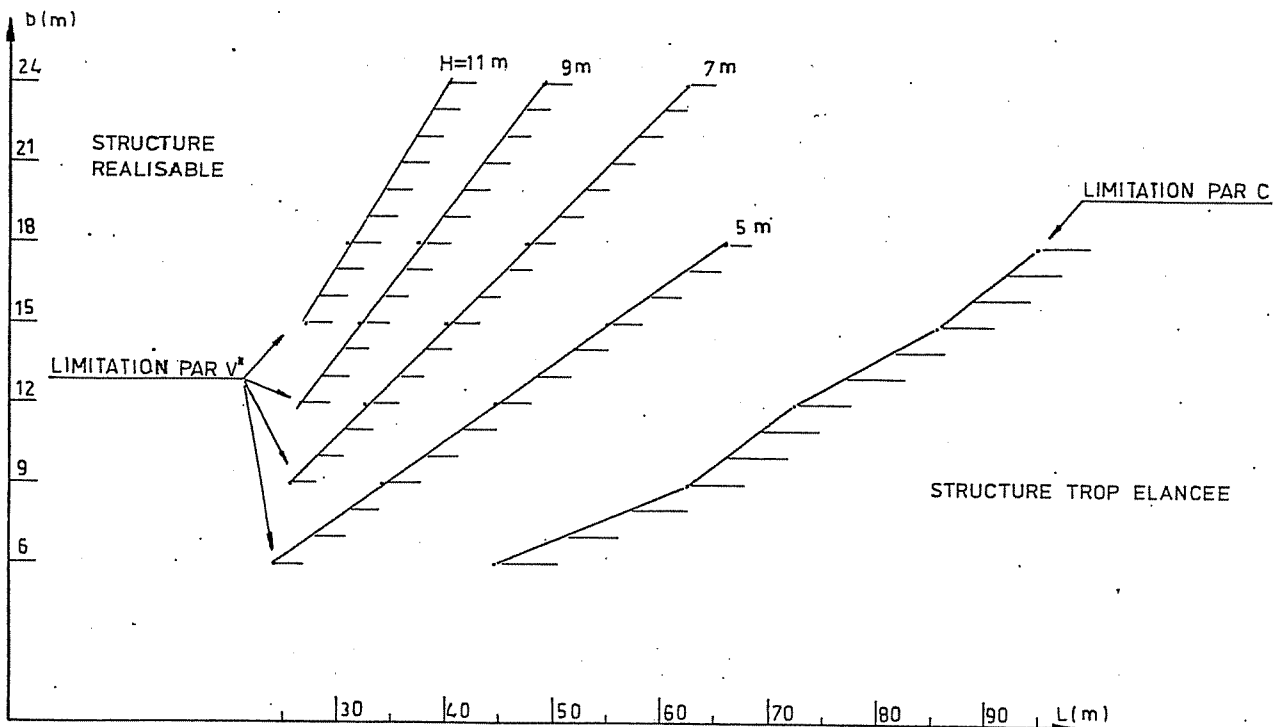


Fig. 9 - Diaphragmes normaux

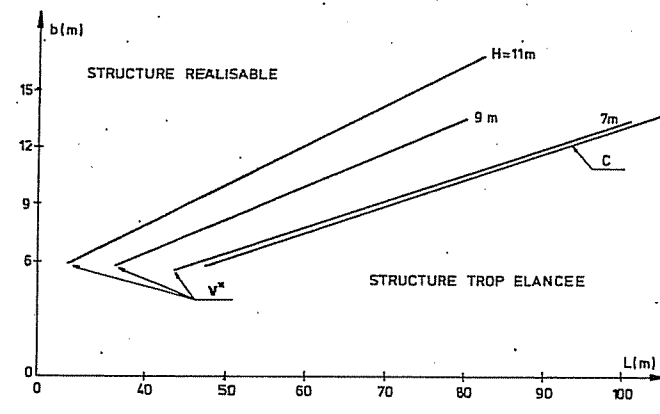


Fig. 10 - Diaphragmes raidés

### 3.12. - Action d'un pont roulant

Lorsque le chariot d'un pont roulant se déplace perpendiculairement à la longueur du bâtiment, son freinage produit des déplacements horizontaux des portiques dans leur plan. Cet effet intéresse également l'effet de diaphragme d'une toiture en tôles minces profilées à froid.

#### 3.121. - Flexibilité

Les formules correspondant aux expressions (1) et (1') présentent cette fois une forme très lourde et comprennent comme variable supplémentaire la charge suspendue au crochet du pont (notée  $P$ ). C'est pourquoi, on donne directement aux figures 11, 12 et 13 l'expression graphique de

ces formules pour des charges au crochet de 20, 50 et 100 kN, dans le cas où l'écartement des portiques est de 6 m. Sur chacun de ces diagrammes figure en pointillés la courbe  $C_{max} = f(L)$  qui correspond au cas où le pont est absent de la structure.

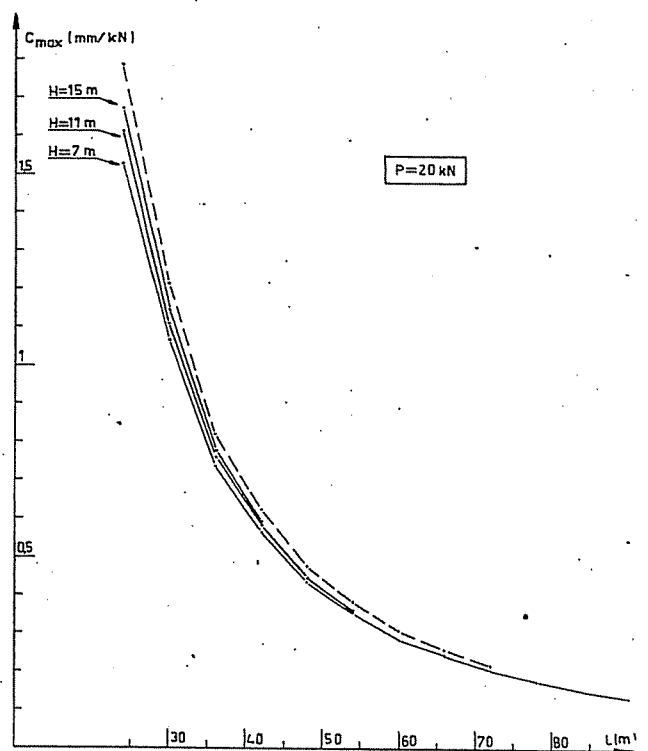


Fig. 11



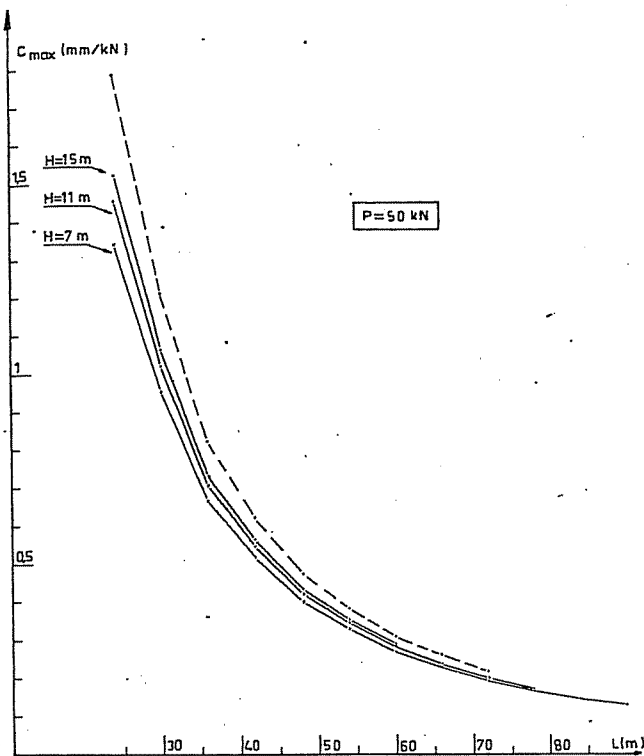


Fig. 12

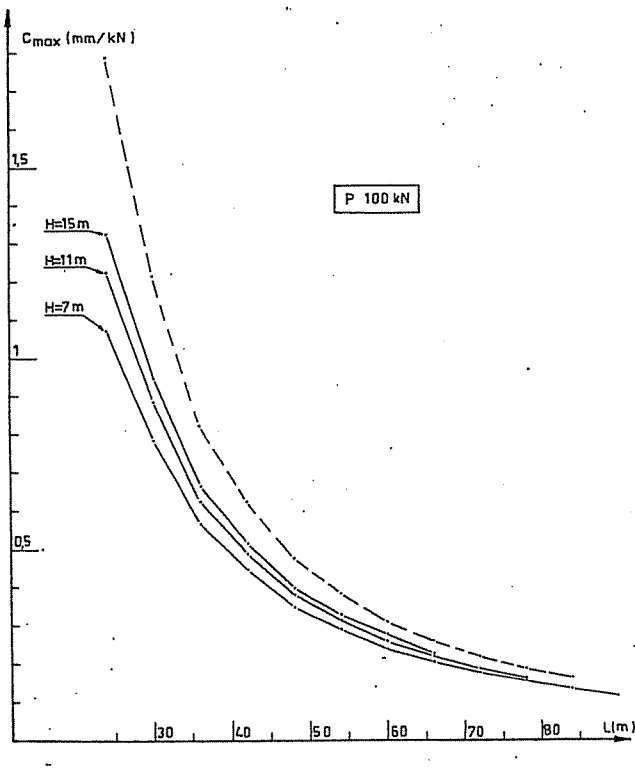


Fig. 13

On peut remarquer que, pour une charge au crochet déterminée, la flexibilité maximale permise augmente avec la hauteur de la structure. En d'autres termes, si un pont roulant est présent dans une structure hypostatique, une grande hauteur permet de limiter plus aisément les déplacements à une valeur imposée qui est proportionnelle à cette hauteur.

### 3,122. — Résistance de calcul

La valeur dont la résistance de calcul doit être augmentée, suite à la présence du pont roulant, varie relativement peu avec  $H$  et  $L$ . On retiendra que, dans les cas courants, elle représente entre 15 et 20 % de la charge au crochet. Le tableau II donne le coefficient par lequel il faut multiplier  $P$  pour obtenir cette grandeur à ajouter à l'expression (2) donnant  $V^*_{min}$ .

TABLEAU II

	$H = 7$	$H = 11$	$H = 15$
$L = 24$	0,147	0,158	0,164
$L = 36$	0,164	0,176	0,182
$L = 48$	0,172	0,185	0,191
$L = 60$	0,177	0,190	0,196
$L = 72$	0,180	0,194	0,200

### 3,2. — Portiques rectangulaires à nœuds articulés et encastrés en base

#### 3,21. — Portiques sans pont roulant

A) Si une seule colonne est encastree dans la fondation, on peut constater que sa rigidité propre est négligeable devant celle de la toiture et ce même si les diaphragmes ne présentent pas une rigidité exceptionnelle.

Ce fait entraîne trois conséquences importantes.

- 1) Le domaine de variation des dimensions de la construction qui permettent à la toiture en tôles minces de jouer son rôle n'est guère plus étendu dans ce cas que lorsqu'on utilise des portiques hypostatiques.
- 2) Lors du dimensionnement au flambement de la colonne, on peut considérer que la toiture constitue pour elle un appui fixe.
- 3) Le calcul de la toiture suivant l'hypothèse des portiques hypostatiques constitue une bonne approximation qui place le projeteur du côté de la sécurité puisqu'elle conduit à surestimer très légèrement les déplacements de la structure ainsi que les efforts de cisaillement supportés par les diaphragmes.

B) Dans le cas où les deux colonnes sont encastrees dans la fondation, la figure 14 indique les dimensions limites de la construction pour lesquelles on peut négliger l'effet des colonnes dans la reprise des efforts horizontaux. On peut ainsi observer que c'est uniquement pour des constructions peu allongées que l'on peut négliger l'effet des colonnes lors du calcul.

On a cependant pu remarquer lors des exemples envisagés que l'élançement en plan du bâtiment doit être assez élevé pour que l'effet des colonnes améliore de façon sensible la reprise des efforts horizontaux sans l'intervention de dispositif particulier (poutre de contreventement, ...) par rapport au cas des portiques hypostatiques.

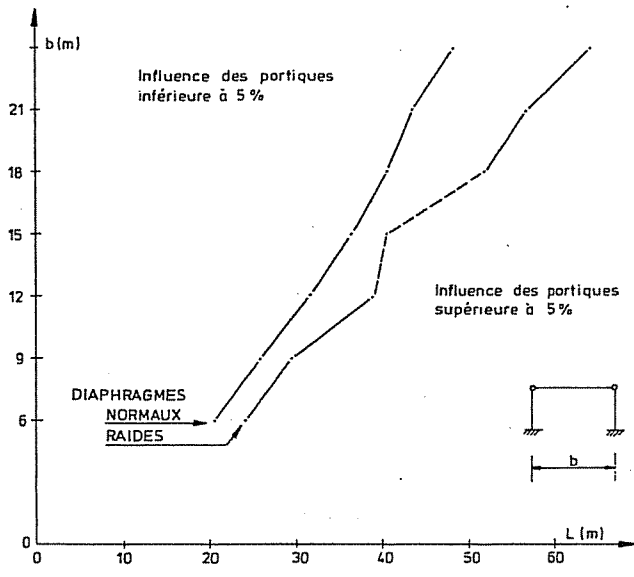


Fig. 14

### 3,22. — Portiques avec pont roulant

Les actions supplémentaires résultant de la présence du pont roulant conduisent à un renforcement de la colonne encastree.

On retiendra que, dans ce cas,

- l'hypothèse de colonne encastree-appuyee reste valable;
- on ne commettra qu'une faible erreur en considerant que les effets de freinage du chariot sont repris entierement par la toiture;
- il est preferable de tenir compte de la participation des colonnes dans la transmission des efforts de vent.

### 3,3. — Portiques rectangulaires à nœuds rigides

On a pu montrer que, lorsque le dimensionnement d'un cadre à nœuds rigides est conduit suivant les hypotheses et les exigences suivantes,

- colonnes et traverses de même inertie,
- acier AE 235,
- limitation de la flèche de la travée à 1/300,
- vérification des colonnes au flambement,

le déplacement horizontal en tête de colonne sous les effets du vent peut être limité à 1/200 de la hauteur par le seul effet de cadre dès que la portée des portiques est supérieure à

- 1,9 fois leur hauteur si les colonnes sont articulées en base;
- leur hauteur si les colonnes sont encastrees en base.

Dans le cas contraire, on a pu constater que la prise en compte de la collaboration de la toiture permet aisément de limiter les déplacements horizontaux à une valeur acceptable.

Cependant, la condition determinante du dimensionnement étant la limitation de la flèche de la traverse (au niveau duquel l'effet de diaphragme ne joue aucun rôle), il serait vain d'espérer que la faible valeur des déplacements latéraux permette l'utilisation d'acier à plus haute limite élastique.

Les grandes différences entre les valeurs obtenues par une étude complète ou par une étude qui néglige soit la toiture, soit la rigidité des portiques, montrent que, même si la collaboration de la toiture n'est pas strictement nécessaire pour limiter les déplacements, il convient de prendre cette collaboration en compte afin d'évaluer les efforts de cisaillement agissant au niveau des diaphragmes et de permettre à ceux-ci de les supporter de façon satisfaisante.

Lorsqu'un pont roulant est supporté par la structure, il semble que la collaboration de la toiture en tôles minces permette également à l'ensemble de la construction de résister favorablement aux efforts appliqués. Le caractère moins détaillé de l'étude entreprise à ce sujet nous empêche cependant d'être trop affirmatif à ce propos.

### 3,4. — Portiques à entrain retroussé

Le comportement de tels portiques aux efforts horizontaux est assez semblable à celui des cadres rectangulaires répondant au même schéma statique et étudiés au paragraphe précédent.

On sait d'autre part que, dans le cas de portiques à entrain retroussé, une partie des charges verticales peut être reprise par effet de diaphragme au niveau de la toiture. Qu'en est-il à propos des paramètres qui gouvernent le degré de collaboration de la toiture et des effets réels que la prise en compte de cette collaboration occasionne sur le dimensionnement des portiques? De l'étude entreprise suivant les mêmes hypotheses qu'au paragraphe précédent, on peut retenir les conclusions suivantes.

- 1) Le degré de collaboration de la toiture à la reprise des charges verticales ne dépend pas de l'articulation ou de l'encastrement des colonnes à la fondation.
- 2) La hauteur des portiques n'influence pratiquement pas le degré de collaboration de la toiture. Une portée plus importante devrait permettre à la toiture de jouer plus aisément son rôle de reprise des charges verticales. Cette dernière influence est limitée. Les deux paramètres les plus significatifs sont, d'une part, la longueur totale de la construction (qui doit être faible), d'autre part, la pente de la toiture (une forte inclinaison est favorable à la participation des tôles minces).
- 3) La prise en compte de la collaboration de la toiture en tôles minces à la reprise des efforts verticaux ne doit faire espérer une réduction sensible du coût de la construction que dans les bâtiments de faible longueur (30 à 40 m) dont la pente de la toiture possède au départ du projet une valeur au moins égale à 15 %. Il ne semble pas que l'augmentation délibérée de cette pente, en vue de favoriser la collaboration de la couverture, conduise à une réduction du coût intégré de la structure.

Rappelons cependant qu'un ingénieur, soucieux de la sécurité de la structure qu'il conçoit, aura tout avantage à envisager la participation de la toiture à la reprise des efforts appliqués, sinon pour alléger les portiques, du moins pour connaître de façon réaliste les efforts de cisaillement auxquels les diaphragmes sont soumis.

#### 4. — CONCLUSION

La présente étude sur la participation des tôles de toiture à la résistance d'ensemble de la structure, bien que ne comportant aucun apport théorique à propos des méthodes de calcul, pourra constituer une aide utile pour le projeteur de halls industriels composés de portiques à un seul niveau et à travée unique, recouverts de tôles minces profilées à froid.

En effet, les applications numériques ont montré qu'il est possible de favoriser la collaboration des parois à la résistance de la structure, et ceci de manière économique, en accordant une attention particulière au nombre de fixations tôles-connecteurs, à la longueur des tôles, et en disposant une fixation tôle-panne dans chaque creux d'onde aux extrémités de la tôle.

D'autre part, on a pu voir que la prise en compte de l'effet de diaphragme au niveau de la toiture présente de réelles possibilités quant à la reprise des efforts horizontaux dans les bâtiments dont l'élançement en plan n'est pas excessif; mais les effets bénéfiques dus à la participation de la couverture à la reprise des efforts verticaux restent tributaires d'une pente élevée de la toiture et d'une longueur totale assez faible de la construction.

Le cadre bien défini dans lequel cette étude a été délibérément placée pourrait utilement trouver des prolongements ultérieurs. On pense notamment à l'influence des paramètres propres aux profils utilisés, au rôle des tôles de bardage ou à l'effet du remplissage dans les bâtiments à étages multiples.

J. M. Franssen.

---

J. M. Franssen — Ingénieur civil des constructions, chercheur FRFC au Service « Ponts et charpentes » de l'Université de Liège.

---

#### BIBLIOGRAPHIE

[1] Bryan E. R. : *The stressed skin design of steel buildings*. Crosby Lockwood Staples, 1973.

[2] Commission 17 de la CECM : *Recommandations européennes pour le calcul des structures compte tenu de la collaboration des parois*. Construction métallique, n° 3, 1977.

[3] Franssen J. M. : *Étude paramétrique de la collaboration des parois à la résistance de la structure*. Travail de fin d'études présenté pour l'obtention du grade d'ingénieur civil des constructions, Liège, 1982.

[4] Aribert J. M. et Zidan M. : *Exemple de calcul selon les règles françaises d'une ossature compte tenu de la collaboration de la toiture*. Journée CTICM sur « La stabilité des structures avec la participation des parois », 1978.

[5] NBN B 03-103 : *Charges d'exploitation des bâtiments*. 1<sup>re</sup> édition, décembre 1976.

[6] NBN B 51-001 : *Charpentes en acier*. 5<sup>e</sup> édition, avril 1977.

[7] NBN E 52-002 : *Engins de levage*. 1<sup>re</sup> édition, novembre 1980.

[8] NBN 460-03 : *Vent*. 1960.

[9] Massonnet Ch. : *Éléments de statique des constructions*. Fascicule 2 : *constructions métalliques*. Université de Liège, 1977.

[10] Commission 17 de la CECM : *Exemple de calcul d'une structure compte tenu de la collaboration des parois*. Construction métallique, n° 2, 1978.

[11] Masset P. : *Étude d'un hall industriel avec collaboration des éléments de couverture*. Travail de fin d'études présenté pour l'obtention du grade d'ingénieur civil des constructions, Liège, 1979.

[12] Blaffart H. : *Étude d'une couverture en tôles minces pliées*. Travail de fin d'études présenté pour l'obtention du grade d'ingénieur civil des constructions, Liège, 1978.

[13] Blaffart H. : *Fascicule d'information sur le calcul des tôles minces pliées à froid*. Service des Constructions du Génie Civil. Ponts et Charpentes. Université de Liège.

[14] Massonnet Ch. et Save M. : *Calcul plastique des constructions*. Volume I. *Structures dépendant d'un paramètre*. Éditions Nelissen B., 1976.