

# CSTC

UNE ÉDITION DU CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION



NOTE D'INFORMATION  
TECHNIQUE **222**

## **D**IMENSIONNEMENT DES MENUISERIES SOUS L'ACTION DU VENT

# DIMENSIONNEMENT DES MENUISERIES SOUS L'ACTION DU VENT

La présente Note d'information technique a été élaborée par un groupe de travail issu du Comité technique *Menuiserie*, dont la présidence est assurée par MM. R. Dupont et L. Pype.

## Composition du groupe de travail

<b>Président</b>	M. R. Dupont
<b>Membres</b>	MM. R. Clement, M. Collignon, D. Dalla Valle, J. De Keyzer, J.-C. François, D. Lobet, L. Mardegan, R. Raquet, A. Remacle
<b>Ingénieur-animateur</b>	M. J. Dubois, CSTC

## CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION

CSTC, établissement reconnu en application de l'arrêté-loi du 30 janvier 1947  
Siège social : Boulevard Poincaré 79 à 1060 Bruxelles



Publication à caractère scientifique visant à faire connaître les résultats des études et recherches menées dans le domaine de la construction en Belgique et à l'étranger.



La reproduction ou la traduction, même partielles, du texte de la présente Note d'information technique n'est autorisée qu'avec le consentement de l'éditeur responsable.



<b>1</b>	<b>INTRODUCTION</b> .....	4
<b>2</b>	<b>MENUISERIES EXTÉRIEURES - PERFORMANCES</b> .....	5
	2.1 Conception générale des menuiseries .....	5
	2.2 Vérification par calcul .....	5
	2.2.1 Résistance au vent .....	5
	2.2.2 Déformations admissibles .....	6
	2.2.3 Poids propre des menuiseries .....	6
	2.3 Vérification par essais .....	6
	2.3.1 Méthodologie .....	6
	2.3.2 Déformations admissibles .....	6
<b>3</b>	<b>PRINCIPES DE CALCUL DES MENUISERIES</b> .....	9
	3.1 Sollicitations des menuiseries extérieures .....	9
	3.2 Répartition des sollicitations .....	9
	3.2.1 Actions du vent .....	10
	3.2.2 Charges ponctuelles .....	10
	3.2.3 Exemples de schémas de chargement .....	10
	3.3 Dimensionnement des profilés .....	11
	3.3.1 Module d'élasticité .....	12
	3.3.2 Moment d'inertie d'une section .....	12
	3.3.3 Rigidité des profilés liaisonnés .....	12
	3.3.4 Rigidité des profilés homogènes .....	13
<b>4</b>	<b>INERTIE MINIMALE DES PROFILÉS EN BOIS</b> .....	15
<b>5</b>	<b>CHOIX DES PROFILÉS EN BOIS</b> .....	19
	5.1 Profilés de section rectangulaire .....	19
	5.2 Profilés de menuiserie .....	19
<b>6</b>	<b>EXEMPLES DE CALCUL</b> .....	23
	6.1 Exemple 1 : cas d'une porte de grange .....	23
	6.2 Exemple 2 : cas d'une porte de magasin .....	23
	6.3 Exemple 3 : profilés composés de matériaux différents .....	24
	<b>BIBLIOGRAPHIE</b> .....	26

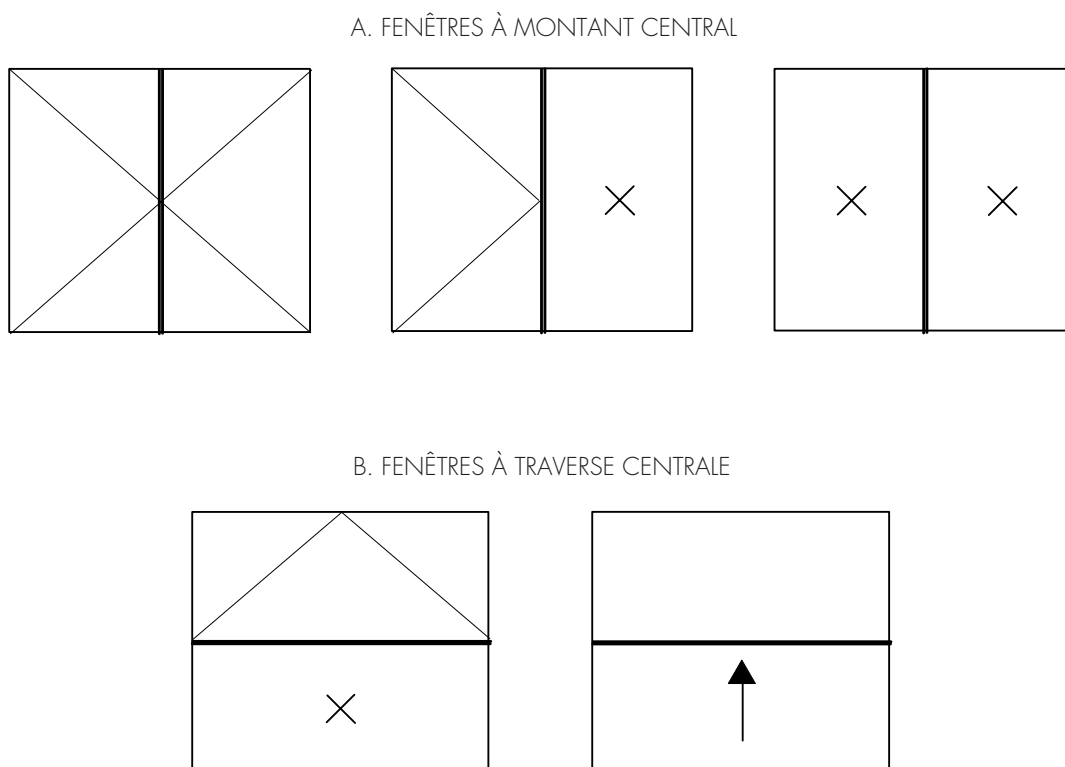


# 1 INTRODUCTION

Le but de cette NIT est de fournir au menuisier un moyen de choisir, rapidement et avec une sécurité suffisante, la section d'un profilé en fonction des dimensions des menuiseries à construire et en tenant compte de l'action du vent. Le document propose des tables contenant des valeurs précalculées pour la rigidité d'un certain nombre de profilés en bois couramment utilisés dans la pratique. Les informations fournies ne remplacent pas un calcul au vent plus détaillé, compte tenu du site, du type et de la hauteur du bâtiment ainsi que de phénomènes dynamiques. Dans ce contexte, on se référera utilement à la feuille d'information de l'UBAtc 97/6 "Règles simplifiées de calcul pour fenêtres" [9].

Le présent document concerne les menuiseries simples comportant un montant ou une traverse séparant deux vantaux. C'est le cas des doubles ouvrants ou des simples ouvrants avec imposte fixe, tels que ceux schématisés à la figure 1. Dans les schémas, les traits en gras représentent les profilés dont les dimensions sont à déterminer.

**Fig. 1**  
Exemples de  
menuiseries  
simples (x =  
partie fixe).





# 2 MENUISERIES EXTÉRIEURES - PERFORMANCES

Le fascicule 52.0 [7] des spécifications techniques STS définit les exigences performan-  
cielles pour les menuiseries extérieures, notamment en ce qui concerne :

- ◆ la perméabilité à l'air
- ◆ la résistance mécanique au vent
- ◆ l'étanchéité à l'eau
- ◆ la résistance aux abus d'utilisation.

Le document précité prévoit deux techniques de vérification de la résistance mécanique  
au vent, par calcul et par essai.

## 2.1 CONCEPTION GÉNÉRALE DES MENUISERIES

Les menuiseries sont conçues de façon à résister aux actions variables (vent, variations de  
température, ...) et à celles de leur poids propre, y compris celui des éléments de remplis-  
sage (vitrage, panneaux opaques, ...).

Les flèches frontales et verticales doivent être limitées de manière à respecter les critères  
précisés aux §§ 2.2.2, 2.2.3 et 2.3.2. Ces critères sont établis pour garantir le bon fonc-  
tionnement de l'étanchéité, la durabilité des éléments de remplissage et la sécurité des  
occupants.

Il y a lieu de satisfaire à ces exigences en choisissant des profilés présentant une résis-  
tance mécanique suffisante.

## 2.2 VÉRIFICATION PAR CALCUL

### 2.2.1 RÉSISTANCE AU VENT

Le § 52.04.1 des STS prescrit les pressions de vent à prendre en compte pour calculer les  
déformations des éléments de menuiserie en fonction de la hauteur des bâtiments et des  
expositions les plus usuelles. Il est important de bien préciser que c'est la hauteur maxi-  
mum du bâtiment qui doit être prise en compte, et non la hauteur à laquelle est située la  
fenêtre dans le bâtiment. Pour les bâtiments érigés sur une colline ou sur un versant de  
plateau, il y a lieu de se référer aux prescriptions de la norme NBN B 03-002-1 [2]. En  
ce qui concerne les bâtiments en bordure de mer, il est important de noter que la hauteur  
du bâtiment doit être déterminée par rapport au niveau minimum de basse mer, lequel se  
situe environ 10 m au-dessous du niveau de la digue.

Les STS précitées s'appliquent aux immeubles courants qui présentent un cloisonnement  
intérieur normal.

Les profilés des menuiseries extérieures sont dimensionnés selon les règles de la résistance des matériaux. En principe, on vérifie les contraintes dans les profilés sous les charges de sécurité ainsi que les déformations sous les charges de service.

Dans le cas des fenêtres, le calcul des contraintes n'est généralement pas indispensable, car les exigences concernant les déformations admissibles sont plus sévères.

S'il s'agit d'immeubles pour lesquels des calculs plus précis sont nécessaires (immeubles sans cloisonnement, zone côtière ou particulièrement exposée, hauteur totale de bâtiment supérieure à 50 m), la détermination des effets du vent ne se limite plus à la simple incidence d'un niveau de pression, mais fait intervenir des notions plus complexes qui sont définies dans les normes NBN B 03-002-1 "Actions du vent sur les constructions - Généralités" [2] et NBN B 03-002-2 "Effets dynamiques du vent sur les éléments flexibles" [3].

### **2.2.2 DÉFORMATIONS ADMISSIBLES**

Les déformations admissibles d'un profilé sous l'action du vent ne peuvent dépasser 1/300 de la portée de l'élément. Elles sont calculées sans tenir compte de la raideur propre de l'élément de remplissage. A noter que certains bureaux de contrôle imposent des déformations maximales de 8 mm en valeur absolue.

### **2.2.3 POIDS PROPRE DES MENUISERIES**

Dans le plan vertical, les déformations admissibles ( $d_v$ ) des traverses supportant les éléments de remplissage sont limitées de manière à respecter les exigences suivantes :

- ◆ la manœuvre des parties ouvrantes doit s'effectuer normalement ( $d_v < 2$  mm)
- ◆ le verrouillage des gâches doit rester effectif
- ◆ la perméabilité à l'air et l'étanchéité à l'eau ne peuvent pas être altérées.

Pour les vitrages dont le poids est important et pour les traverses longues, un calcul particulier s'impose. Ces vérifications ne sont pas examinées dans la présente NIT.

## **2.3 VÉRIFICATION PAR ESSAIS**

### **2.3.1 MÉTHODOLOGIE**

Le fascicule 52.0 des STS décrit les pressions de vent à prendre en compte en fonction de la hauteur du bâtiment et du niveau d'exposition. Les conditions des essais y sont également décrites. Le tableau 1 résume brièvement les prescriptions de ce fascicule.

### **2.3.2 DÉFORMATIONS ADMISSIBLES**

Les flèches frontales relatives des pièces de structure (montants et traverses renforcés éventuellement par des meneaux de résistance) munies des remplissages prévus dans le bâtiment (vitrages simples ou multiples, panneaux de remplissage opaques, etc.) et solli-

HAUTEUR DU BÂTIMENT $h_b$ (m)	SITUATION PARTICULIÈRE	CLASSE DE RÉSISTANCE AU VENT	PRESSIION DE VENT P1 (Pa)
$0 < h_b < 10$	N <sup>(1)</sup>	PV1	600
$10 \leq h_b < 18$	N <sup>(1)</sup>	PV1b	750
$18 \leq h_b < 50$	N	PV2	1000
$50 < h_b$	-	PV3	NBN B 03-002

(<sup>1</sup>) Terrain en bord de mer ou très exposé > PV2.  
 (\*<sup>2</sup>) N : habitation normale avec cloisons.  
 P1 : pression du vent permettant de calculer la déformation.  
 $h_b$  : hauteur du bâtiment (et non hauteur de la fenêtre dans la façade).

**Tableau 1**  
Pressions d'essai en fonction de la hauteur du bâtiment (\*).

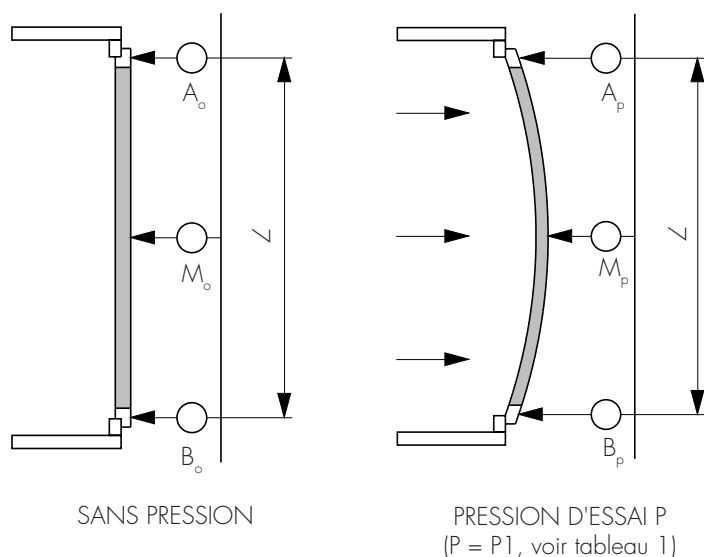
citées par la pression d'air P1 du tableau 1 doivent être inférieures aux valeurs données ci-après :

- ◆ 1/300 lorsque le ou les remplissages adjacents à l'élément de structure sont constitués de vitrages simples ou d'éléments de remplissage opaques de raideur négligeable
- ◆ 1/300 lorsque le remplissage adjacent à l'élément de structure est constitué d'un vitrage multiple et qu'une note de calcul prouve que la flèche calculée est inférieure à 1/300 en négligeant la raideur du ou des vitrages
- ◆ 1/400 lorsque le remplissage adjacent à l'élément de structure est constitué d'un vitrage multiple. Dans ce cas, la note de calcul n'est plus nécessaire
- ◆ 1/300 lorsque le remplissage adjacent à l'élément de structure est constitué d'un vitrage multiple bénéficiant d'un agrément technique autorisant une flèche frontale admissible de 1/300.

Si les fenêtres et portes-fenêtres comportent différents panneaux de remplissage, les essais doivent être entrepris avec les panneaux les moins rigides admis par les STS concernées.

Cette exigence résulte du fait que la rigidité propre de certains types de remplissage peut augmenter la rigidité de la fenêtre. Il est toujours délicat de remplacer un élément de

**Fig. 2**  
Essais, mesure de flèche  $F_p'$ , flèche relative  $F_{rp}'$ .



$$F_p = (M_p - M_o) - \frac{(A_p - A_o) + (B_p - B_o)}{2}$$

$$F_{rp} = \frac{1}{\left(\frac{L}{F_p}\right)} < 1/300 \text{ ou } < 1/400$$

- A et B : extrémités du montant ou de la traverse sur lesquels les déformations sont mesurées
- L : distance entre les deux extrémités A et B
- M : mi-portée de l'élément mesuré
- $A_o, B_o, M_o$  : mesures sans pression
- $A_p, B_p, M_p$  : mesures sous la pression "p"
- $F_p'$  : flèche mesurée sous la pression "p"
- $F_{rp}'$  : flèche relative sous la pression "p"



remplissage par un élément moins raide si l'on ne dispose pas de note de calcul prouvant que la flèche calculée est inférieure à  $1/300$  abstraction faite de la raideur du remplissage.

La rigidité des remplissages à base de verre est croissante dans l'ordre suivant :

- ◆ vitrage simple
- ◆ vitrage isolant assemblé par collage
- ◆ vitrage isolant assemblé par soudure
- ◆ vitrages spéciaux du type acoustique ou du type retardateur d'effraction.

Outre le verre, il existe des remplissages réalisés avec d'autres matériaux. Parmi ceux-ci, certains panneaux sandwichs peuvent également apporter une raideur importante.

Actuellement, certains bureaux de contrôle imposent des déformations maximales de 8 mm en valeur absolue.



# 3 PRINCIPES DE CALCUL DES MENUISERIES

## 3.1 SOLLICITATIONS DES MENUISERIES EXTÉRIEURES

Les menuiseries extérieures sont exposées aux sollicitations suivantes :

- ◆ charges permanentes résultant du poids propre de la menuiserie et des éléments de remplissage
- ◆ charges variables du fait de l'exposition au climat extérieur, notamment au vent et aux variations de la température et de l'ensoleillement
- ◆ charges résultant d'un abus d'utilisation et de charges dynamiques.

En ce qui concerne le report des sollicitations des éléments de remplissage et du vitrage sur les profilés, la NIT 221 [1] donne des renseignements utiles quant au mode de calage du vitrage. Ces principes sont également applicables aux éléments de remplissage opaques.

Les actions du vent à considérer sont celles prévues au § 2.2.1. Les sollicitations thermiques peuvent être considérables lorsqu'il s'agit de menuiseries de dimensions importantes et de matériaux à coefficient de dilatation élevé.

Pour la vérification des déformations dues aux abus d'utilisation, aux sollicitations dynamiques, aux vibrations, etc., des calculs spécifiques et/ou des essais peuvent s'avérer indispensables.

Lorsque certains éléments de la menuiserie remplissent aussi la fonction de garde-corps, il y a lieu de considérer les sollicitations spécifiées dans la norme NBN B 03-103 “Actions sur les constructions - Actions directes - Charges d'exploitation des bâtiments” [4]. Cette situation n'est pas envisagée dans le présent document.

## 3.2 RÉPARTITION DES SOLLICITATIONS

Les sollicitations s'appliquant aux menuiseries avec vitrages et/ou éléments de remplissage sont reportées sur les montants et les traverses, et sont supposées agir dans le plan de symétrie des profilés.

Les sollicitations réelles sont représentées de manière schématique par des charges ponctuelles ou des charges réparties selon un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, de façon à reproduire la réalité aussi fidèlement que possible.

La fixation de la menuiserie au gros-œuvre doit être assurée en tenant compte de l'ensemble des actions sur la menuiserie.

### 3.2.1 ACTIONS DU VENT

On considère que les charges résultant des actions du vent sont réparties sur les profilés proportionnellement aux surfaces adjacentes selon la symétrie de ces dernières (voir figure 3). Les charges sont reportées selon des diagrammes triangulaires, trapézoïdaux, rectangulaires ou ponctuels. Cette approche tient compte de la forme des vantaux.

### 3.2.2 CHARGES PONCTUELLES

Les efforts de réaction transmis dans un assemblage de profilés sont considérés comme des charges ponctuelles.

Un vantail maintenu par une seule gâche de serrure (cas d'une porte, par exemple) reporte la totalité de la charge d'une façon ponctuelle sur le montant du cadre fixe.

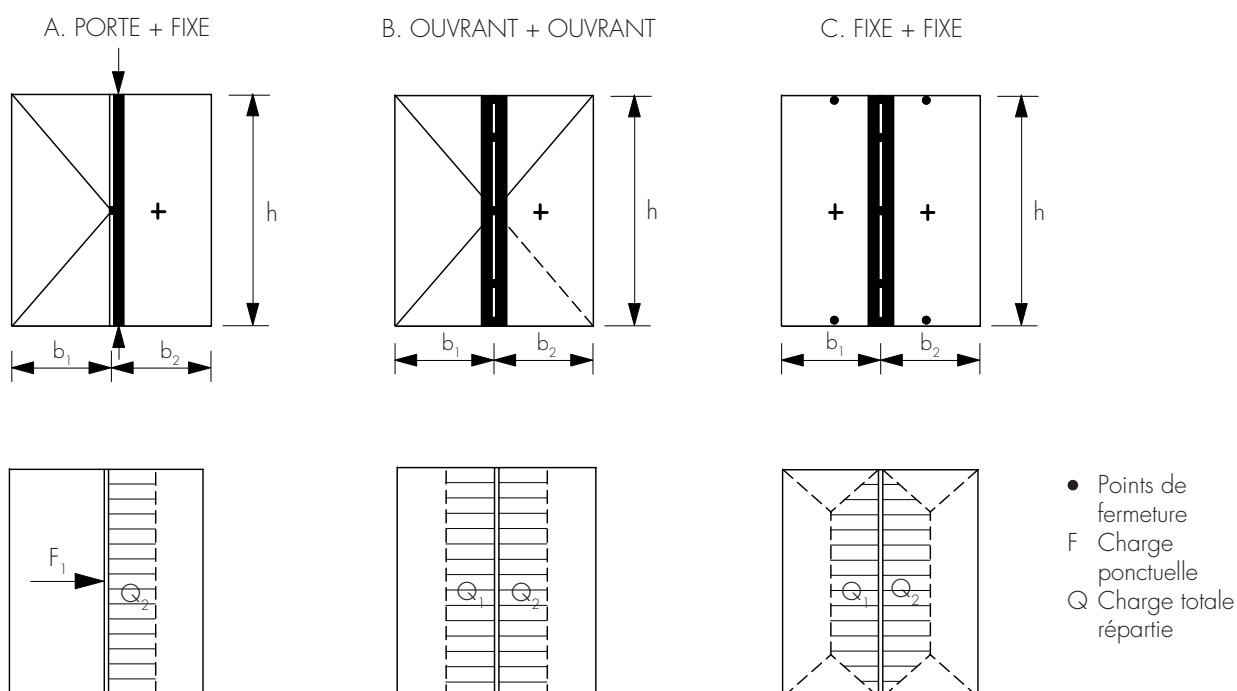
Lorsque cette charge est reportée sur le cadre dormant par au moins trois points de fermeture, on considère qu'elle est uniformément répartie. Dans ce cas, les deux profilés (celui du vantail et celui du dormant) contribuent à reprendre les efforts et il y a lieu d'additionner leur résistance.

### 3.2.3 EXEMPLES DE SCHÉMAS DE CHARGEMENT

La figure 3 illustre, à titre d'exemple, les différents schémas de chargement en fonction de la manière dont les deux profilés du centre de l'élément de menuiserie sont liaisonnés.

La figure 3A montre un vantail à un point de fermeture. La totalité de la charge est reportée d'une façon ponctuelle.

**Fig. 3** Type de chargement en fonction des ouvrants.



La figure 3B illustre le cas d'une fermeture multipoints, où l'on considère que la charge est uniformément répartie.

Enfin, si le vitrage est maintenu sur les quatre bords, la charge à prendre en compte présente la forme d'un trapèze (figure 3C).

Pour bien montrer l'importance du mode de liaison, on a déterminé les flèches et les contraintes pour le cas d'une porte double de 2 m de haut comprenant deux vantaux de 1 m de largeur. Le résultat de ce calcul est montré dans le tableau 2.

**Tableau 2** Types de liaisons entre vantaux et montant.

TYPE DE LIAISON		FIGURE 3A Vantail maintenu de 2 côtés	FIGURE 3B Vantail maintenu de 2 côtés (cas de référence)	FIGURE 3C Vantail maintenu de 4 côtés
RÉPARTITION DES CHARGES	Vantail ouvrant (2 x 1 m)	Charge ponctuelle	Charge répartie de façon rectangulaire	Charge répartie de façon trapézoïdale
	Vantail fixe (2 x 1 m)	Charge répartie de façon rectangulaire	Charge répartie de façon rectangulaire	Charge répartie de façon trapézoïdale
MONTANTS ACTIFS		1	2	2
CONTAINTE (%)		298	100	91
FLÈCHE (%)		260	100	90

Dans le présent exemple, le schéma de la figure 3B correspond à une sollicitation par des charges réparties selon un diagramme rectangulaire. Cette configuration donne une légère surévaluation de la sollicitation réelle par rapport aux charges trapézoïdales. Par contre, les résultats de calcul montrent que, dans le cas d'un vantail transmettant une charge ponctuelle (cas de la figure 3A), la sous-évaluation est importante.

### 3.3 DIMENSIONNEMENT DES PROFILÉS

L'expérience montre que le calcul de la déformation décrit dans ce document est suffisant pour assurer la stabilité de l'élément vis-à-vis du vent.

Les déformations des profilés sous l'action des charges prévues sont :

- ◆ directement proportionnelles :
  - à leurs sollicitations mécaniques (réparties ou ponctuelles)
  - à l'intervalle entre leurs points de fixation ou d'assemblage
  - à leur type d'assemblage
- ◆ inversement proportionnelles à leur rigidité.

La rigidité d'un profilé est donnée par le produit  $E.I$  ( $N.mm^2$ ), où :

- ◆  $E$  ( $N/mm^2$ ) = le module d'élasticité du matériau composant le profilé
- ◆  $I$  ( $mm^4$ ) = le moment d'inertie de la section du profilé considéré.

Plus la rigidité du profilé est grande (valeur élevée de E.I), plus sa déformation est faible pour le cas de sollicitation considéré.

### 3.3.1 MODULE D'ÉLASTICITÉ

Le module d'élasticité à prendre en compte en fonction du ou des matériaux composant le profilé est mentionné dans les normes ou les agréments techniques (ATG).

En ce qui concerne les profilés en bois, il convient d'utiliser les valeurs E indiquées dans les spécifications techniques STS 31 [5].

Pour les profilés métalliques, on peut adopter les valeurs suivantes :

- ◆ E = 210.000 N/mm<sup>2</sup> dans le cas de l'acier
- ◆ E = 70.000 N/mm<sup>2</sup> dans le cas de l'aluminium.

Le module d'élasticité des matières synthétiques est déterminé, pour chaque matériau, conformément à la norme ISO 178 [8]. S'il s'agit de nouveaux matériaux, le module d'élasticité doit être ramené à 90 % de la valeur obtenue, afin de tenir compte de leur vieillissement. Pour le PVC, le module d'élasticité est donné dans l'agrément du système de fenêtre considéré.

Si l'on ne peut pas se référer à des résultats d'essais, il y a lieu de considérer un module d'élasticité minimal de 10.000 N/mm<sup>2</sup> pour le bois et de 2.250 N/mm<sup>2</sup> pour le PVC.

### 3.3.2 MOMENT D'INERTIE D'UNE SECTION

Le moment d'inertie d'une section est déterminé par rapport à un axe qui traverse le centre de gravité de la section. Cet axe est perpendiculaire à la direction de la flèche.

### 3.3.3 RIGIDITÉ DES PROFILÉS LIAISONNÉS

Lorsqu'il s'agit de profilés assemblés, composés de différents matériaux, la rigidité totale du profilé est obtenue par la somme de la rigidité de chacun des composants :

$$(E.I)_{\text{tot}} = \sum E_n . I_n$$

Pour un profilé en PVC renforcé par un noyau en acier, la rigidité est donnée par la formule suivante :

$$(E.I)_{\text{tot}} = (E_p . I_p) + (E_s . I_s),$$

où :

- ◆ E<sub>p</sub> = le module d'élasticité du PVC
- ◆ E<sub>s</sub> = le module d'élasticité de l'acier
- ◆ I<sub>p</sub> = le moment d'inertie du profilé en PVC
- ◆ I<sub>s</sub> = le moment d'inertie du profilé en acier.

S'il s'agit de profilés en d'autres matériaux bénéficiant d'un ATG, c'est ce dernier qui fournit les valeurs I des profilés ainsi que le module d'élasticité E.

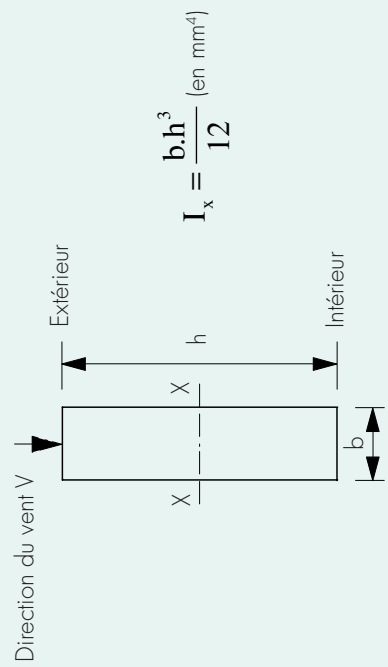
### 3.3.4 RIGIDITÉ DE PROFILÉS HOMOGÈNES

Le module d'élasticité d'un matériau étant une constante de ce matériau, on peut considérer que le moment d'inertie d'une section détermine la rigidité du profilé de la section considérée. Le tableau 3 mentionne le moment d'inertie des profilés de section rectangulaire en matériaux homogènes (généralement en bois).

**Tableau 3** Inertie I (en 10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup> ou cm<sup>4</sup>) des poutres rectangulaires (\*).

HAUTEUR h (mm)	LARGEUR DE POUTRE b (mm)																			
	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120	125	130	135
56	59	66	73	80	88	95	102	110	117	124	132	139	146	154	161	168	176	183	190	198
58	65	73	81	89	98	106	114	122	130	138	146	154	163	171	179	187	195	203	211	220
60	72	81	90	99	108	117	126	135	144	153	162	171	180	189	198	207	216	225	234	243
63	83	94	104	115	125	135	146	156	167	177	188	198	208	219	229	240	250	260	271	281
65	92	103	114	126	137	149	160	172	183	195	206	217	229	240	252	263	275	286	298	309
68	105	118	131	144	157	170	183	197	210	223	236	249	262	275	288	301	314	328	341	354
72	124	140	156	171	187	202	218	233	249	264	280	295	311	327	342	358	373	389	404	420
95	286	322	357	393	429	464	500	536	572	607	643	679	714	750	786	822	857	893	929	965
125	651	732	814	895	977	1058	1139	1221	1302	1383	1465	1546	1628	1709	1790	1872	1953	2035	2116	2197
140	915	1029	1143	1258	1372	1486	1601	1715	1829	1944	2058	2172	2287	2401	2515	2630	2744	2858	2973	3087
180	1944	2187	2430	2673	2916	3159	3402	3645	3888	4131	4374	4617	4860	5103	5346	5589	5832	6075	6318	6561
220	3549	3993	4437	4880	5324	5768	6211	6655	7099	7542	7986	8430	8873	9317	9761	10204	10648	11092	11535	11979

(\*) Représentation schématique :





# 4 INERTIE MINIMALE DES PROFILÉS DE MENUISERIE

Dans ce qui suit, nous examinons quelques cas simples, mais néanmoins courants, de menuiseries en bois exposées au vent. Il est tenu compte de la hauteur du bâtiment et des dimensions des fenêtres.

La résistance minimale nécessaire est exprimée par l'inertie totale à obtenir pour que la déformation des profilés de la menuiserie en bois reste dans les limites exigées de 1/300 de la portée, avec un maximum de 8 mm (voir § 2.2.2).

Les tableaux 4, 5 et 6 reprennent les valeurs calculées de l'inertie minimale des profilés en bois pour trois classes de résistance au vent (voir tableau 1) :

- ◆ cas du tableau 4 :
  - classe de résistance au vent : PV1
  - pression du vent : 600 Pa
  - hauteur du bâtiment :  $h_b < 10$  m
- ◆ cas du tableau 5 :
  - classe de résistance au vent : PV1b
  - pression du vent : 750 Pa
  - hauteur du bâtiment :  $10 \text{ m} \leq h_b < 18$  m
- ◆ cas du tableau 6 :
  - classe de résistance au vent : PV2
  - pression du vent : 1000 Pa
  - hauteur du bâtiment :  $18 \text{ m} \leq h_b < 50$  m.

Les tableaux 4, 5 et 6 ont été établis compte tenu d'un module d'élasticité E égal à 10.000 N/mm<sup>2</sup>.

Dans le cas de matériaux autres que le bois, les tableaux peuvent être utilisés en multipliant les valeurs par 10.000 N/mm<sup>2</sup>. On obtient ainsi la rigidité E.I nécessaire pour reprendre la sollicitation donnée (voir aussi § 3.3.3).



**Tableau 4** Valeurs calculées de l'inertie minimale I (en 10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>) des profilés en bois pour la classe de résistance au vent **PV1**.

HAUTEUR h (m)	LARGEUR DU CÔTÉ 1 (b <sub>1</sub> ) = LARGEUR DU CÔTÉ 2 (b <sub>2</sub> ) (m)												FLÈCHE MAXIMALE (mm)			
	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7		1,8	1,9	2,0
1,2	24	28	32	36	41	45	49	53	57	61	65	69	73	77	81	4,0
1,4	39	45	51	58	64	71	77	84	90	96	103	109	116	122	129	4,7
1,6	58	67	77	86	96	106	115	125	134	144	154	163	173	182	192	5,3
1,8	82	96	109	123	137	150	164	178	191	205	219	232	246	260	273	6,0
2	113	131	150	169	188	206	225	244	263	281	300	319	338	356	375	6,7
2,2	150	175	200	225	250	275	299	324	349	374	399	424	449	474	499	7,3
2,4	194	227	259	292	324	356	389	421	454	486	518	551	583	616	648	8,0
2,6	268	312	357	402	446	491	536	580	625	669	714	759	803	848	893	8,0
2,8	360	420	480	540	600	660	720	780	840	900	960	1020	1080	1140	1201	8,0
3	475	554	633	712	791	870	949	1028	1107	1187	1266	1345	1424	1503	1582	8,0
3,2	614	717	819	922	1024	1126	1229	1331	1434	1536	1638	1741	1843	1946	2048	8,0
3,4	783	914	1044	1175	1305	1436	1566	1697	1827	1958	2088	2219	2349	2480	2610	8,0
3,6	984	1148	1312	1476	1640	1804	1968	2132	2296	2460	2624	2788	2952	3116	3281	8,0
3,8	1222	1425	1629	1833	2036	2240	2444	2647	2851	3054	3258	3462	3665	3869	4073	8,0
4	1500	1750	2000	2250	2500	2750	3000	3250	3500	3750	4000	4250	4500	4750	5000	8,0
4,2	1832	2127	2431	2735	3039	3343	3647	3950	4254	4558	4862	5166	5470	5774	6078	8,0
4,4	2196	2562	2928	3294	3660	4026	4392	4758	5124	5490	5856	6222	6588	6954	7321	8,0
4,6	2624	3061	3498	3935	4373	4810	5247	5684	6122	6559	6996	7433	7871	8308	8745	8,0
4,8	3110	3629	4147	4666	5184	5702	6221	6739	7258	7776	8294	8813	9331	9850	10368	8,0
5	3662	4272	4883	5493	6104	6714	7324	7935	8545	9155	9766	10376	10986	11597	12207	8,0



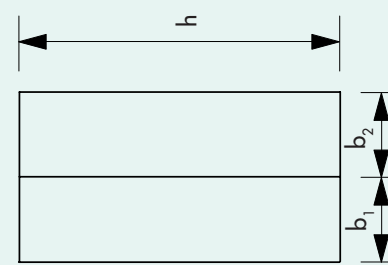
h : hauteur (mm)  
 b<sub>1</sub> : largeur du côté 1 (mm)  
 b<sub>2</sub> : largeur du côté 2 (mm)

h<sub>b</sub> : hauteur du bâtiment < 10 m

- P1 : pression de calcul des déformations (Pa) = 600 Pa
- P3 : pression de calcul des contraintes de sécurité (Pa)
- R<sub>élas</sub> : résistance élastique du bois (N/mm<sup>2</sup>) = 10 N/mm<sup>2</sup> (cf. STS 52.0 [7])
- E : module d'élasticité du bois (N/mm<sup>2</sup>) = 10.000 N/mm<sup>2</sup> (cf. STS 52.0 [7])

**Tableau 5** Valeurs calculées de l'inertie minimale I (en 10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>) des profilés en bois pour la classe de résistance au vent **PV1b**.

HAUTEUR h (m)	LARGEUR DU CÔTÉ 1 (b <sub>1</sub> ) = LARGEUR DU CÔTÉ 2 (b <sub>2</sub> ) (m)														FLÈCHE MAXIMALE (mm)	
	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9		2,0
1,2	30	35	41	46	51	56	61	66	71	76	81	86	91	96	101	4,0
1,4	48	56	64	72	80	88	96	105	113	121	129	137	145	153	161	4,7
1,6	72	84	96	108	120	132	144	156	168	180	192	204	216	228	240	5,3
1,8	103	120	137	154	171	188	205	222	239	256	273	290	308	325	342	6,0
2	141	164	188	211	234	258	281	305	328	352	375	398	422	445	469	6,7
2,2	187	218	250	<b>281</b>	312	343	374	406	437	468	499	530	562	593	624	7,3
2,4	243	284	324	365	405	446	486	527	567	608	648	689	729	770	810	8,0
2,6	335	390	446	502	558	614	669	725	781	837	893	948	1004	1060	1116	8,0
2,8	450	525	600	675	750	825	900	975	1050	1125	1201	1276	1351	1426	1501	8,0
3	593	692	791	890	989	1088	1187	1285	1384	1483	1582	1681	1780	1879	1978	8,0
3,2	768	896	1024	1152	1280	1408	1536	1664	1792	1920	2048	2176	2304	2432	2560	8,0
3,4	979	1142	1305	1468	1631	1794	1958	2121	2284	2447	2610	2773	2936	3099	3263	8,0
3,6	1230	1435	1640	1845	2050	2255	2460	2665	2870	3075	3281	3486	3691	3896	4101	8,0
3,8	1527	1782	2036	2291	2545	2800	3054	3309	3563	3818	4073	4327	4582	4836	5091	8,0
4	1875	2188	2500	2813	3125	3438	3750	4063	4375	4688	5000	5313	5625	5938	6250	8,0
4,2	2279	2659	3039	3419	3798	4178	4558	4938	5318	5698	6078	6457	6837	7217	7597	8,0
4,4	2745	3203	3660	4118	4575	5033	5490	5948	6405	6863	7321	7778	8236	8693	9151	8,0
4,6	3279	3826	4373	4919	5466	6012	6559	7105	7652	8198	8745	9292	9838	10385	10931	8,0
4,8	3888	4536	5184	5832	6480	7128	7776	8424	9072	9720	10368	11016	11664	12312	12960	8,0
5	4578	5341	6104	6866	7629	8392	9155	9918	10681	11444	12207	12970	13733	14496	15259	8,0



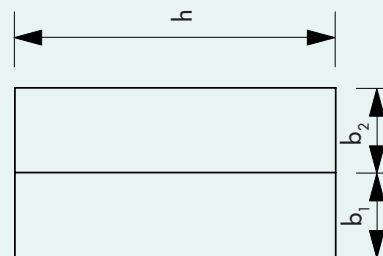
h : hauteur (mm)  
 b<sub>1</sub> : largeur du côté 1 (mm)  
 b<sub>2</sub> : largeur du côté 2 (mm)

h<sub>b</sub> : hauteur du bâtiment :  
 10 m < h<sub>b</sub> < 18 m

P1 : pression de calcul des déformations (Pa) = 750 Pa  
 P3 : pression de calcul des contraintes de sécurité (Pa)  
 R<sub>élas</sub> : résistance élastique du bois (N/mm<sup>2</sup>) = 10 N/mm<sup>2</sup> (cf. STS 52.0 [7])  
 E : module d'élasticité du bois (N/mm<sup>2</sup>) = 10.000 N/mm<sup>2</sup> (cf. STS 52.0 [7])

**Tableau 6** Valeurs calculées de l'inertie minimale I (en  $10^4 \text{ mm}^4$ ) des profilés en bois pour la classe de résistance au vent **PV2**.

HAUTEUR h (m)	LARGEUR DU CÔTÉ 1 ( $b_1$ ) = LARGEUR DU CÔTÉ 2 ( $b_2$ ) (m)																	FLÈCHE MAXIMALE (mm)
	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0			
1,2	41	47	54	61	68	74	81	88	95	101	108	115	122	128	135	4,0		
1,4	64	75	86	96	107	118	129	139	150	161	172	182	193	204	214	4,7		
1,6	96	112	128	144	160	176	192	208	224	240	256	272	288	304	320	5,3		
1,8	137	159	182	205	228	251	273	296	319	342	365	387	410	433	456	6,0		
2	188	219	250	281	313	344	375	406	438	469	500	531	563	594	625	6,7		
2,2	250	291	333	374	416	458	499	541	582	624	666	707	749	790	832	7,3		
2,4	324	378	432	486	540	594	648	702	756	810	864	918	972	1026	1080	8,0		
2,6	446	521	595	669	744	818	893	967	1041	1116	1190	1264	1339	1413	1488	8,0		
2,8	600	700	800	900	1000	1100	1201	1301	1401	1501	1601	1701	1801	1901	2001	8,0		
3	791	923	1055	1187	1318	1450	1582	1714	1846	1978	2109	2241	2373	2505	2637	8,0		
3,2	1024	1195	1365	1536	1707	1877	2048	2219	2389	2560	2731	2901	3072	3243	3413	8,0		
3,4	1305	1523	1740	1958	2175	2393	2610	2828	3045	3263	3480	3698	3915	4133	4350	8,0		
3,6	1640	1914	2187	2460	2734	3007	3281	3554	3827	4101	4374	4647	4921	5194	5468	8,0		
3,8	2036	2376	2715	3054	3394	3733	4073	4412	4751	5091	5430	5769	6109	6448	6788	8,0		
4	2500	2917	3333	3750	4167	4583	5000	5417	5833	6250	6667	7083	7500	7917	8333	8,0		
4,2	3039	3545	4052	4558	5065	5571	6078	6584	7090	7597	8103	8610	9116	9623	10129	8,0		
4,4	3660	4270	4880	5490	6100	6710	7321	7931	8541	9151	9761	10371	10981	11591	12201	8,0		
4,6	4373	5101	5830	6559	7288	8016	8745	9474	10203	10931	11660	12389	13118	13846	14575	8,0		
4,8	5184	6048	6912	7776	8640	9504	10368	11232	12096	12960	13824	14688	15552	16416	17280	8,0		
5	6104	7121	8138	9155	10173	11190	12207	13224	14242	15259	16276	17293	18311	19328	20345	8,0		



h : hauteur (mm)  
 $b_1$  : largeur du côté 1 (mm)  
 $b_2$  : largeur du côté 2 (mm)

$h_b$  : hauteur du bâtiment :  
 18 m <  $h_b$  < 50 m

P1 : pression de calcul des déformations (Pa) = 1000 Pa  
 P3 : pression de calcul des contraintes de sécurité (Pa)  
 $R_{\text{élas}}$  : résistance élastique du bois ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) = 10  $\text{N}/\text{mm}^2$  (cf. STS 52.0 [7])  
 E : module d'élasticité du bois ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) = 10.000  $\text{N}/\text{mm}^2$  (cf. STS 52.0 [7])



# 5 CHOIX DES PROFILÉS DE MENUISERIES EN BOIS

## 5.1 PROFILÉS DE SECTION RECTANGULAIRE

Le choix des profilés de menuiserie peut être effectué sur la base du moment d'inertie d'une section. Le tableau 3 donne l'inertie des profilés de section rectangulaire en fonction de leur largeur "b" et de leur hauteur "h".

Afin d'éviter toute ambiguïté, ce tableau comporte une représentation schématique dans laquelle est indiquée la direction du vent sollicitant la poutre.

## 5.2 PROFILÉS DE MENUISERIE

Cinq types de profilés composés de deux parties, A et B, sont proposés.

Le CSTC a calculé l'inertie de chacune de ces parties, ainsi que des deux parties ensemble "A + B", ce qui correspond à l'inertie des deux profilés lorsqu'ils sont liaisonnés par au moins trois points.

Les tableaux 7, 8, 9, 10 et 11 reprennent les calculs qui ont été établis pour les cinq types de profilés définis ainsi que pour des profilés similaires élargis de 5 mm, puis de 10 mm. Chaque tableau est illustré par une représentation schématique du profilé en question.

La numérotation des profilés dans les tableaux correspond aux types suivants :

- ◆ n° X.00 : profilé de base
- ◆ n° X.05 : profilé de base dont la largeur de chacun des deux composants est augmentée de 5 mm
- ◆ n° X.10 : profilé de base dont la largeur de chacun des deux composants est augmentée de 10 mm.

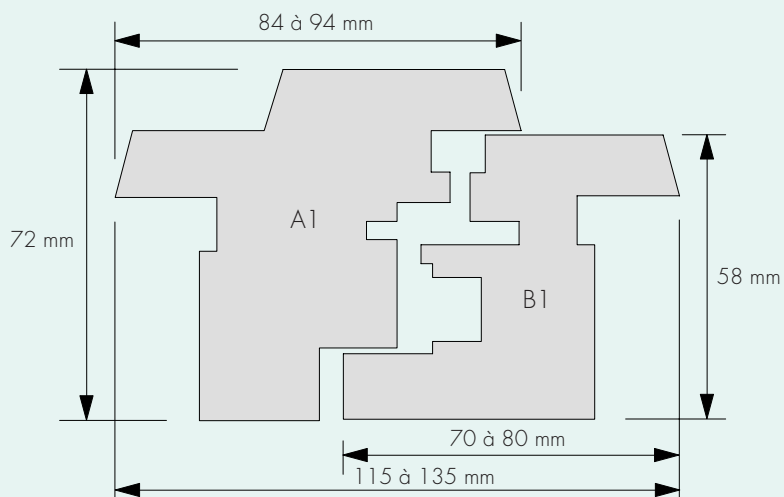
### REMARQUE :

Une entreprise peut toujours demander au CSTC de déterminer, pour ses propres profilés, l'inertie à prendre en compte.

**Tableau 7**  
Inertie des  
profilés du  
type 1 (\*).

N° DU PROFILÉ	PROFILÉ "A" SEUL			PROFILÉ "B" SEUL			PROFILÉ "A" + "B"		
	$I_A$ ( $10^4$ mm <sup>4</sup> )	H (mm)	L (mm)	$I_B$ ( $10^4$ mm <sup>4</sup> )	H (mm)	L (mm)	$I_{(A+B)}$ ( $10^4$ mm <sup>4</sup> )	H (mm)	L (mm)
1,00	116,4	72,0	84,0	65,5	58,0	70,0	181,9	72,0	115,0
1,05	132,8	72,0	89,0	73,9	58,0	75,0	206,7	72,0	125,0
1,10	149,0	72,0	94,0	82,2	58,0	80,0	231,2	72,0	135,0

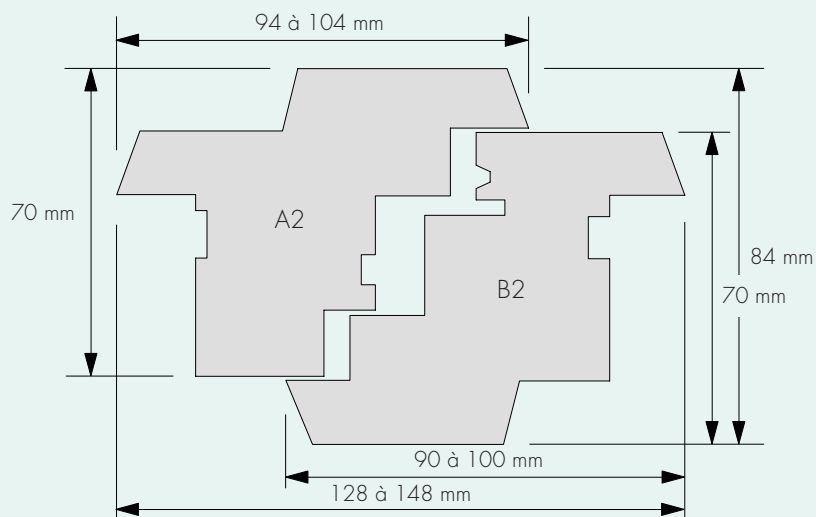
(\*). Représentation schématique d'un profilé du type 1 :



**Tableau 8**  
Inertie des  
profilés du  
type 2 (\*).

N° DU PROFILÉ	PROFILÉ "A" SEUL			PROFILÉ "B" SEUL			PROFILÉ "A" + "B"		
	$I_A$ ( $10^4$ mm <sup>4</sup> )	H (mm)	L (mm)	$I_B$ ( $10^4$ mm <sup>4</sup> )	H (mm)	L (mm)	$I_{(A+B)}$ ( $10^4$ mm <sup>4</sup> )	H (mm)	L (mm)
2,00	131,5	70,0	94,0	146,8	70,0	76,0	278,3	84,0	128,0
2,05	147,9	70,0	99,0	162,5	70,0	81,0	310,4	84,0	138,0
2,10	164,2	70,0	104,0	178,2	70,0	86,0	342,4	84,0	148,0

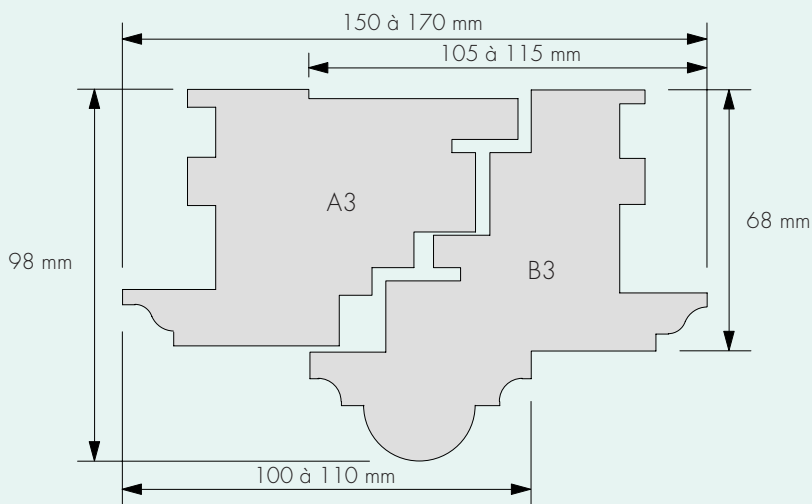
(\*). Représentation schématique d'un profilé du type 2 :



N° DU PROFILÉ	PROFILÉ "A" SEUL			PROFILÉ "B" SEUL			PROFILÉ "A" + "B"		
	$I_A$ ( $10^4$ mm $^4$ )	H (mm)	L (mm)	$I_B$ ( $10^4$ mm $^4$ )	H (mm)	L (mm)	$I_{(A+B)}$ ( $10^4$ mm $^4$ )	H (mm)	L (mm)
3,00	143,9	68,0	100,0	293,9	98,0	105,0	437,8	98,0	150,0
3,05	158,8	68,0	105,0	322,7	98,0	110,0	481,5	98,0	160,0
3,10	173,8	68,0	110,0	350,3	98,0	115,0	524,1	98,0	170,0

**Tableau 9**  
Inertie des  
profilés du  
type 3 (\*).

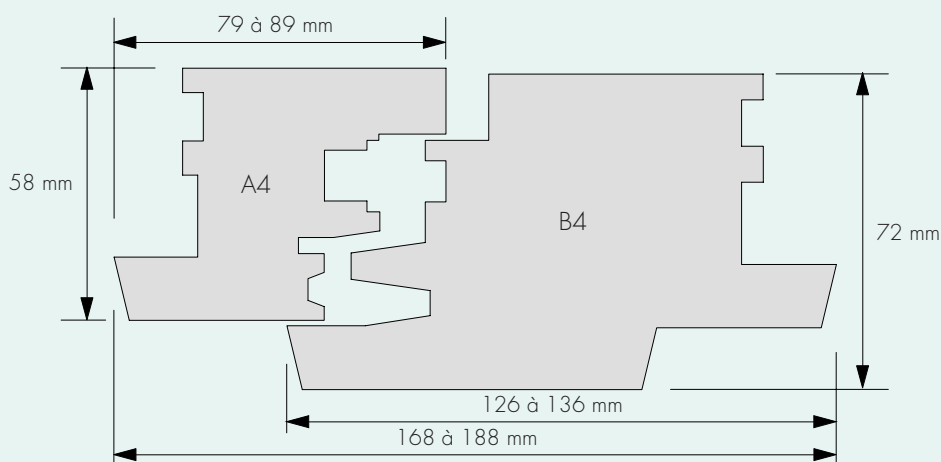
(\*). Représentation schématique d'un profilé du type 3 :



N° DU PROFILÉ	PROFILÉ "A" SEUL			PROFILÉ "B" SEUL			PROFILÉ "A" + "B"		
	$I_A$ ( $10^4$ mm $^4$ )	H (mm)	L (mm)	$I_B$ ( $10^4$ mm $^4$ )	H (mm)	L (mm)	$I_{(A+B)}$ ( $10^4$ mm $^4$ )	H (mm)	L (mm)
4,00	82,2	58,0	79,0	222,4	72,0	126,0	304,6	72,0	168,0
4,05	90,4	58,0	84,0	238,1	72,0	131,0	328,5	72,0	178,0
4,10	98,6	58,0	89,0	253,7	72,0	136,0	352,4	72,0	188,0

**Tableau 10**  
Inertie des  
profilés du  
type 4 (\*).

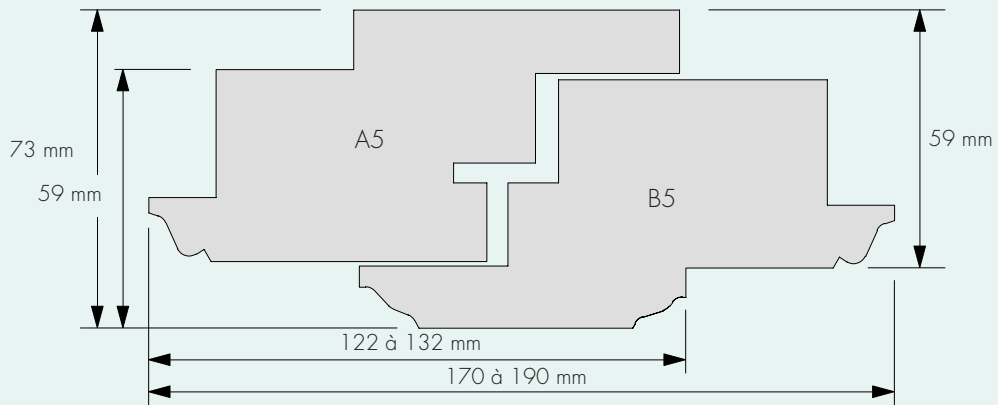
(\*). Représentation schématique d'un profilé du type 4 :



**Tableau 11**  
Inertie des  
profilés du  
type 5 (\*).

N° DU PROFILÉ	PROFILÉ "A" SEUL			PROFILÉ "B" SEUL			PROFILÉ "A" + "B"		
	$I_A$ ( $10^4 \text{ mm}^4$ )	H (mm)	L (mm)	$I_B$ ( $10^4 \text{ mm}^4$ )	H (mm)	L (mm)	$I_{(A+B)}$ ( $10^4 \text{ mm}^4$ )	H (mm)	L (mm)
5,00	121,7	59,0	122,0	106,2	59,0	122,0	228,0	59,0	170,0
5,05	130,3	59,0	127,0	114,8	59,0	127,0	245,1	59,0	180,0
5,10	138,9	59,0	132,0	123,4	59,0	132,0	262,2	59,0	190,0

(\*) Représentation schématique d'un profilé du type 5 :



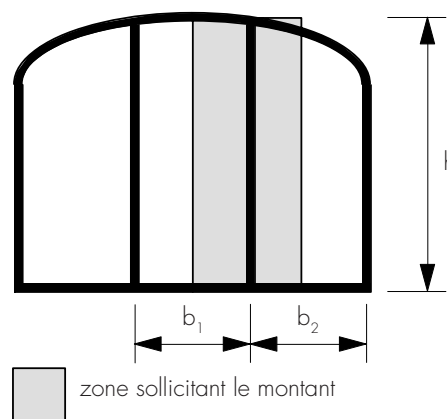


## 6 EXEMPLES DE CALCUL

Dans ce qui suit, nous examinons le cas de portes de deux bâtiments différents, tous deux situés sur un terrain plat et en site peu exposé.

### 6.1 EXEMPLE 1 : CAS D'UNE PORTE DE GRANGE

Il s'agit d'un bâtiment d'une hauteur totale " $h_b$ " de 7 m. La configuration générale de la porte est donnée à la figure 4.



**Fig. 4** Schéma de la porte d'une grange (la zone grisée sollicite le montant de la porte).

$$h = 3,40 \text{ m}$$
$$b_1 = b_2 = 1,40 \text{ m}$$

Étant donné la hauteur du bâtiment  $h_b = 7 \text{ m}$  ( $h_b < 10 \text{ m}$ ) et son exposition à des conditions normales (classe PV1), il convient d'utiliser le tableau 4. Ce tableau prévoit, pour  $h = 3,40 \text{ m}$  et  $b_1 = b_2 = 1,40 \text{ m}$ , une inertie minimale  $I = 1827.10^4 \text{ mm}^4$ .

L'inertie minimale permet de choisir une section de profilé :

- ◆ section rectangulaire (voir tableau 3) : les profilés en bois suivants peuvent convenir :
  - $h = 125 \text{ mm}$ ;  $b = 115 \text{ mm}$ ;  $I = 1872.10^4 \text{ mm}^4 > 1827.10^4 \text{ mm}^4$
  - $h = 140 \text{ mm}$ ;  $b = 80 \text{ mm}$ ;  $I = 1829.10^4 \text{ mm}^4 > 1827.10^4 \text{ mm}^4$
  - $h = 125 \text{ mm}$ ;  $b = 2 \times 60 \text{ mm}$ ;  $I = 977.10^4 \times 2 \text{ mm}^4 > 1827.10^4 \text{ mm}^4$
- ◆ profilés courants de menuiserie en bois : profilé 3.10 (tableau 9) :  $h = 98 \text{ mm}$ ;  $b = 170 \text{ mm}$ ;  $I = 524.10^4 \text{ mm}^4 < 1827.10^4 \text{ mm}^4$ . Ce profilé étant trop peu résistant, il doit être renforcé par des profilés rectangulaires avec  $I = (1827 - 524).10^4 \text{ mm}^4 = 1303.10^4 \text{ mm}^4$ , soit une section  $h \times b = 125 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ .

### 6.2 EXEMPLE 2 : CAS D'UNE PORTE DE MAGASIN

Il s'agit d'un bâtiment d'une hauteur totale " $h_b$ " de 15 m. La porte à deux vantaux mesure  $h = 2,20 \text{ m}$  et  $b_1 = b_2 = 0,90 \text{ m}$ .

Étant donné la hauteur du bâtiment  $h_b = 15 \text{ m}$  ( $10 \text{ m} < h_b < 18 \text{ m}$ ) et son exposition à des conditions normales (classe PV1b), il convient d'utiliser le tableau 5.



Ce tableau prévoit, pour  $h = 2,20$  m et  $b_1 = b_2 = 0,90$  m, une inertie minimale  $I = 281.10^4$  mm<sup>4</sup>.

Partant de cette inertie minimale, nous pouvons déterminer le (ou les) profilé(s) qui convien(nen)t :

- ◆ profilé rectangulaire en bois (voir tableau 3) :
  - 1 profilé :  $h = 95$  mm;  $b = 40$  mm;  $I = 286.10^4$  mm<sup>4</sup> x 1 > 281.10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>
  - 1 profilé :  $h = 72$  mm;  $b = 90$  mm;  $I = 280.10^4$  mm<sup>4</sup> x 1  $\approx$  281.10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>
  - 2 profilés :  $h = 60$  mm;  $b = 80$  mm;  $I = 144.10^4$  mm<sup>4</sup> x 2 > 281.10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>
- ◆ profilés courants de menuiserie en bois (voir tableaux 8 et 10) :
  - profilé 2.05 :  $h = 84$  mm;  $b = 138$  mm;  $I = 310.10^4$  mm<sup>4</sup> x 1 > 281.10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>
  - profilé 4.00 :  $h = 72$  mm;  $b = 168$  mm;  $I = 305.10^4$  mm<sup>4</sup> x 1 > 281.10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>.

## 6.3 EXEMPLE 3 : PROFILÉS COMPOSÉS DE MATÉRIAUX DIFFÉRENTS

Pour traiter cet exemple, reprenons les données de l'exemple 2 et considérons que la menuiserie n'est plus en bois, mais est constituée de profilés en PVC avec renforts métalliques.

La rigidité nécessaire est obtenue, comme indiqué dans l'exemple 2, par un profilé en bois ( $E = 10000$  N/mm<sup>2</sup>) d'une inertie "I" de 281.10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>.

La rigidité à obtenir est donc égale au produit  $(E.I)_{néc}$  (en N.mm<sup>2</sup>) (voir aussi § 3.3) :

$$(E.I)_{néc} = 10000 \times 281.10^4 \text{ N.mm}^2 = 281.10^8 \text{ N.mm}^2.$$

Les fenêtres sont construites avec des profilés décrits dans le document ATG relatif à ce produit. Dans ce document, nous trouvons les informations suivantes :

- ◆ un tableau donnant le module d'élasticité du PVC concerné, soit :

$$E_{exp} = 2522 \text{ MPa ou N/mm}^2.$$

En pratique, nous admettons, pour les calculs, un module d'élasticité de :

$$E_{cal} = 2500 \text{ N/mm}^2$$

- ◆ deux tableaux donnant les caractéristiques des profilés utilisés dans la partie centrale des ouvrants. Un extrait de ces deux tableaux est donné ci-après. L'inertie à prendre en compte correspond à l'axe XX situé dans le plan de la fenêtre.

**Tableau 12** Moment d'inertie  $I$  des profilés en PVC dont  $E = 2500$  N/mm<sup>2</sup>.

PROFILÉ	MASSE LINÉIQUE (kg/m)	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )
P1	1,36	43,3	43,4
P2	1,09	32,1	20,7

**Tableau 13** Moment d'inertie  $I$  des renforts en acier dont  $E = 210000$  N/mm<sup>2</sup>.

RENFORT	PROFILÉ À RENFORCER (Réf.)	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )
R1	P1	3,85	1,60
R2	P2	2,03	1,35

La fenêtre étudiée est construite en combinant les profilés et leurs renforts comme indiqué à la figure 5.

La rigidité disponible du fait de la combinaison des divers profilés est calculée comme indiqué au § 3.3.3, c.-à.-d. :  $(E.I)_{\text{tot}} = \Sigma E_n . I_n$ . La fenêtre comprend donc :

◆ des profilés en PVC (module d'élasticité  $E = 2500 \text{ N/mm}^2$  ou  $0,25 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$ ) :

- $X_{p1} : 43,3 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \times 0,25 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2 = 10,825 \cdot 10^8 \text{ N.mm}^2$
- $X_{p1} : 43,3 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \times 0,25 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2 = 10,825 \cdot 10^8 \text{ N.mm}^2$
- $X_{p2} : 32,1 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \times 0,25 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2 = 8,025 \cdot 10^8 \text{ N.mm}^2$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Sigma E.I = 29,675 \text{ N.mm}^2$$

◆ des renforts en acier pour ces profilés (module d'élasticité  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$  ou  $21 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$ ) :

- $X_{R1} : 3,85 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \times 21 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2 = 80,850 \cdot 10^8 \text{ N.mm}^2$
- $X_{R1} : 3,85 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \times 21 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2 = 80,850 \cdot 10^8 \text{ N.mm}^2$
- $X_{R2} : 2,03 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \times 21 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2 = 42,630 \cdot 10^8 \text{ N.mm}^2$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Sigma E.I = 204,330 \text{ N.mm}^2$$

On peut en conclure que la rigidité disponible  $(E.I)_{\text{tot}}$  ( $= \Sigma E_n . I_n$ ) de la fenêtre est de  $234,005 \cdot 10^8 \text{ N.mm}^2$ .

Ce chiffre est à comparer à la raideur nécessaire pour la résistance au vent, soit :

$$(E.I)_{\text{néc}} = 281 \cdot 10^8 > (E.I)_{\text{tot}} = 234,005 \cdot 10^8 \text{ N.mm}^2.$$

Ces profilés ne peuvent donc pas être utilisés pour la fabrication de la porte de magasin si l'immeuble a une hauteur comprise entre 10 m et 18 m, car ils nécessitent une classe de résistance au vent PV1b.

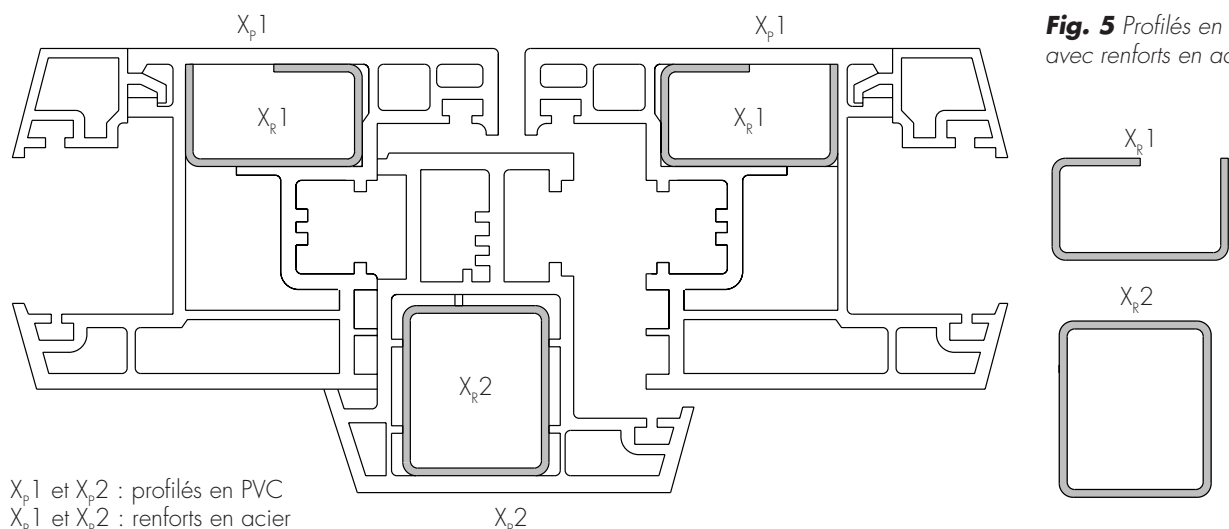
Par contre, si ces mêmes profilés sont utilisés dans une villa dont la hauteur totale est inférieure à 10 m, la classe de résistance PV1 suffira.

Le tableau 4 (p. 16) donne les informations suivantes :

- ◆ hauteur maximum du bâtiment : 10 m
- ◆ hauteur de la fenêtre : 2,2 m
- ◆ largeur de la fenêtre : 0,9 m,

soit une inertie minimale nécessaire  $I = 225 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$  avec un profilé en bois, ce qui correspond à une raideur  $(E.I)_{\text{néc}} = 10000 \times 225 \cdot 10^4 = 225 \cdot 10^8 \text{ N.mm}^2$ , soit  $(E.I)_{\text{néc}} = 225 \cdot 10^8 \text{ N.mm}^2 < (E.I)_{\text{tot}} = 234,005 \cdot 10^8 \text{ N.mm}^2$ .

Ces profilés sont donc suffisants pour assurer la stabilité des menuiseries dans un bâtiment dont la hauteur est inférieure à 10 m.



**Fig. 5** Profilés en PVC avec renforts en acier.

$X_{p1}$  et  $X_{p2}$  : profilés en PVC  
 $X_{R1}$  et  $X_{R2}$  : renforts en acier

# BIBLIOGRAPHIE

1. Centre scientifique et technique de la construction  
La pose des vitrages en feuillure. Bruxelles, CSTC, Note d'information technique, n° 221, 2001.
2. Institut belge de normalisation  
NBN B 03-002-1 Actions du vent sur les constructions - Généralités - Pression du vent sur une paroi et effets d'ensemble du vent sur une construction (avec 2 errata). Bruxelles, IBN, 1988.
3. Institut belge de normalisation  
NBN B 03-002-2 Actions du vent sur les constructions - Effets dynamiques du vent sur les constructions flexibles. Bruxelles, IBN, 1988.
4. Institut belge de normalisation  
NBN B 03-103 Actions sur les constructions - Actions directes - Charges d'exploitation des bâtiments (+ addendum 1993). Bruxelles, IBN, 1976.
5. Ministère des Communications et de l'Infrastructure  
STS 31 Charpenterie. Bruxelles, MCI, Spécifications techniques unifiées, 1990.
6. Ministère des Communications et de l'Infrastructure  
STS 38 Vitrierie. Bruxelles, MCI, Spécifications techniques unifiées, 1980.
7. Ministère des Communications et de l'Infrastructure  
STS 52 Menuiseries extérieures. Généralités. Bruxelles, MCI, Spécifications techniques unifiées, 1986.
8. Organisation internationale de normalisation  
ISO 178 Plastiques - Détermination des propriétés en flexion. Genève, ISO, 2001.
9. Union belge pour l'agrément technique dans la construction  
Règles simplifiées de calcul pour fenêtres. Bruxelles, UBAtc, feuille d'information de l'UBAtc, 1997/6.



Editeur responsable : Carlo De Pauw  
CSTC, Boulevard Poincaré 79  
1060 BRUXELLES

Imprimerie : Claes Printing sa  
Lay-out : Meersman I.D.



## BRUXELLES

### Siège social



Boulevard Poincaré 79  
B-1060 Bruxelles

direction générale



02/502 66 90



02/502 81 80

publications



02/529 81 00



02/529 81 10

## ZAVENTEM

### Bureaux



Lozenberg n° 7  
B-1932 Sint-Stevens-Woluwe  
(Zaventem)



02/716 42 11



02/725 32 12

avis techniques - communication - qualité  
informatique appliquée construction  
techniques de planification  
développement & innovation

## LIMELETTE

### Station expérimentale



Avenue Pierre Holoffe 21  
B-1342 Limelette



02/655 77 11



02/653 07 29

recherche  
laboratoires  
formation  
documentation  
bibliothèque