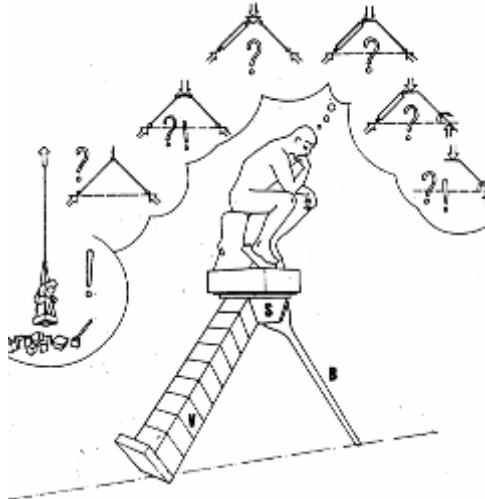




EC5



# RESISTANCE DES STRUCTURES BOIS



PFT AQUITAINE BOIS  
PFT AQUITAINE BOIS

VERSION 09/2013



Cours destiné aux étudiants du **BTS SCBH** du **Lycée Haroun Tazieff** – Saint Paul lès Dax, de la licence pro Construction Bois de l'IUT de Génie Civil de Talence.

## **Partie 1 - APPROCHE MECANIQUE DES STRUCTURES BOIS**

---

CH11	Equilibre statique	page	3
CH12	RDM appliquée au bois - Connaissances de base		17
CH13	RDM appliquée au bois – Modèles de calcul en charpente traditionnelle		27
CH14	RDM appliquée au bois – Modèles de calcul en charpente industrielle.		35
CH15	RDM appliquée au bois – Modèles de calcul en charpente lamellée collée		39
CH16	RDM appliquée au bois – Modèles de calcul en maison à ossature bois		47
CH17	RDM appliquée au bois – Modèles de calcul pour les assemblages		59
CH18	Stabilisation des structures		77

## **PARTIE 2 - ETUDES DES CHARGEMENTS**

---

CH21	Charges permanentes G et Charges d'exploitation Q (EC1)	page	83
CH22	Charges de neige (EC1 partie 1-3)		87
CH23	Charges de vent (Vent EC1 1-4)		99
CH24	Les combinaisons d'actions ELS et ELU (EC5)		123

## **PARTIE 3 - VERIFICATIONS A L'EUROCODE 5**

---

CH31	Fiabilité du matériau bois - Introduction à l'EC5	page	127
CH32	Vérifications des sections (ELU)		133
CH33	Vérifications des assemblages (ELU)		155
CH34	Vérifications des déformations (ELS)		181
CH35	Vérifications des structures exposées au feu		191

# EQUILIBRE STATIQUE

Une structure doit être statique, c'est à dire conserver sa position et sa forme malgré des actions extérieures (chargements) qui tendent à la déplacer et la déformer. Il doit donc y avoir équilibre statique entre ces actions extérieures et la résistance intérieure de la structure.

La **statique** concerne toutes les actions extérieures à la structure (actions extérieures sur la structure ou la partie de la structure qui est isolée). La **résistance des matériaux** étudiera le comportement intérieur de la structure (solllicitations, contraintes et déformations).

Le cours ci-dessous ne traitera que des problèmes situés dans le « plan ».

## 1. Notion de force, de couple de forces, de résultante.

### 11. Force, couple, résultante

Une force est une grandeur vectorielle qui possède une direction, un sens, une norme. (ex : la force  $F$ , qu'il faut exercer pour soutenir la charge  $P$  de la fig 1).

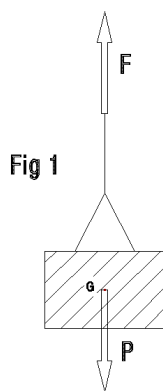


Fig 1

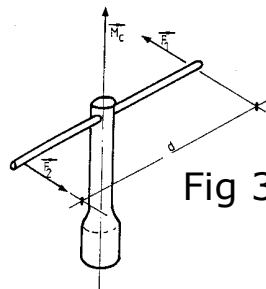


Fig 3

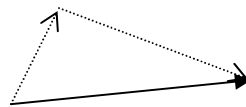
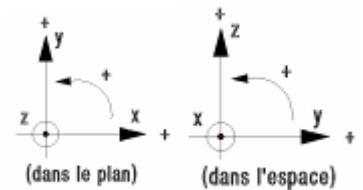


Fig 2

Un ensemble de forces peut se réduire à une résultante (Fig 1 et 2) voir également ci-dessous.

Cette résultante peut également avoir comme résultat une rotation (ex : le desserrage d'un boulon dans la fig3). Les forces fournissent un couple qui possède une direction (axe de rotation), un sens, une norme (moment).



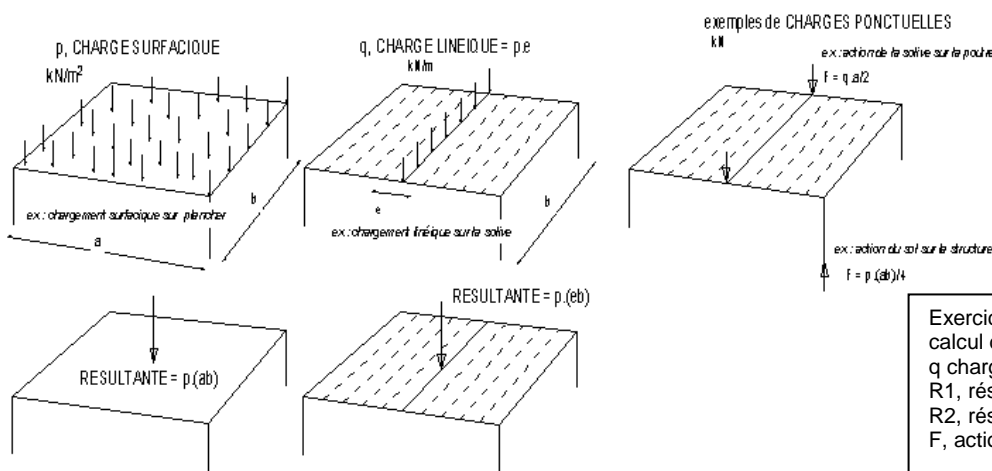
Unité de force : le newton, N , le kilo.newton (kN), le décanewton (daN)

Unité de moment : force x distance, soit par exemple N.m, daN.m, kN.m etc....

Convention de sens (voir ci-contre).

#### On distinguera :

Les forces appliquées peuvent être des forces ponctuelles, des charges linéiques, des charges surfaciques, des moments de forces.



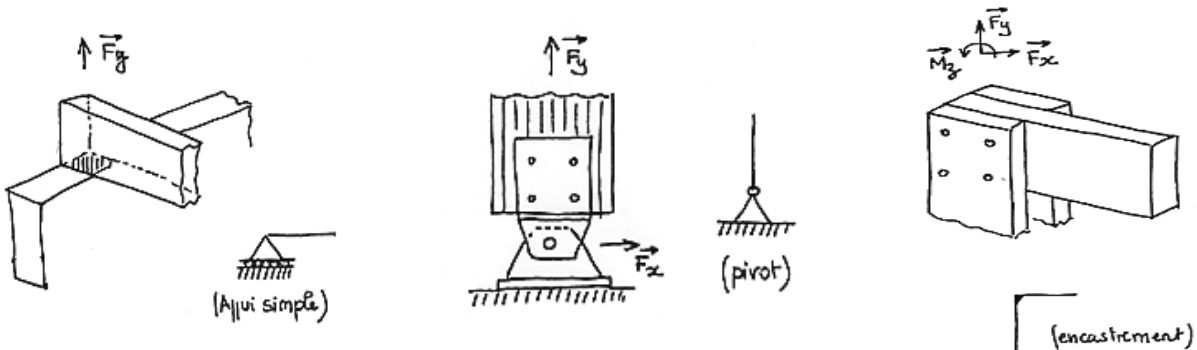
Exercice :  $p = 1 \text{ kN/m}^2$ ,  $a = 8\text{m}$ ,  $b = 6\text{m}$ ,  $e = 0,5\text{m}$   
calcul de :  
 $q$  charge linéique sur une solive  
 $R1$ , résultante du plancher  
 $R2$ , résultante d'une solive  
 $F$ , action du sol sur structure

**Règle : Pour transformer une charge surfacique en charge linéique on multiplie la charge surfacique par la largeur de chargement (ou entraxe).**

## 12. Les liaisons extérieures

Nous distinguerons 3 cas :

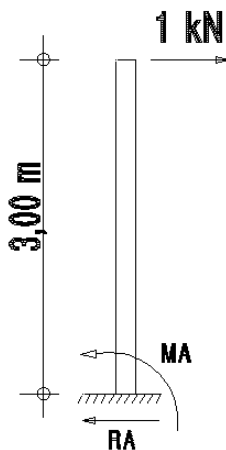
- l'appui simple : une inconnue de liaison
- le pivot : deux inconnues de liaison
- l'encastrement : trois inconnues de liaison



L'appui simple transmet une force, le pivot transmet deux forces, l'encastrement transmet deux forces et un moment.

## 2. Equilibre statique.

Pour qu'un système matériel soit statique, il faut qu'il n'y ait aucun mouvement de translation et de rotation.



Exemple : Effort appliqué au sommet du poteau =  $1\text{ kN}$

L'équilibre statique est réalisé par

$RA$  (action de l'appui A sur le poteau) et

$MA$  (moment d'encastrement de l'appui A sur le poteau).

Calculer  $RA$  et  $MA$ .

### PROCEDURE DE L'ETUDE STATIQUE :

- Isoler le système matériel étudié
- Recenser les forces, forces résultantes ou moments résultants appliqués afin de faire apparaître les inconnues recherchées.
  - o si le système est isostatique, nous pouvons résoudre le problème par les règles de la statique.
  - o si le système est hyperstatique, nous devons faire appel à des équations supplémentaires qui viendront de la résistance des matériaux.

**ISOSTATIQUE - HYPERSTATIQUE**

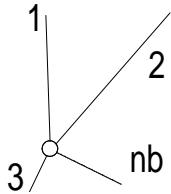
Le degré d'hyperstaticité d'un système =  $(\sum \text{inconnues.de.liaison}) - (3 \times \text{nb.barres})$

Si  $(\sum \text{inconnues.de.liaison}) - (3 \times \text{nb.barres}) < 0$  le système est hypostatique (il n'est pas en équilibre)

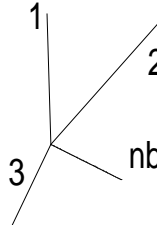
Si  $(\sum \text{inconnues.de.liaison}) - (3 \times \text{nb.barres}) = 0$  le système est isostatique

Si  $(\sum \text{inconnues.de.liaison}) - (3 \times \text{nb.barres}) > 1$  le système est hyperstatique

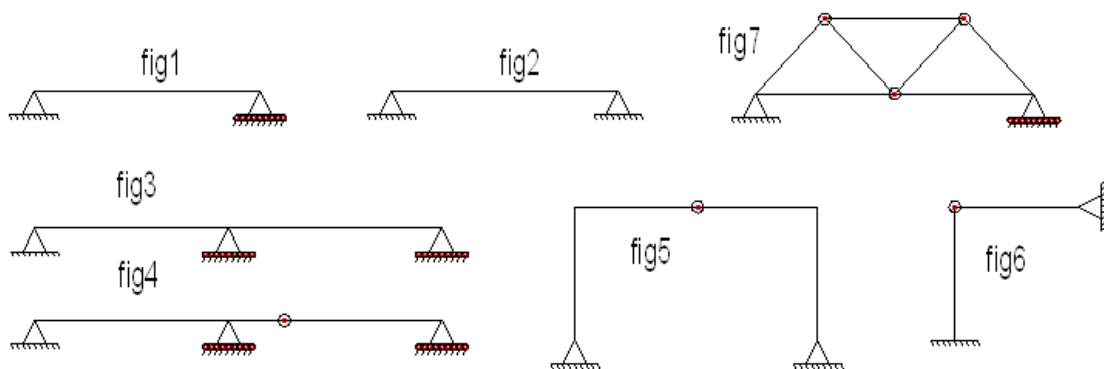
$$\sum \text{inconnues.de.liaison} = 2(\text{nb} - 1)$$



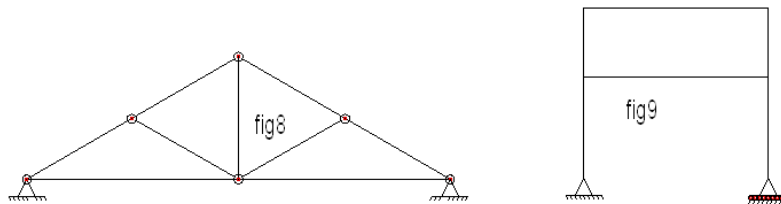
$$\sum \text{inconnues.de.liaison} = 3(\text{nb} - 1)$$



Exemples :

**Remarques sur l'hyperstaticité extérieure ou intérieure**

Lorsqu'une structure est hyperstatique, son hyperstaticité peut être extérieure fig 2, il faut des équations supplémentaires à la statique pour trouver les actions aux appuis, si l'hyperstaticité est simplement intérieure fig 3, les équations de la statique permettent de déterminer les actions aux appuis.

**REGLES :**

*La statique n'est pas simplement un calcul mécanique, c'est surtout un art de bien poser un pb, de bien le comprendre, de le simplifier grâce à des observations élémentaires et ainsi d'effectuer un calcul le plus léger possible.*

⇒ **PFS (principe fondamental de la statique, exprimé ici dans le plan)**

$$\sum \text{forces.extérieures} / \text{axe.OX} = \vec{0}$$

$$\sum \text{forces.extérieures} / \text{axe.OY} = \vec{0}$$

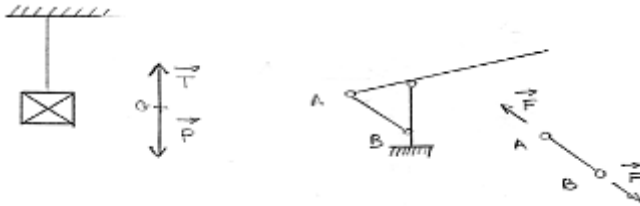
$$\sum \text{moments.des.forces.extérieures} / \text{axe.OZ} = \vec{0}$$



## Règles, méthodes, principes qui découlent du PFS.

### Principe des actions mutuelles

Un système soumis à deux forces est en équilibre si ces deux forces sont de même direction, de même norme mais de sens opposé.



### Principe de superposition

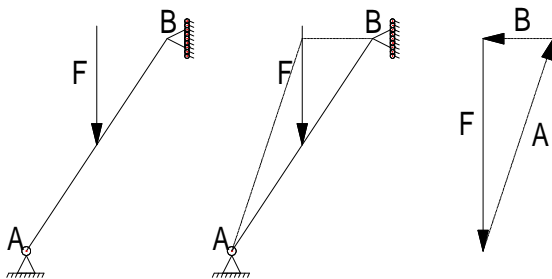
Lorsque plusieurs forces agissent sur un système, cette action équivaut à la somme des effets provoqués par chaque force prise séparément.



### Systèmes soumis à l'action de 3 forces non parallèles

Lorsque un système est soumis à l'action de trois forces non parallèles, elles sont concourantes en un point. Donc, il suffit de connaître un des trois forces complètement (direction, sens, norme) et la direction de la deuxième

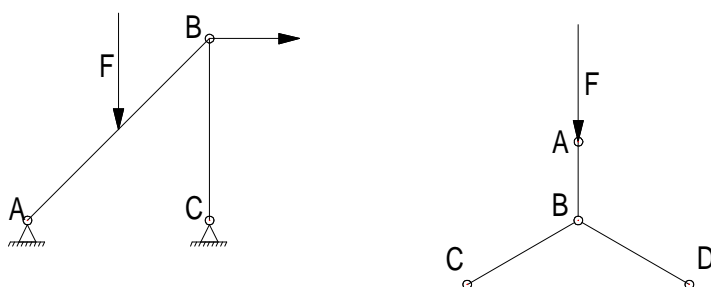
pour résoudre le problème.



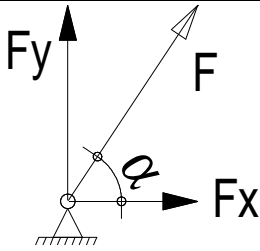
La résolution pourra se faire graphiquement ou par le calcul

### Equilibre des nœuds dans une structure

Si une structure est en équilibre, cela signifie que chaque barre ou chaque nœud de la structure est en équilibre. Donc la somme des forces appliquées à un nœud = 0



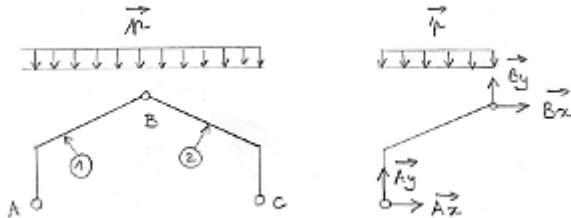
Remarque pour les liaisons « pivot »



Une liaison pivot est définie par une force caractérisée par ses projections sur les deux axes du plan, ce qui signifie deux inconnues. Mais lorsque la direction de cette force est connue, nous possédons une équation supplémentaire qui nous permettra de définir complètement la liaison.

$$\text{Tangente } \alpha = F_y/F_x$$

### Utilisation de la symétrie

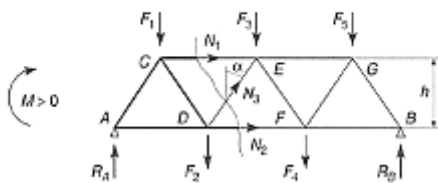


En isolant 1, on met en évidence les 4 inconnues. Pour qu'il y ait équilibre il faut que l'action au point B de 1/2 soit égale à l'action au même point de 2/1. la structure est symétrique en forme et en chargement par rapport à y, donc la composante verticale au point B est égale à 0. Nous sommes maintenant en présence d'un pb à 3 forces non // que nous savons résoudre rapidement.

### Méthode Ritter

Cette méthode consiste à pratiquer une coupure ne rencontrant que trois barres et séparant l'ouvrage en deux parties. Pour trouver l'effort dans l'une de ces barres, on écrit l'équilibre de rotation d'une des barres autour du point d'intersection des deux autres barres.

*Exemple*  
Poutre Warren chargée par des forces verticales



Pour le calcul de  $N_1$ , on écrit l'équation d'équilibre de rotation autour du point D :

$$\text{somme des moments de } R_A, F_1, F_2 \text{ par rapport à D} + N_1 h = 0.$$

Pour le calcul de  $N_2$ , on écrit l'équation d'équilibre de rotation autour du point E :

$$\text{somme des moments de } R_A, F_1, F_2 \text{ par rapport à E} - N_2 h = 0.$$

On obtient la valeur de  $N_3$  en projetant les efforts sur l'axe vertical et en écrivant l'équilibre de translation :

$$R_A - F_1 - F_2 + N_3 \cos \alpha = 0$$

D'où

$$N_3 = -\frac{V}{\cos \alpha}$$

## 4. Approche des descentes de charges

L'établissement des modélisations est un des points clefs des calculs de statique et de RDM. Une bonne analyse des descentes de charges est primordiale, on évalue ainsi le « drainage » des efforts extérieurs (G, Q, S et W)

### 41. Attention aux unités !

Chargements surfaciques	<b>kN/m<sup>2</sup></b> , daN/m <sup>2</sup> , N/m <sup>2</sup>
Chargements ponctuels	<b>kN</b> , daN, N
Chargements répartis	(linéiques) <b>kN/m</b> , N/m, daN/m, N/mm
Poids volumiques	<b>kN/m<sup>3</sup></b> , daN/m <sup>3</sup>
Moment	<b>kN.m</b> , N.mm, daN.m
Contrainte	<b>N/mm<sup>2</sup></b> (ou Mpa)

Exemples :

- Une charge surfacique de  $45 \text{ daN/m}^2 = 450 \text{ N/m}^2 = 0,45 \text{ kN/m}^2$
- Un poids volumique de  $340 \text{ daN/m}^3 = 3400 \text{ N/m}^3 = 3,4 \text{ kN/m}^3$
- Une charge répartie de  $320 \text{ daN/m} = 3200 \text{ N/m} = 3,2 \text{ kN/m}$
- Une charge répartie de  $4,5 \text{ kN/m} = 4500 \text{ N/m} = 4,5 \text{ N/mm}$
- Un moment de  $2,8 \text{ kN.m} = 2800 \text{ N.m} = 2,800 \cdot 10^6 \text{ N.mm}$
- Un moment de  $14 \text{ daN.m} = 140 \text{ N.m} = 140000 \text{ N.mm}$

### 42. Transformer le poids des matériaux en charge surfacique

► **Le matériau couvre l'ensemble de la surface** : ex : tuiles, panneaux, isolants, plaque de plâtre ...

- Le poids est donné en charge surfacique, il n'y a pas de transformation à effectuer :

exemple :  $\text{poids surfacique des tuiles} = 45 \text{ daN/m}^2$   
on pourra également écrire  $0,45 \text{ kN/m}^2$

- Le poids est donné en poids volumique, **on multiplie le poids volumique par l'ép du matériau**

$\boxed{pv \times ep}$

exemple : Panneau PP de 19 mm sur un plancher,  
Poids volumique du PP,  $700 \text{ daN/m}^3$   
Charge surfacique =  $700 \text{ daN/m}^3 \times 0,019 \text{ m} = 13,3 \text{ daN/m}^2$   
On pourra également écrire  $0,133 \text{ kN/m}^2$

exemple : Isolant LV de 200 mm sous une toiture,  
Poids volumique de la LV,  $30 \text{ daN/m}^3$   
Charge surfacique =  $30 \text{ daN/m}^3 \times 0,200 \text{ m} = 6 \text{ daN/m}^2$   
On pourra également écrire  $0,06 \text{ kN/m}^2$

► **Le matériau ne couvre pas l'ensemble de la surface** : ex : liteaux, chevrons, pannes ...

On connaît	La section,	<b>b,h</b>
	Le poids volumique du matériau,	<b>pv</b>
	L'entraxe (distance entre barres : liteaux, chevrons ...)	<b>e</b>

On souhaite déterminer le poids de ce matériau en charge surfacique

On effectue la transformation suivante  $\boxed{\frac{b \times h \times pv}{e}}$  en faisant attention aux unités

exemple : liteaux de  $30 \times 40 \text{ (mm)}$  tous les  $30 \text{ cm}$   
Poids volumique du bois,  $500 \text{ daN/m}^3$   
(on prendra  $500 \text{ daN/m}^3$  si l'on ne connaît pas la catégorie de résistance du bois)



$$\text{Charge surfacique} = \frac{0.03 \times 0.04 \times 500}{0.3} = 2 \text{ daN / m}^2$$

On pourra également écrire 0,02 kN/m<sup>2</sup>

Exemple : chevrons de 60 x 90 (mm) tous les 50 cm en C22  
 Poids volumique du bois , 4,10 kN/m<sup>3</sup>  
 (on prendra 500 daN/m<sup>3</sup> si l'on ne connaît pas la catégorie de résistance du bois)

$$\text{Charge surfacique} = \frac{0.06 \times 0.09 \times 4,1}{0.5} = 0,044 \text{ kN / m}^2$$

On pourra également écrire 4,4 daN/m<sup>2</sup>

Exemple : solives de 75 x 225 (mm) tous les 40 cm en C18  
 Poids volumique du bois , 380 daN/m<sup>3</sup>  
 (on prendra 500 daN/m<sup>3</sup> si l'on ne connaît pas la catégorie de résistance du bois)

$$\text{Charge surfacique} = \frac{0.075 \times 0.225 \times 380}{0.4} = 16 \text{ daN / m}^2$$

On pourra également écrire 0,16 kN/m<sup>2</sup>

### 43. Prendre en compte le poids propre

► **On vérifie une barre isolée soumise à de la flexion qui ne fait pas partie d'une structure assemblée :**

ex : panne, chevrons, solives, poutres ...

On connaît	La section,	<b>b,h</b>
	Le poids volumique du matériau,	<b>pv</b>

On détermine le poids propre par « mètre linéaire » :  $b \times h \times pv$

exemple : chevron 60 x 90 (mm)  
 poids volumique 500 daN/m<sup>3</sup>  
 poids propre du chevron = 0,06 x 0,09 x 500 = 2,7 daN/m  
 on pourra écrire également 0,027 kN/m

exemple : poutre porteuse en lamellé collé 115 x 550 (mm) GL24h  
 poids volumique 3,80 kN/m<sup>3</sup>  
 poids propre de la poutre = 0,115 x 0,550 x 3,8 = 0,218 kN/m  
 on pourra écrire également 21,8 daN/m

► **On vérifie une barre isolée soumise à de compression ou traction qui ne fait pas partie d'une structure assemblée :** ex : poteau, barre de contreventement ...

On négligera le poids propre

► **On vérifie une structure assemblée :** ex : ferme, portique ...

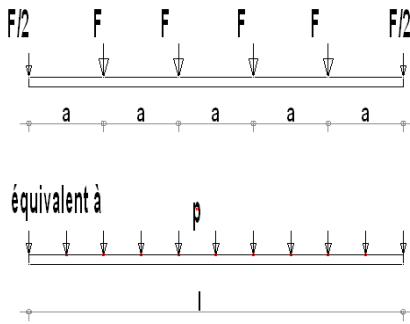
Le poids propre sera pris en compte automatiquement par le logiciel de calcul

### 44. Peut on considérer des charges ponctuelles comme un chargement réparti ?

► **On assimilera un ensemble de charges ponctuelles à une charge répartie lorsque :**

- les charges ponctuelles sont de même intensité
- les charges ponctuelles possèdent le même entraxe
- les charges ponctuelles sont  $\geq$  à 4 ou 5

### ► Pour transformer des charges ponctuelles en une charge répartie



On appliquera la transformation suivante :

$$p = F / a$$

Exemple ci contre :

$$F = 1,2 \text{ kN}$$

$$a = 1,50 \text{ m}$$

$F$  égale 1,2 kN tous les 1,50 m, donc  $p = 1,2 \text{ kN} / 1,50 \text{ m} = 0,80 \text{ kN/m}$

## 45. Transformer une charge surfacique en charge linéique (répartie)

### ► En utilisant la bande de chargement ...

#### BIEN COMPRENDRE LA NOTION DE BANDE DE CHARGEMENT et ses limites ...

*Nota : cette méthode s'applique lorsque le chargement est transmis par des pièces discontinues (chevrons courts) ou des plaques continues de faible rigidité (panneaux, bacs aciers ...)*

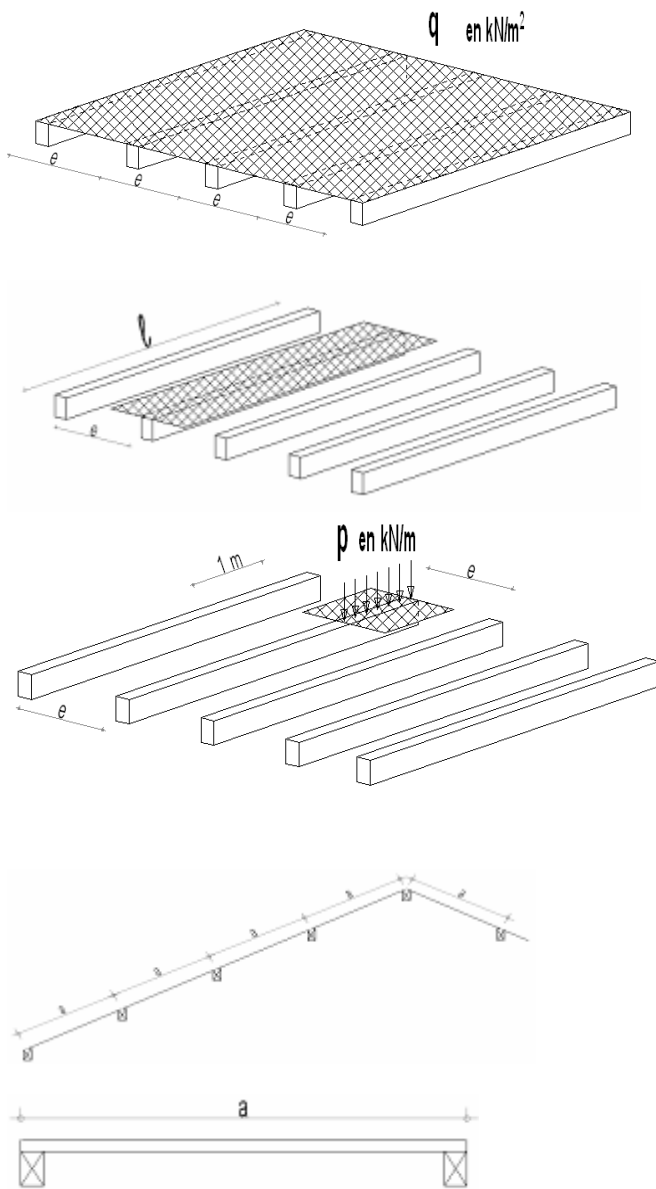
Si des chevrons sont écartés de 40 cm, leur bande de chargement = 40 cm. Chaque chevron reprend 20 cm de chargement de chaque côté de son axe.

Si des solives sont réparties tous les 50 cm, leur bande de chargement = 50 cm. Chaque solive reprend 25 cm de chargement de chaque côté de son axe.

Si des pannes sont réparties tous les 1,80 m, leur bande de chargement = 1,80 m. Chaque panne reprend 0,90 m de chargement de chaque côté de son axe.

Le chargement réparti exprimé en poids par m = la charge surfacique x entraxe,

$p_{\text{charge.répartie}} = q_{\text{surfacique}} \times e_{\text{entraxe}}$
--

Démonstration :

Un solivage reçoit une charge surfacique  $q$  en  $\text{kN/m}^2$ .

Les solives sont espacées d'un entraxe  $e$

La surface hachurée est reprise par la solive

La bande de chargement de la solive vaut  $e$

La charge sur la solive vaut  $q \times e \times l_g$

La charge que reçoit la surface hachurée de longueur **1 m**,

$$\text{vaut } p = \frac{q \times e \times l_g}{l_g} = q \times e$$

**DONC PLUS RAPIDEMENT , ON ECRIRA**

$$p_{\text{charge.répartie}} = q_{\text{surfacique}} \times e_{\text{entraxe}}$$

Exemple ci contre :

Les pannes courantes sont espacées de l'entraxe  $a$ , leur bande de chargement =  $a/2 + a/2$  soit  $a$

La panne faîtière reçoit un chargement sur une bande de chargement  $a/2$  d'un côté et  $a/2$  de l'autre côté, sa bande de chargement =  $a/2 + a/2$

Exemple ci contre :

Les poutres porteuses soutiennent des solives, la portée =  $a$ .

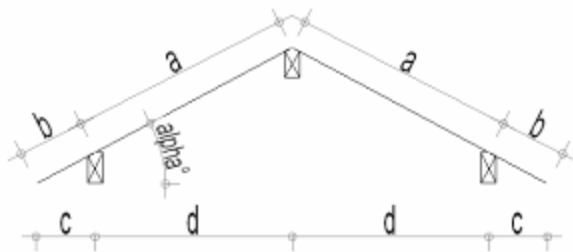
Chaque poutre porteuse reçoit une bande de chargement  $a/2$ .

Remarque : Lorsque le chargement est transmis par des pièces continues de rigidité importante cette méthode n'est pas tout à fait juste.

## ► Sans utiliser la bande de chargement

b) DESCENTE DE CHARGES REELLES...

**Nota : cette méthode s'applique lorsque le chargement est transmis par des pièces continues (chevrons longs) ou des plaques continues de forte rigidité (caissons chevrons ...)**



On cherche le chargement **p** sur la sablière.

Le chevron de longueur **(a + b)** est porteur d'un chargement **q** en kN/m. Il transmet à la panne sablière un chargement ponctuel **F** tous les entraxes **e** (espacement des chevrons)

Le PFS du chevron (action ponctuelle du chevron sur la sablière)

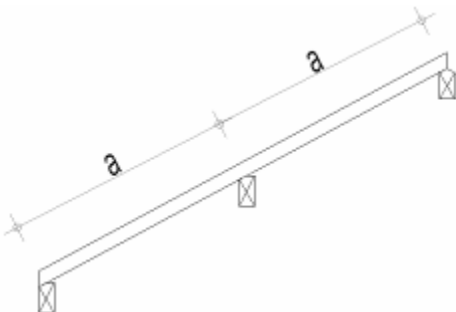
$$\text{donne } F = q \times \frac{(a+b)(c+d)}{2d}$$

Le chargement **p** (charge linéique chevrons sur la sablière),  $p = \frac{F}{e}$

**Application :**  $e$  entraxe des chevrons = 0,5 m  
 $q$  sur chevron = 0,6 kN/m (chargement surfacique de 1,20 kN/m<sup>2</sup> x 0,5m)  
 $a = 2$  m  
 $b = 0,6$  m  
angle = 30°; donc  $c = 0,52$  m et  $d = 1,73$  m  
 $F = 0,6 (2,6 \times 2,25) / (3,46) = 1,01$  kN  
 $p$  sur la sablière = 1,01 / 0,5 = **2 kN/m**

**Remarque :** avec la méthode précédente par bande de chargement, on obtiendrait :  
Bande de chargement de la sablière  $(a/2 + b)$  soit 1,6 m  
 $p$  sur sablière = 1,20 kN/m<sup>2</sup> x 1,6 m = **1,92 kN/m**

**ON SOUS-ESTIME LE CHARGEMENT DE LA SABLIERE DE 4%  
 CETTE METHODE RESTE ACCEPTABLE**



On cherche le chargement **p** sur la panne courante centrale.

Le chevron de longueur est continu, il est porteur d'un chargement **q** en kN/m. Il transmet à la panne sablière un chargement ponctuel **F** tous les entraxes **e** (espacement des chevrons)

La recherche de l'action ponctuelle du chevron sur la panne centrale

$$\text{donne } F = q \times \left( \frac{10}{8} a \right) = 1,25 \times q \times a$$

Le chargement **p** (charge linéique chevron / panne centrale),  $p = \frac{F}{e}$

**Application :**  $e$  entraxe des chevrons = 0,5 m  
 $q$  sur chevron = 0,6 kN/m (chargement surfacique de 1,20 kN/m<sup>2</sup> x 0,5m)  
 $a = 2$  m  
 $F = 0,6 (10/8 \times 2) = 1,50$  kN  
 $p$  sur la panne centrale = 1,50 / 0,5 = **3 kN/m**

**Remarque :** avec la méthode précédente par bande de chargement, on obtiendrait :  
Bande de chargement de la panne centrale ( $a$ ) soit 2 m  
 $p$  sur sablière = 1,20 kN/m<sup>2</sup> x 2 m = **2,40 kN/m**

**ON SOUS-ESTIME LE CHARGEMENT DE LA PANNE DE 25%  
 CETTE METHODE N'EST PLUS ACCEPTABLE**

**Règle :** Lorsque le chargement est transmis par une pièce continue de grande rigidité, on considérera cette pièce sur trois appuis. La descente de charge sur l'appui central égalera

$$F = 1,25 \times q_{\text{charge surfacique}} \times a_{\text{entraxe des sup ports}}$$

## CHAPITRE 12 - RDM (CONNAISSANCES DE BASE)

La statique permet la détermination des **forces extérieures** (chargements) agissant sur un système assimilé à un solide indéformable. Toutefois du fait qu'aucun corps n'est indéformable, la présence de ces forces extérieures fait naître entre les particules des forces de cohésion (**efforts internes ou sollicitations internes**). Il en résulte des **contraintes** (ou tensions) et des **déformations** qui ne doivent pas devenir dangereuses.

A L'EC5, on vérifie que :

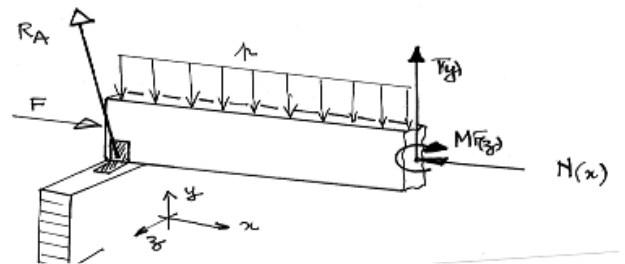
- |   |  |
|---|--|
| - les sections résistent                  | contraintes dans la section < résistance de la section |
| - les assemblages résistent               | effort sur l'assemblage < résistance de l'assemblage   |
| - les déformations ne sont pas excessives | déplacement < déplacement limite                       |

### 1. EFFORTS INTERNES (SOLLICITATIONS INTERNES)

Il s'agit de déterminer les forces et moments qui agissent à l'intérieur du matériau et en assurent la cohésion. Dans le plan, on distinguera :

- Effort normal (**N**) : moins la  $\Sigma$  des forces à gauche normales à la section ( $/Ox$ )
- Effort tranchant (**T**) : moins la  $\Sigma$  des forces à gauche tangentielles à la section ( $/Oy$ )
- Moment fléchissant (**M<sub>fz</sub>**) : moins la  $\Sigma$  des moments des forces ou couples à gauche de la section ( $/Oz$ )

### 2. NOTIONS DE CONTRAINTE ET DE DI



#### 21. Contrainte

##### Contrainte de compression, de traction, cisaillement

$$\sigma = \frac{F}{S}$$

$\sigma$ , contrainte en N/mm<sup>2</sup>

F, effort exercé en N

S, surface d'application en mm<sup>2</sup>)

##### Contrainte de flexion

$\sigma$ , contrainte en N/mm<sup>2</sup>

$M_f$ , moment de flexion en N.mm

$I_{Gz}$ , moment quadratique en mm<sup>4</sup>

v, ordonnée de la fibre neutre en mm

$$\sigma = \frac{M_f}{I_{Gz}} v$$

## 22. Déformation

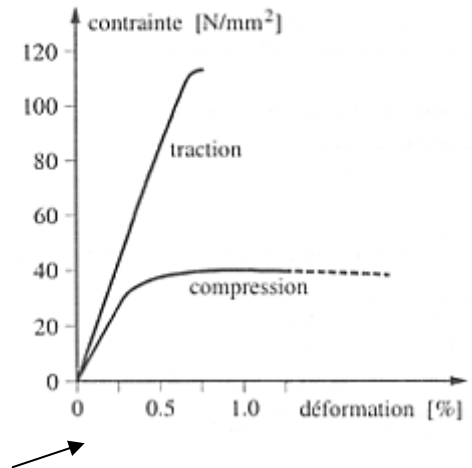
Soumis à une contrainte, les matériaux se déforment. Cette déformation est dans un premier temps proportionnelle à l'effort exercé, c'est la **zone élastique**, le matériau reprend sa position initiale si l'on cesse d'exercer l'effort. Au delà, si l'on augmente l'effort appliqué, on déforme définitivement le matériau, c'est la **zone plastique**. Enfin, on arrive à la rupture.

Dans la zone élastique, la proportionnalité des déformations et des contraintes est traduite par la loi de Hooke :

$$\Rightarrow \sigma = E \times \frac{\Delta l}{l}$$

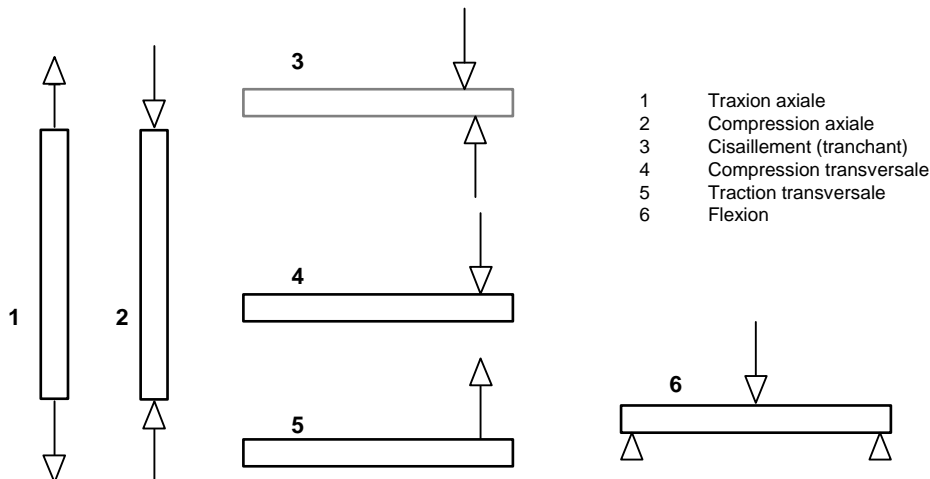
$\sigma$ , contrainte en N/mm<sup>2</sup>

Chaque matériau est qualifié par un module d'élasticité E, en N/mm<sup>2</sup>, (On nomme également E, module de déformation)  $\Delta l/l$ , allongement relatif.



## 23. Comportement du bois en fonction de l'application des efforts extérieurs par rapport aux fibres

Du fait de son anisotropie le bois ne se comporte pas de la même manière selon le sens des fibres.



## 24. Détermination des contraintes et des déformations

Compression axiale	Traction axiale	Flexion	Cisaillement longitudinal	Compression transversale	Traction Transversale
$\sigma_{c,o,d}$	$\sigma_{t,o,d}$	$\sigma_{m,d}$	$\tau_d$	$\sigma_{c,90,d}$	$\sigma_{t,90,d}$
$\sigma_{c,o,d} = \frac{N}{S}$	$\sigma_{t,o,d} = \frac{N}{S}$	$\sigma_{m,d} = \frac{Mf}{I/v}$	$\tau_d = \frac{kT}{S_{cis}}$	$\sigma_{c,o,d} = \frac{F}{S_{comp}}$	$\sigma_{t,90,d} = \frac{F}{S_{sollicitée}}$
		$I/v = \frac{bh^2}{6}$ , section rectangulaire $I/v = \frac{\pi D^3}{32}$ , section circulaire	$k=1,5$ section rectangulaire $k=4/3$ section circulaire	$S_{comp}$ surface comprimée	$S_{sollicitée} = b^2$ (selon CB71)

N effort normal

T effort tranchant

MF moment fléchissant

F effort exercé

Pour les déformations, voir formulaire dans dossier technique

### 3. MODELISATION DES STRUCTURES DANS LE PLAN

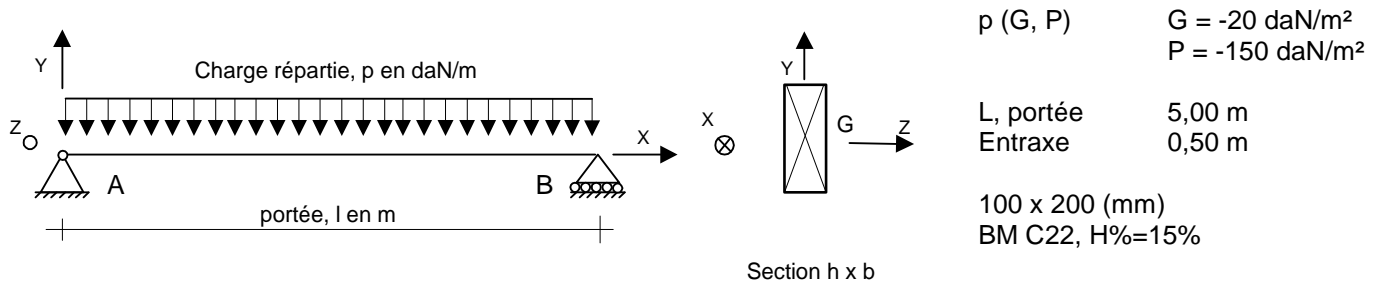
Un modèle, c'est :

- la géométrie (schéma, portée, entraxe)
- les liaisons extérieures (liaisons de la structure avec l'extérieur)
- les liaisons internes des barres entre elles (relaxations)
- les différentes hypothèses spécifiques au matériau (nature, humidité, particularités)
- les chargements G, Q, S, W
- les combinaisons de chargements

Mais c'est aussi une réflexion avec :

- une analyse des modes de défaillance (structure, équilibre)
- une analyse des modes de déplacements
- une adéquation des combinaisons de chargements et des modes de défaillance ou de déplacements

#### exemple de modélisation :



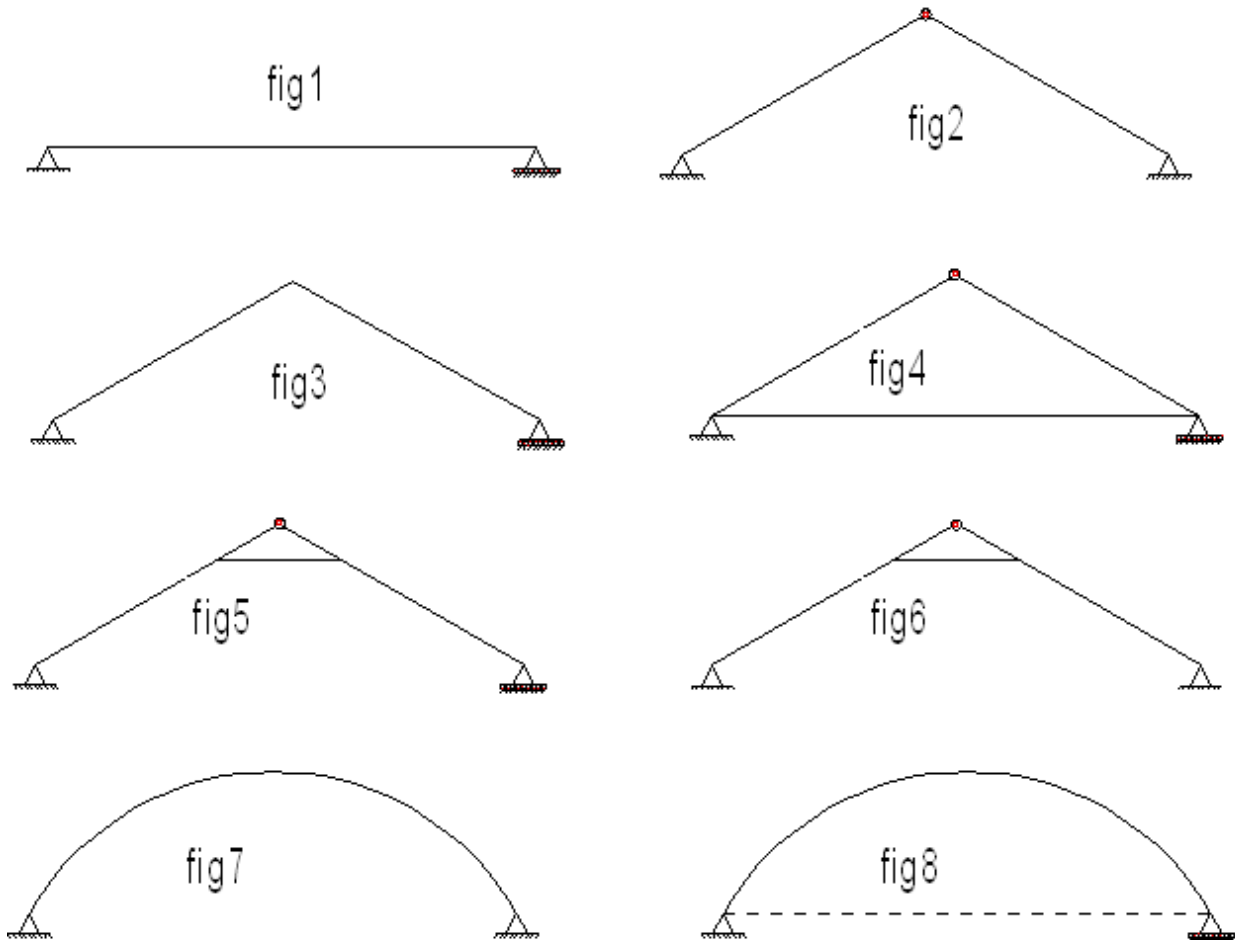
**Analyse :** Cette poutre sur deux appuis en flexion présente :

- les modes de défaillance suivants : résistance à la flexion en partie centrale, résistance au cisaillement (effort tranchant) au droit de l'appui, résistance à la compression transversale sur appui.
- Les modes de déplacements suivants : déformation verticale au centre de la poutre

## 5. ANALYSE DES STRUCTURES

*Avant propos : Avec nos nouvelles connaissances nous pouvons commencer à porter une analyse de fonctionnement sur quelques structures simples.*

SERIE 1 : Comment transformer la flexion ?



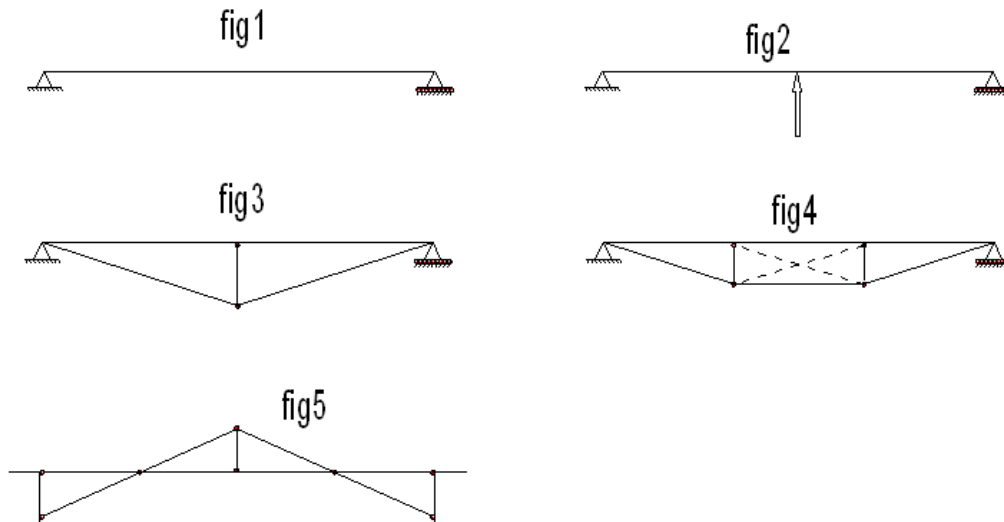
La figure 1 (**fig1**) montre une pièce sur 2 appuis qui travaille en flexion. Pour pouvoir franchir une portée plus importante on peut appuyer deux pièces l'une contre l'autre (**fig 2**), cette configuration génère des poussées horizontales au niveau des appuis que le gros œuvre devra reprendre. Pour éviter cette poussée, on peut lier ces deux pièces en partie hautes par un encastrement (**fig3**), effectivement on peut éliminer les poussées horizontales mais l'on charge fortement la pièce à la clef par un moment de flexion. On revient donc au problème initial.

Si l'on souhaite éviter la flexion à la clef et ne pas avoir de poussée horizontale, on dispose une pièce horizontale (entrait) qui travaillera en traction (**fig4**). Ne pas s'affoler, on vient de découvrir l'eau chaude !, cela fait plusieurs milliers d'année que la ferme existe !

Cet entrain peut être gênant (passage) ou trop présent dans le volume (esthétique). Il est tentant de le déplacer vers le haut, il devient entrain retroussé (**fig 5**). Attention à ce qui peut devenir une fausse bonne idée, si l'arbalétrier est libre sur les appuis, il travaille à nouveau en flexion. Il sera nécessaire de bloquer les appuis, ce qui entraînera une poussée horizontale (**fig 6**).

En poussant la logique de suppression de la flexion, on arrive à l'arc (**fig 7**). Tel qu'il est représenté sur la figure 7, il génère des poussées horizontales assez coûteuses à reprendre par des massifs en BA. Une solution intéressante est d'associer un tirant qui reprendra la poussée (**fig 8**). Il est à noter qu'avec des arcs on peut atteindre des portées de plus de 100 m.



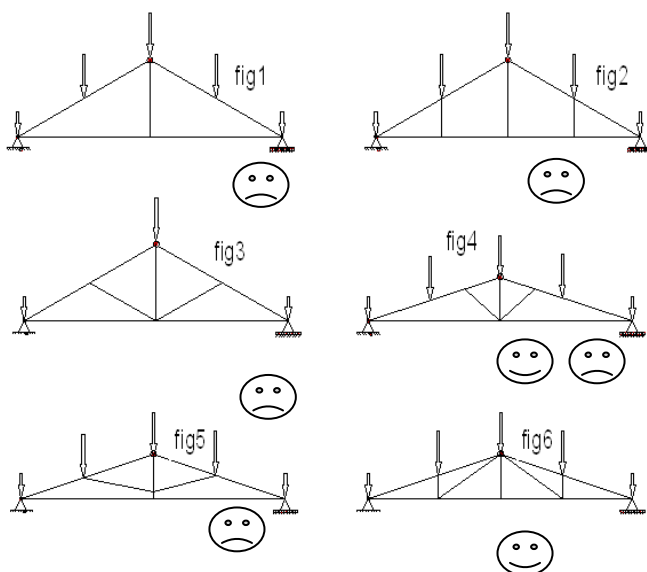
SERIE 2 : Le franchissement, transformation de la flexion par de la sous tension.

Dès que la distance à franchir (portée est conséquente) la flexion est très pénalisante (**fig 1**). Un appui supplémentaire serait le bienvenu. (**fig 2**). Evidemment dans le cas du franchissement il est difficile à mettre en œuvre (piles d'un pont), et dans le cas d'un bâtiment, cela suppose un poteau ennuyeux ! Le recours à un appui suspendu (**fig 3**) est ingénieux. L'appui (barre verticale) sera maintenu par deux tirants (diagonales) qui transformeront l'effort de traction qu'ils portent en effort de compression dans la poutre horizontale. La poutre devient sous tendue. On peut faire varier cette technique en fonction des distances en augmentant le nb d'appuis (**fig 4**). La figure 5 (**fig 5**) traduit une solution très élégante de franchissement en créant des appuis supplémentaires d'une manière différente de ci-dessus mais encore très efficace.

SERIE 3 : La triangulation et parfois quelques anomalies fréquentes.

La ferme triangulaire permet le franchissement de portées conséquentes. Afin de diminuer la flexion des arbalétriers, d'équilibrer les efforts à l'intérieur des fermes, et de rendre la ferme auto stable au regard des forces verticales et horizontales on a recours à des barres intérieures (contrefiches ou fiches) qui triangulent intérieurement la ferme. Deux exemples ci-dessus en sont d'excellentes illustrations (une ferme latine et une ferme W).

Cependant on peut parfois constater que même si l'allure générale est triangulaire des ignorances lors de la conception vont créer des anomalies. Voir ci-dessous.



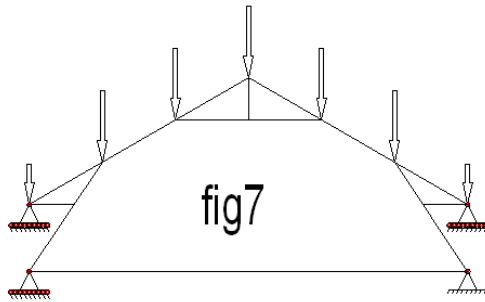
Si des pannes transportent des charges à mi rampant, où se trouve la contrefiche qui soutiendra ce point très sollicité (**fig1**).

Plus fréquent, cette ferme qui transmet l'effort des pannes directement sur l'entrait (**fig 2**), est rencontrée assez souvent surtout dans le département 40. La performance de cette ferme est réduite à la capacité en flexion de l'entrait !

Les contrefiches soutiennent les pannes, à condition qu'il y ait des pannes, ce qui n'est pas le cas de la **fig 3**. Dans cette ferme, les contrefiches ne servent à rien.

Pour la **fig 4** les contrefiches ne soutiennent pas directement la panne, cela engendre de la flexion préjudiciable à la structure.

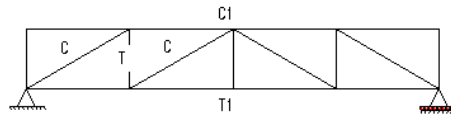
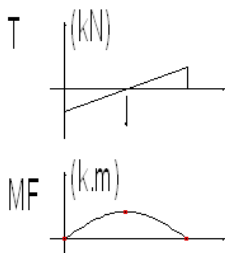
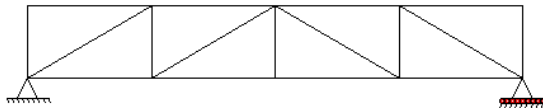
Attention aux contrefiches trop horizontales (**fig 5**) qui créent des efforts de compression considérables. Dans la cas, où ces efforts sont trop importants, on préférera une ferme qui fait travailler deux barres une verticale en compression et une diagonale en traction (**fig 6**).



La triangulation devient plus complexe lorsque l'on souhaite créer des volumes habitables sous les combles. C'est un domaine qui sera élaboré ultérieurement. La fig 1 présente une belle réussite, la ferme sur blochet.

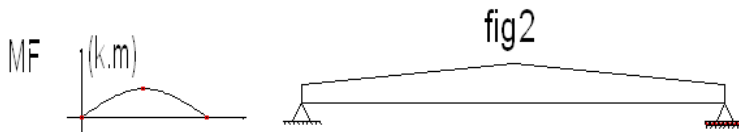
#### SERIE 4 : Poutres « évoluées » pour s'accommoder de la flexion

fig1

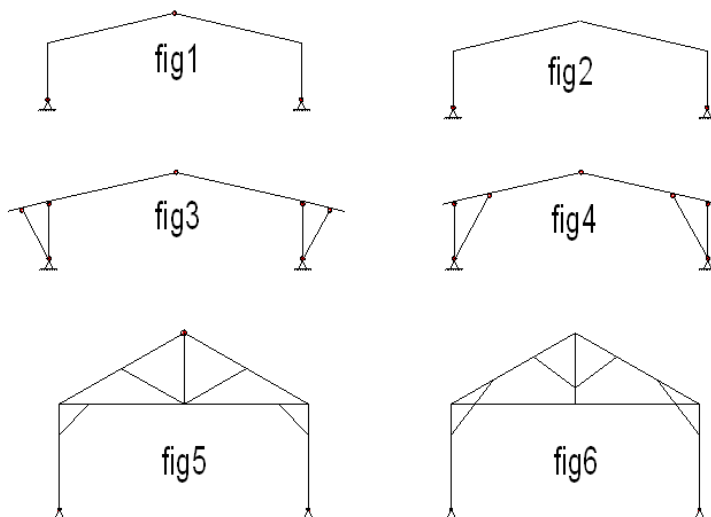


La poutre treillis (**fig1**) améliore les performances de la poutre droite en flexion en augmentant l'inertie. Les graphes T et MF ci-contre montre les efforts internes dans une poutre ordinaire en flexion, la poutre treillis transforme le MF en une compression de la membrure haute et en une traction de la membrure basse, l'effort T est lui transporté par les barres intérieures qui seront tendues ou comprimées.

La **fig 2** propose une autre solution d'augmentation d'inertie en ajoutant de la matière selon la contrainte issue de la flexion, c'est la poutre à inertie variable IV, possible avec le lamellé collé.



#### SERIE 5 : Structures sur poteaux, portiques



Les portiques sont des solutions qui permettent de franchir des portées significatives de 20 à 35 m assez couramment. La **fig 1** montre un portique à trois articulations dont la difficulté majeure est la reprise de la flexion en tête de poteau par deux encastremets. La solution usuelle est la couronne de boulons à condition que son diamètre soit  $< \lambda 80$  cm.

Pour réduire le moment de flexion en tête de poteau, on peut fabriquer un cadre (encastrement en clef de portique + encastrement en tête de poteau) **fig 2**, on répartit la flexion mais la difficulté du transport oblige à une reconstitution de coupures (joint de transport) très coûteuse.

Si l'architecture le permet, la **fig 3** ou la **fig 4** par un système de jambe de force permettent de renoncer aux encastremets.

En charpente traditionnelle, les fermes sur poteaux sont courantes, mais se sont certainement des structures qui représentent une certaine complexité de conception tant sur la circulation des efforts que sur les techniques des assemblages. Sans vraiment entrer dans ce domaine, il faut faire attention aux liens (**fig 5**) qui créent de la flexion dans l'entrait et dans les poteaux. La **fig 6** présente un bel exemple où la jambe de force participe au soutien de la panne et à la reprise des efforts horizontaux.

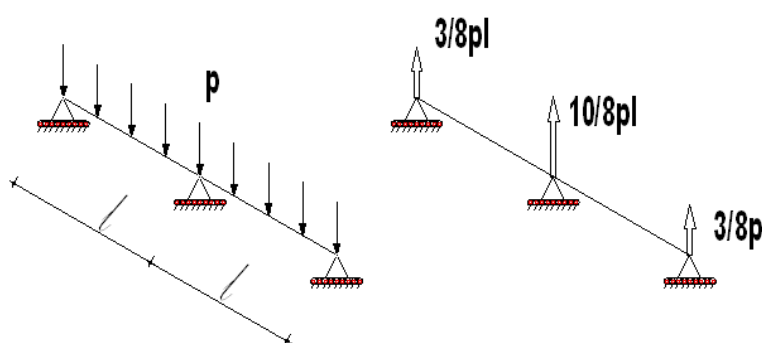
## RDM (MODELES DE CALCUL – CHARPENTE TRADITIONNELLE)

Ce chapitre présentera les particularités de modélisations et de calcul les plus significatives en charpente traditionnelle,

Nous concentrerons notre travail sur les pannes et les chevrons.

### 1. DISPOSITIONS CONCERNANT LA DESCENTE DE CHARGES DES CHEVRONS SUR LES PANNES

Le DTU 31.3 et les usages professionnels indiquent que les chevrons sont portés au moins par trois appuis. Nous avons donc la modélisation suivante :



On remarquera que la panne centrale reçoit  $10/8$  de  $pl$  soit **1,25 pl**.

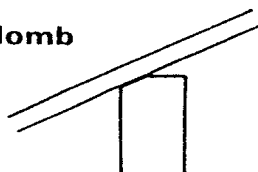
L'approximation qui vise à chercher l'action de la couverture sur les pannes en multipliant  $p$  par l'entraxe  $l$ , n'est pas réaliste.

On préférera vérifier la panne la plus sollicitée avec le chargement 1,25 pl.

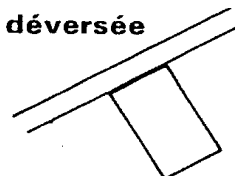
### 2. CONCEPTION ET MODELISATION DES PANNES

#### 21. Avant propos

- Panne d'aplomb



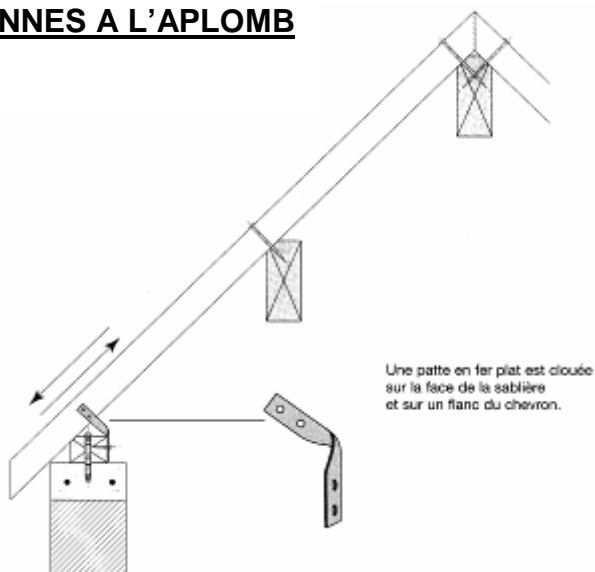
- Panne déversée



**Le rôle des chevrons : incidence sur la déformation des pannes**

<p>Si les pannes sont montées <b>d'aplomb</b>, il faut que les chevrons soient libres de glisser en rive, sous l'action des charges verticales, ainsi elles se déforment verticalement.</p> <p><b>OUI</b></p>	<p>Si les chevrons étaient bloqués (ne pouvant glisser en rive sous l'action des charges verticales), les pannes subiraient une flexion déviée et se déformeraient exagérément.</p> <p><b>NON</b></p>
<p>Si les pannes sont montées <b>déversées</b>, les chevrons sont «bloqués», pour ne pas glisser en rive, et, sous l'action des charges verticales, la déformation des pannes se fait perpendiculairement au plan de la toiture.</p> <p><b>OUI</b></p>	<p>Si les chevrons étaient «libres» de glisser en rive sous l'action des charges verticales, les pannes subiraient une flexion déviée et se déformeraient exagérément.</p> <p><b>NON</b></p>

## PANNES A L'APLOMB



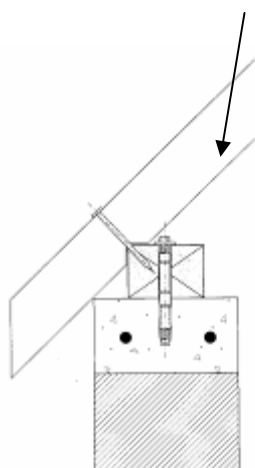
La fixation du chevron sur la sablière garantit un libre glissement qui toutefois empêche le soulèvement dû au vent.

## PANNES DEVERSEES

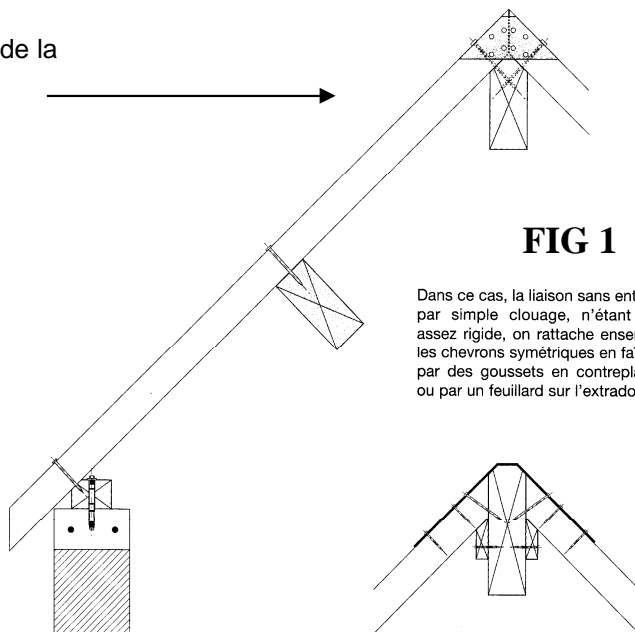
On distinguera **2 possibilités** :

- **la panne est suffisamment rigide**, sa déformation parallèle au rampant est faible, il n'y a pas lieu de prendre des dispositions particulières.
- **La panne n'est pas assez rigide**, sa déformation peut entraîner les chevrons, il est nécessaire de prendre des dispositions pour empêcher ce déplacement, on distinguera trois méthodes :
  - . blocage des chevrons sur le faîtière (**fig1**)
  - . blocage des chevrons sur la sablière (**fig2**)
  - . appui supplémentaire (**fig3**)

Les chevrons sont bloqués par un point résistant de la structure soit en partie basse soit en partie haute



**FIG 2**



**FIG 1**

Dans ce cas, la liaison sans entaille, par simple clouage, n'étant pas assez rigide, on rattache ensemble les chevrons symétriques en faitage par des goussets en contreplaqué ou par un feillard sur l'extrados.

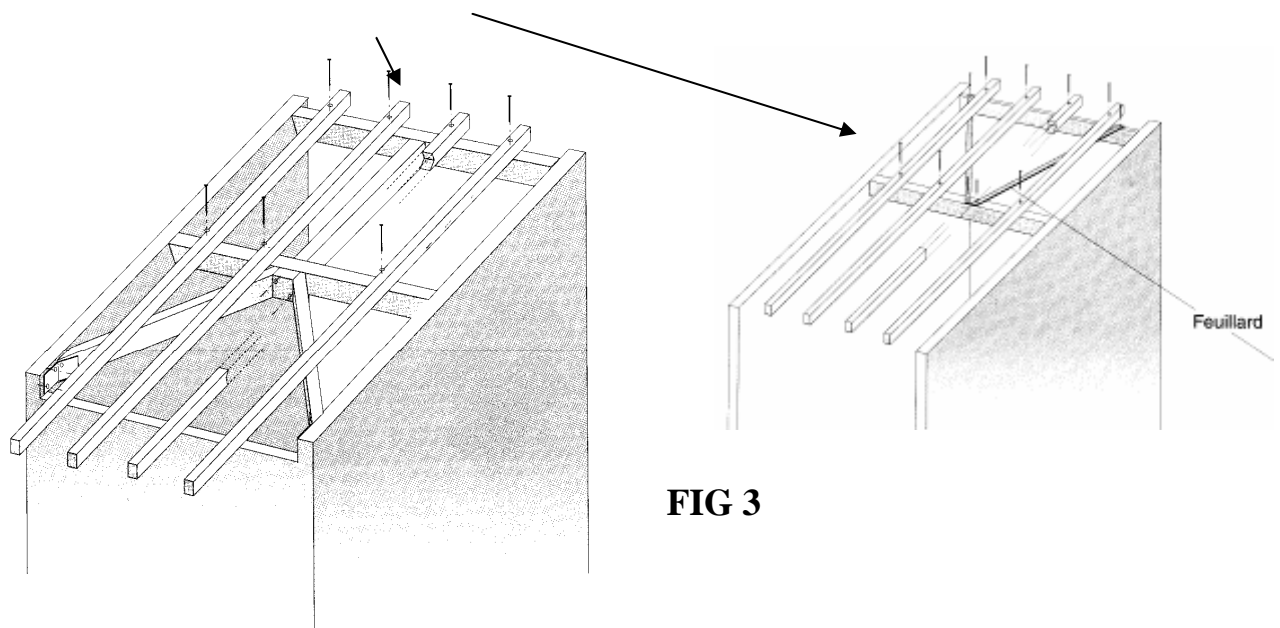


FIG 3

## 22. MODELISATION ET CALCUL

On distinguera les cas suivants :

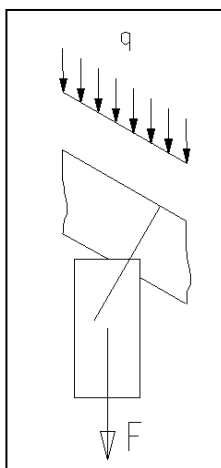
Pannes posées à l'aplomb : Cas 1 : Pas sur chevrons  
Cas 2 : Pannes délardées

Pannes posées déversées : (lorsque les pannes ne sont pas assez rigides pour soutenir la déformation perpendiculaire).  
Cas 3 : Blocage du chevron sur faîtière  
Cas 4 : Blocage du chevron sur sablière  
Cas 5 : Blocage des pannes par des étrésillons

Nota : Pour chaque cas, nous trouverons une explication rapide du problème, les modélisations usuelles de la panne et du chevron et les vérifications particulières.

### 221. PANNES POSEES A L'APLOMB

#### CAS 1 : Pas sur chevrons



*Les chevrons possèdent des pas. Les pannes sont chargées verticalement. Les pointes résistent simplement au soulèvement.*

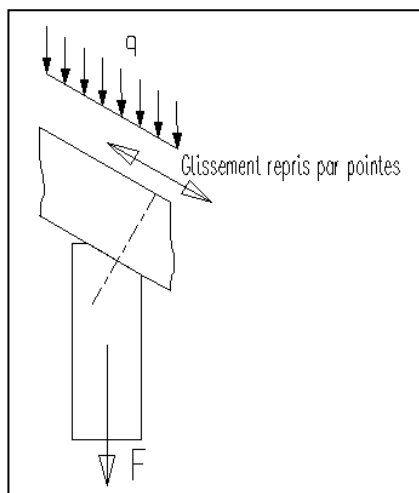
$$F = 1,25(*) \times q \times m$$

F en kN/m

q, en kN/m<sup>2</sup>

m, entraxe en m des pannes

(\*) voir ci-dessus pour la panne la plus sollicitée

**CAS 2 : Panne délardées**

Les pannes sont délardées. La souplesse de la liaison avec des pointes permet de ne pas charger les pannes transversalement, elles subissent simplement un chargement vertical.

Les pointes reprennent l'effort de glissement et résistent au soulèvement.

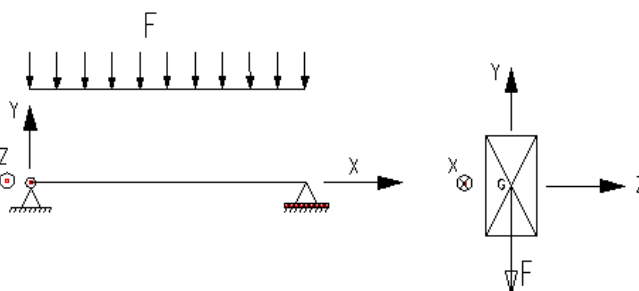
$$F = 1,25 (*) q \cdot m$$

F en kN/m

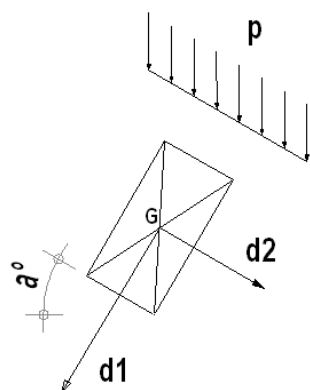
q, en kN/m<sup>2</sup>

m, entraxe en m des pannes

(\*) Voir ci-dessus pour la panne la plus sollicitée

**Modélisation pour les CAS 1 et 2****222. PANNES POSEES DEVERSEES****CAS 1 : Panne de rigidité transversale suffisante**

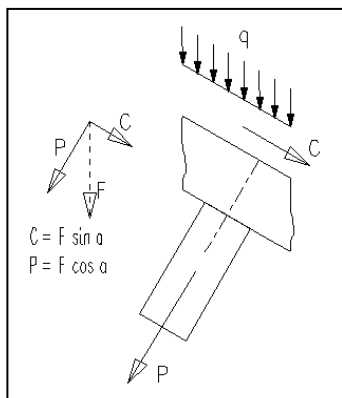
Les calculs de contrainte et de déformation seront effectués selon les modalités que nous avons vues dans les cours CH11, CH32 et CH34



Le schéma ci-contre fait apparaître un déplacement d1 selon l'axe fort de la panne et un déplacement d2 selon l'axe faible.

Le schéma des pannes déversées dans le tableau de la partie 12 ci-dessus nous a expliqué le risque d'une déformation exagérée de la panne dans son axe faible, nous porterons donc un regard particulier sur le déplacement d2, il sera limité à la valeur **(l/200)**.

Si cette valeur est dépassée, la rigidité transversale de la panne n'est pas suffisante et nous entrons dans les cas 2 à 5 ci-dessous.

**CAS 2 : Panne de rigidité transversale insuffisante avec blocage sur faîtière**

Les pannes sont déversées. Le glissement total  $C$  est repris par blocage du chevron sur la faîtière. Les pannes subissent simplement une charge  $P \perp$  au versant.

Les pointes reprennent le soulèvement.

Le glissement total est repris par la faîtière.

Voir vérification spécifique de la faîtière ci dessous.

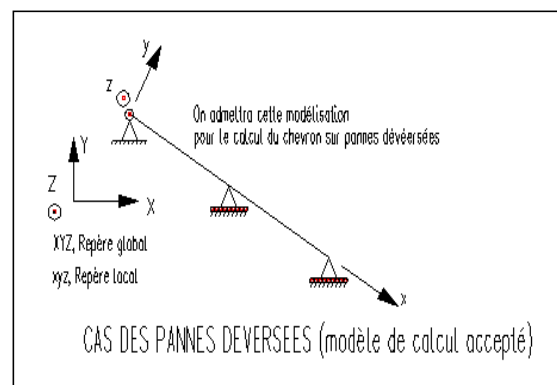
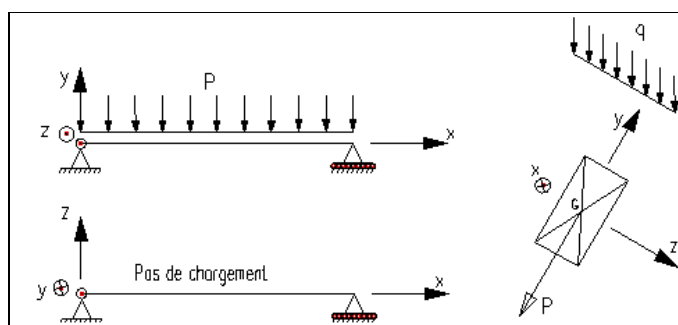
$$F = 1,25(*) q. m$$

$F$  en  $\text{kN/m}$  ;  $q$ , en  $\text{kN/m}^2$  ;  $m$  : entraxe des pannes en mètre. (\*) Voir ci-dessus pour la panne la plus sollicitée

Effort dans l'axe fort de la panne,  **$P = F \cos(\alpha)$**   $\alpha$  angle du versant

Effort de glissement par panne,  $C$ , repris par la faîtière.

La panne sera vérifiée avec le chargement  $P$  en contrainte et en déformation selon le modèle ci-dessous à gauche.



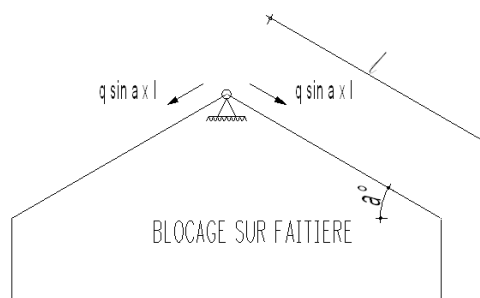
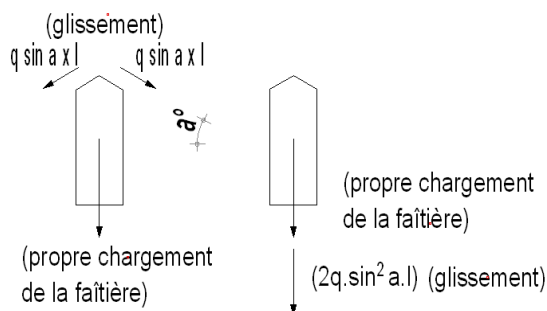
Modélisation de la panne

modélisation du chevron

**IMPORTANT !**

Le blocage sur la faîtière fait qu'elle reçoit tous les chargements dans le plan perpendiculaire des pannes courantes. La faîtière reçoit de chaque versant un effort ( **$q \sin \alpha \times l$** ) (voir ci contre) en plus de son propre chargement.

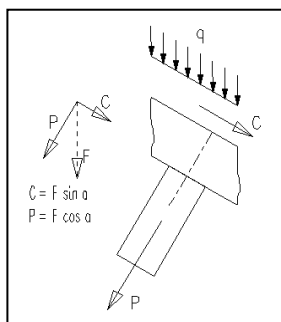
Au final, le chargement sur faîtière sera calculé Comme sur le schéma ci-dessous :



$q$ , chargement sur le toit en  $\text{kN/m}^2$   
 $\alpha$ , angle du versant  
 $l$ , longueur du versant

Nota : le chargement sur la faîtière peut ainsi être très conséquent, une attention toute particulière est à apporter à ce point

### CAS 3 : Panne de rigidité transversale insuffisante avec blocage sur sablière



Les pannes sont déversées. Le glissement C est repris par blocage du chevron sur la sablière. Les pannes subissent simplement une charge  $P \perp$  au versant.

Les pointes reprennent le soulèvement.

Le glissement total est repris par la sablière.

$$F = 1,25(*) q \cdot m$$

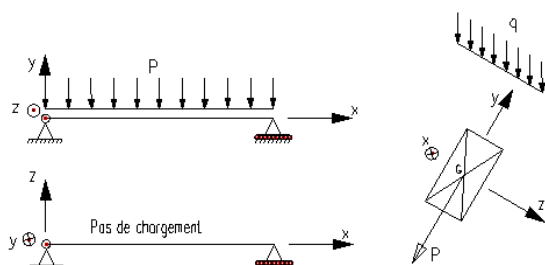
F en kN/m ; q, en kN/m<sup>2</sup> ; m : entraxe des pannes en mètre.

(\*) Voir ci-dessus pour la panne la plus sollicitée

Effort dans l'axe fort de la panne,  **$P = F \cos(\alpha)$**   
 $\alpha$  angle du versant

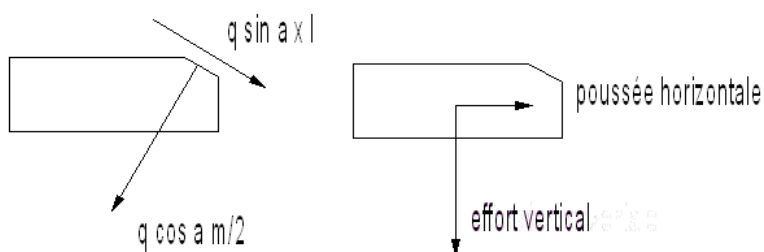
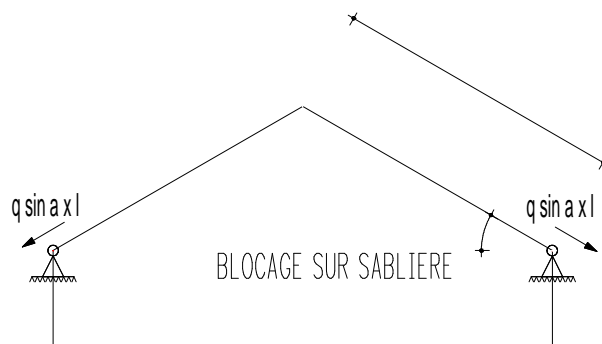
Effort de glissement par panne, C, repris par la sablière

La panne sera vérifiée avec le chargement P en contrainte et en déformation selon le modèle ci contre



#### IMPORTANT !

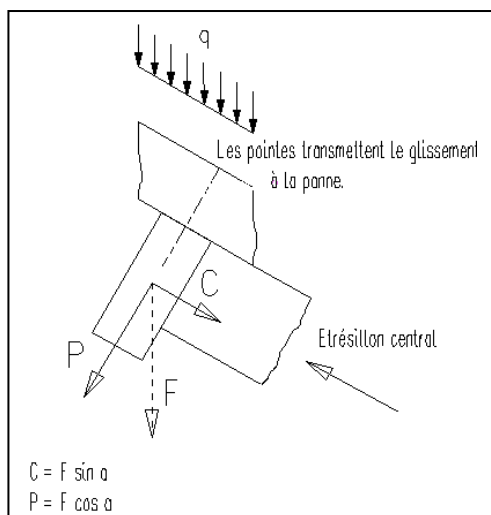
Le blocage sur la sablière fait qu'elle reçoit tous les chargements dans le plan perpendiculaire des pannes courantes. La sablière reçoit un effort ( **$q \sin \alpha \times l$** ) (voir ci contre) en plus de son propre chargement. Au final, le chargement sur la sablière sera calculé comme sur le schéma ci-dessous :



q, chargement sur le toit en kN/m<sup>2</sup>  
 $\alpha$ , angle du versant  
 m, portée entre deux pannes  
 l, longueur du versant

Nota : la poussée horizontale peut être conséquente, il faut s'assurer de la résistance de la fixation sablière support ou de la rigidité de la sablière et bien sûr de la résistance du support (mur, par exemple) à cette poussée horizontale.



**CAS 4 : Panne de rigidité transversale insuffisante avec blocage par étréssillon central**

Les pannes sont déversées. Les pannes subissent une charge  $P$  et  $C$ . Pour éviter une déformation transversale, elles sont équipées d'un étréssillon central.

$$F = 1,25(*) q \cdot m$$

$F$  en kN/m ;  $q$ , en kN/m<sup>2</sup> ;  $m$  : entraxe des pannes en mètre.

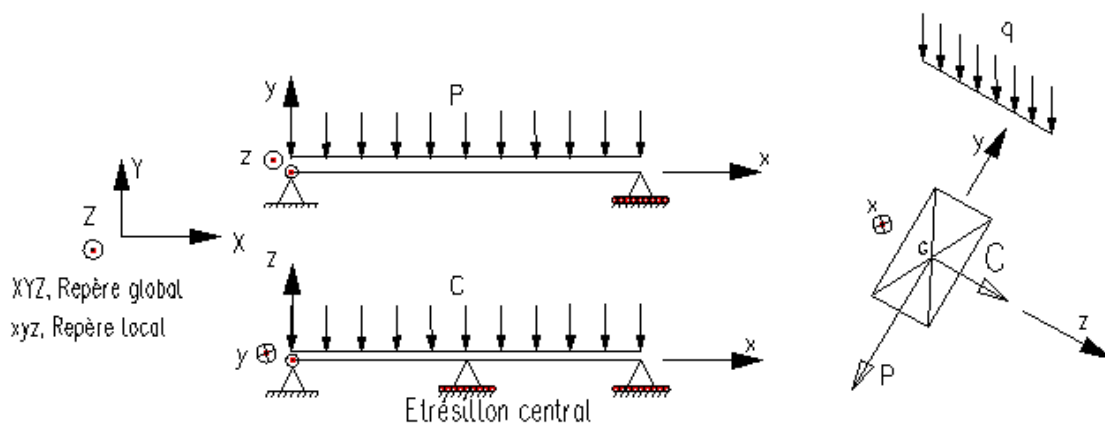
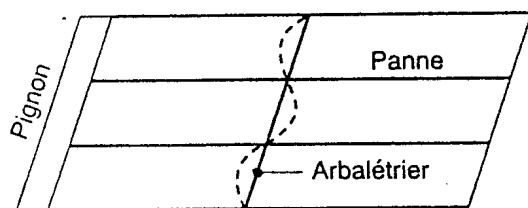
(\*) Voir ci-dessus pour la panne la plus sollicitée

Effort dans l'axe fort de la panne,  **$P = F \cos(\alpha)$**

Effort dans l'axe faible de la panne,  **$C = F \sin(\alpha)$**

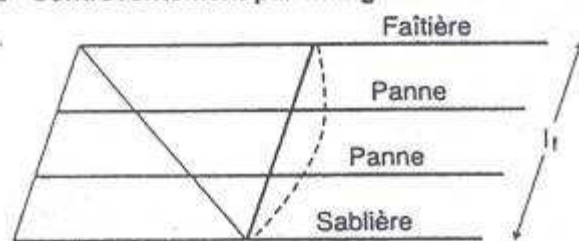
$\alpha$  angle du versant

La panne sera vérifiée avec les chargements  $C$  et  $P$  en contrainte et avec le chargement  $C$  en déformation selon le modèle ci dessous

**3. ARBALETRIER (LONGUEUR DE FLAMBEMENT)****Cas 1 - Contreventement par la maçonnerie du pignon**

Les extrémités des pannes sont bloquées en déplacement suivant leur axe.

La longueur de flambement est égale à l'entraxe des pannes

**Cas 2 - Contreventement par triangulation**

Les extrémités de la faîtière et la sablière sont bloquées en déplacement suivant leur axe. Les extrémités des pannes ne sont pas bloquées

La longueur de flambement est égale à la longueur des arbalétriers



## RDM (MODELES DE CALCUL – CHARPENTE INDUSTRIALISEE PAR CONNECTEURS METALLIQUES)

Ce chapitre présentera les particularités de modélisation et de vérification les plus significatives en charpente industrielle.

### **1. La note de calcul des charpentes assemblées par connecteurs**

La note de calcul doit faire apparaître :

- . la modélisation
- . les justifications des barres
- . les justifications des assemblages
- . les justifications des fermes (ancrages, appuis intermédiaires, ...)
- . la vérification des déplacements et flèches
- . la justification de la stabilité ( dispositifs et / ou calculs )

### **2. Prise en compte des chargements**

#### **21. Chargements d'entretien**

Dans le cas des charpentes industrialisées, Les charges d'exploitation seront considérées comme des charges d'entretien appliquées sur des toitures non accessibles (catégorie H).

Nous prendrons **0.75 kN** appliqué sur les arbalétriers en milieu de portée, ou bien sur les entrails en milieu de portée, si hauteur libre > 1,20 m.

On prendra  $K_{mod} = 1,1$  et  $\gamma_M = 1,3$

#### **22. Combinaisons des chargements d'entretien et nature des justifications**

Pour les charges d'entretien, nous établirons les deux combinaisons suivantes :

**1.35 G + 1.5 Ea**

**1.35 G + 1.5 Ee + 0.75 Si**

(nota :  $0.75 = \psi_0 \times \gamma_Q$  soit  $0.5 \times 1.5$ , altitude < 1000m)

### **3. Matériaux**

#### **31. Classes de résistance des bois**

Essences : Sapin, épicéa, pin sylvestre, pin maritime, pin laricio, douglas, peuplier

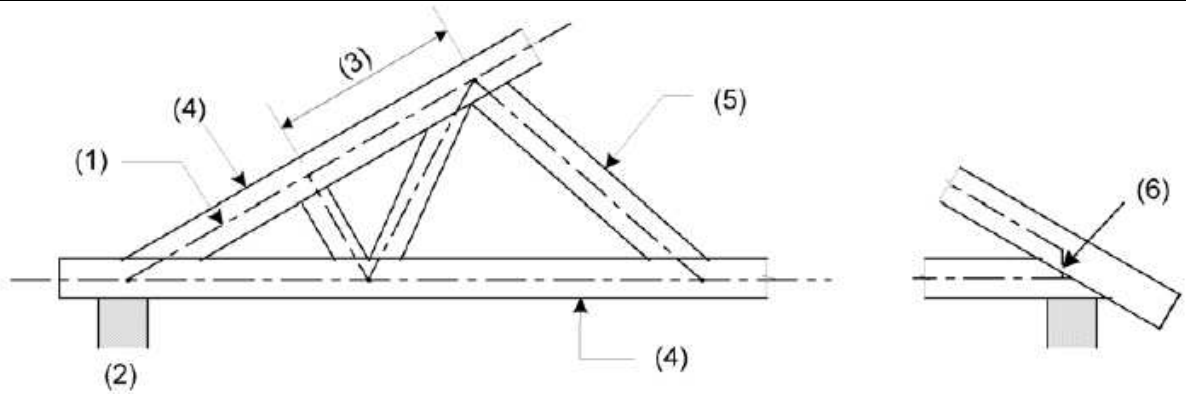
Humidité < à 20 % (classe de service 2)

Généralement C24

### **4. La modélisation** (DTU 31.3 et EC5)

#### **TRACE DE LA LIGNE D'ÉPURE :**

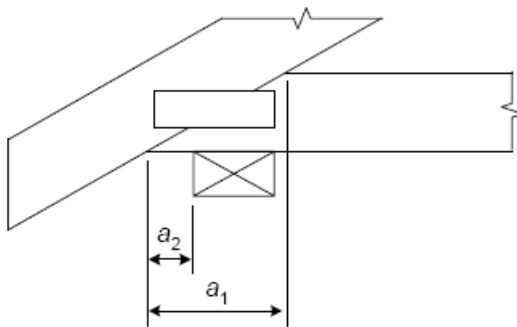
- la ligne d'épure doit être à l'intérieur de l'enveloppe des barres
- pour les barres extérieures, la ligne d'épure coïncide avec l'axe des éléments



Clé :

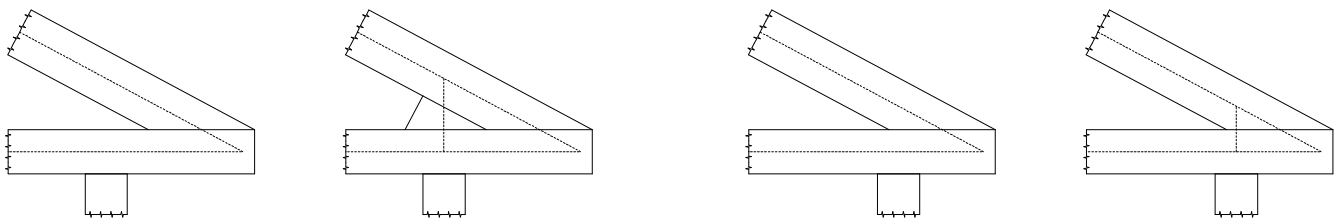
- (1) Ligne d'épure
- (2) Appui
- (3) Travée
- (4) Elément externe
- (5) Elément interne
- (6) Elément de poutre fictif

- Pour que l'appui soit confondu avec la rencontre des lignes d'épure des barres, on devra respecter la condition suivante  $a_2$ , voir ci-dessous.



$$a_2 \leq \max \left| \begin{array}{l} \frac{a_1}{3} \\ 100 \end{array} \right|$$

- Lorsque l'appui ne peut pas être confondu avec la ligne d'épure, on modélisera des éléments de poutres fictifs (Voir 6 ci-dessus). (Voir schéma ci-dessous)



## 5. La vérification ELU (EC5)

Nota : on ne vérifiera que les barres, la vérification des assemblages n'est pas au programme.

Les barres sont soumises à des efforts internes (N,T et Mf) qui produisent des contraintes. On vérifiera selon les règles de vérifications usuelles (voir chapitre sur la vérification des sections)

### CALCUL DE $k_{c,y}$ (flambement)

#### a) Flambement des barres périphériques

- . dans le plan de la ferme       $LF = 0,8$  longueur de la barre (travée externe)  
 $LF = 0,6$  longueur de la barre (travée interne)

- . perpendiculaire au plan

- anti-flambage type A, B, C       $LF = c \times e$

$c = 0,9$  pour ferme  $< 9$  m

$c = 1,1$  pour ferme  $> 11$  m

$c =$  portée / 10 entre 9 et 11 m

$e =$  entraxe des fermes

$d =$  distance des pointes

- couvertures en panneaux       $LF = 1,1 d$

#### b) Flambement des barres intérieures

- . dans le plan de la ferme       $LF = 1$  longueur de la barre
- . perpendiculaire au plan       $LF = 1$  longueur de la barre

## 6. La vérification ELS (EC5)

### Valeurs limites des déplacements (selon annexe nationale NF P 21-711-1, 07-2007)

Déplacements verticaux\_      INSTANTANEE      Déplacement global       $< \text{portée} / 300$   
    NET FIN      Déplacement global       $< \text{portée} / 200$

Déplacements horizontaux\_      INSTANTANEE       $< l / 200$

	$w_{fin}$	$w_{inst,Q}$
Arbalétrier	$l_2 / 200$ $l_3 / 150$	$l_2 / 300$
Entrait	$l / 200$ $l_1 / 200$	$l / 300$ $l_1 / 300$
Noeud de triangulation	$w_{vert,fin} = l_{ref} / 200$ $w_{hor,fin} = 12\text{mm}$	$w_{vert,inst,Q} = l_{ref} / 300$
Console et appui en flexion	Max [ $l_4 / 100$ ; 6mm]	

Tableau 5-2 : Valeurs limites de déformations

### Prise en compte du glissement d'assemblage

(Cette partie est difficilement abordable sans logiciel adapté, à titre de pré dimensionnement on majorera les déformations de 50%, interprétation personnelle d'attente, VTastet).

## **7. La justification de la stabilité (basée sur le DTU31.3)**

**71. Schémas d'anti-flambement** Pages 21, 22, 23 du DTU, partie calcul et conception

### **72. Justification de l'anti-flambement**

- a) Type A : les diagonales sont vérifiées pour un effort axial  $= La \times N / (42 \times e)$   
 $La$ , longueur de la zone comprimée de l'arbalétrier  
 $N$ , effort normal dans cette zone d'arbalétrier  
 $e$ , entraxe des fermes
- b) Type B et C: la résistance de la poutre doit être assurée sous l'effet d'une charge  $q$   
 $q = n \times N / (30 \times Lg) + \text{charges de vent}$   
 $n$ , nb de fermes afférentes à la poutre  
 $N$ , effort normal  
 $Lg$ , longueur de poutre  
 Charges de vent si la poutre participe au contreventement

c) Pour les ouvrages courants, l'anti-flambement de type A est suffisant si une ferme est solidarifiée à chaque pignon ou refend. Pour cela l'ouvrage doit réunir les caractéristiques suivantes :

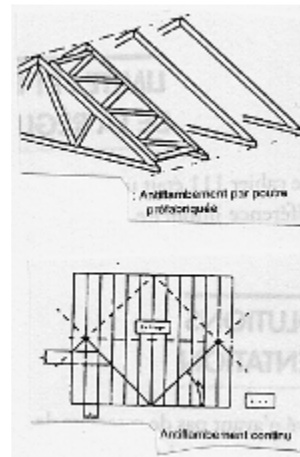
- . distance entre pignon < à 15 m
- . effort max de compression dans un arba < à 1500 daN
- . pignons porteurs et rigides
- . écartement des fermes < à 1 m
- . écartement des supports de couvertures aux fermes < à 60 cm

### **73. Justification du contreventement**

Le contreventement est assuré par des barres placées sur les fiches à 45° le plus près possible des noeuds d'assemblage. Dans le cas d'habitations à murs non autos tables on rigidifie le pignon et les longs pans. (DTU page 8 et 9, partie mise en oeuvre).

Le calcul des sections est fonction des efforts à reprendre et des sections minimales.

### **74. Justification des entretoises ou lisses filantes** (DTU, cours sur mise en oeuvre)



# RDM APPLIQUEE AU BOIS – CHARPENTES LC

## **1. La note de calcul des charpentes LC**

La note de calcul doit faire apparaître :

- . la modélisation (géométrie, chargements, liaisons, relaxations, hypothèses matériaux)
- . la justification des barres et la justification des assemblages
- . la justification des déformations (déplacements et flèches)
- . la justification de la stabilité horizontale (contreventement)
- . la justification au feu (éventuellement)
- . la descente de charges sur appuis

## **2. Prise en compte des chargements**

**21. Chargements** Voir cours S2CH24

**22. Combinaisons des chargements et nature des justifications** Voir cours S2CH24

## **3. Matériaux**

**31. Classes de résistance des bois**

Voir tableau des résistances GL

**4. La modélisation** la ligne d'épure coïncide avec l'axe des éléments

## **5. La vérification ELU** (EC5)

**51. Vérifications usuelles, voir cours CH31, CH33, CH34**

**52. Aspects spécifiques**

**521. Limite appuis glissants 3cm**

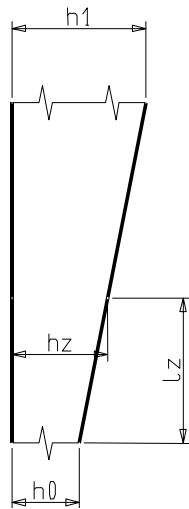
**522. Contre flèche**

Il est possible est de fabriquer les pièces BLC avec une contre flèche (CF) de la valeur du déplacement 1/333 selon annexe nationale EC5. (la CF est définie de la manière suivante,  $w_c = w_{fin} - w_{net,fin}$ , soit  $1/125 - 1/200 = 1/333$ )

**523. Prise en compte de l'effort tranchant dans le calcul des déformations**

Le calcul des déformations fait intervenir le module d'élasticité E. Si on utilise les formules de RDM, on doit corriger E d'un coefficient pour tenir compte de la partie de la déformation due à l'effort tranchant.

- pour les poutres droites IC supportant une charge répartie et sur deux appuis la FIBC donne le coef  $K_v = 1 + 0.96 \times \frac{E}{G} \times \left(\frac{h}{l}\right)^2$ , qui peut se réduire à  $K_v = 1 + 14.4 \left(\frac{h}{l}\right)^2$
- pour les autres cas il est recommandé d'intégrer la prise en compte la déformation due à l'effort tranchant par le logiciel de calcul.

**524 Eléments soumis à de la compression avec sections variables**

Méthodes de calcul :

⇒ Méthode approchée :

- « Théorie de la stabilité élastique » par Timoshenko ;
- « Flambage et stabilité » par Robert L'Hermite.

⇒ Norme Allemande DIN 4114

**Méthode approchée :**

$$\Rightarrow 0,80 \leq \frac{h_0}{h_1} \leq 1,00 \rightarrow h_z = 0,50 \cdot (h_1 + h_0)$$

$$\Rightarrow \frac{h_0}{h_1} < 0,80 \rightarrow \text{on prendra la plus petite des deux valeurs suivantes :}$$

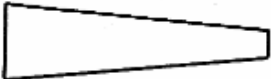
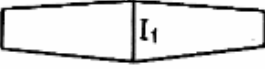
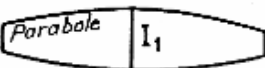
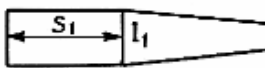
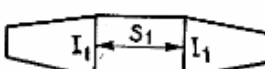
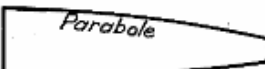
- $h_z$  situé au 1/3 la distance à la plus petite section ;
- $h_z$  situé à la distance  $l_z = l \cdot \frac{h_0}{h_1}$ .

**Norme DIN 4114 :**

$$\Rightarrow C : \text{coefficient permettant le calcul d'un moment quadratique équivalent } I' \rightarrow I' = C \cdot I_1$$

$$\Rightarrow v : v = \frac{I_0}{I_1} \rightarrow \text{Domaine de validité : } 0,10 \leq v \leq 1,00$$



- 1  $I_1$    $I_0$   $C=0,08+0,92v$
- 2  $I_0$    $I_0$   $C=0,17+0,33v+0,50\sqrt{v}$
- 3  $I_0$    $I_0$   $C=0,48+0,02v+0,50\sqrt{v}$
- 4  $I_1$    $I_0$  valable pour  $S_1 \leq 0,5 S$   
 $C=[0,08+0,92v]+(\frac{S_1}{S})^2 \cdot (0,32+4\sqrt{v}-4,32v)$
- 5  $I_0$    $I_0$  valable pour  $S_1 \leq 0,5 S$   
 $C=[0,17+0,33v+0,50\sqrt{v}]+\frac{S_1}{S}(0,62+\sqrt{v}-1,62v)$
- 6  $I_1$    $I_0$   $C=0,18+0,32v+0,50\sqrt{v}$

Pour déterminer le rayon de giration  $i'$  fictif, il suffit d'appliquer

$$i' = \sqrt{\frac{I'}{0,5 (A_0 + A_1)}}$$

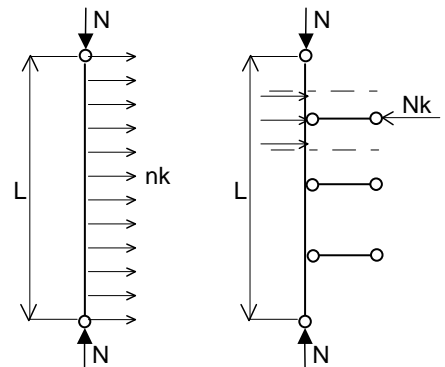
### 525. Vérification des poteaux avec fourrure

Pour ne pas entreprendre de calculs trop complexes dans le cadre du BTS SCBH, on pourra prendre en compte les fourrures dans le calcul du moment quadratique, si elles sont continues et fixées tous les :

- 20 cm maxi pour pointes,
- 1 mètre au maximum par tire-fonds ou boulons)

### 526a. Dispositifs d'anti-flambement des poteaux

- Effort de contre flambement ,  $n_k = \frac{N}{30L}$
- Effort de contre flambement pour 1 blocage,  $N_k = \frac{N}{30L} \times \frac{L}{2}$
- Effort de contre flambement pour n blocages,  $N_k = \frac{N}{30L} \times \frac{L}{n+1}$



### 526b. Effort d'anti déversement (extrait SIA 265).

Pour la stabilisation de la partie comprimée des poutres fléchies (stabilisation au déversement), la valeur  $N_k$  à reprendre

sera :  $N_k = (1 - k_c) \times \frac{M}{h}$   $K_{crit}$ , coef de déversement,  $M_f$  moment fléchissant max de la poutre.

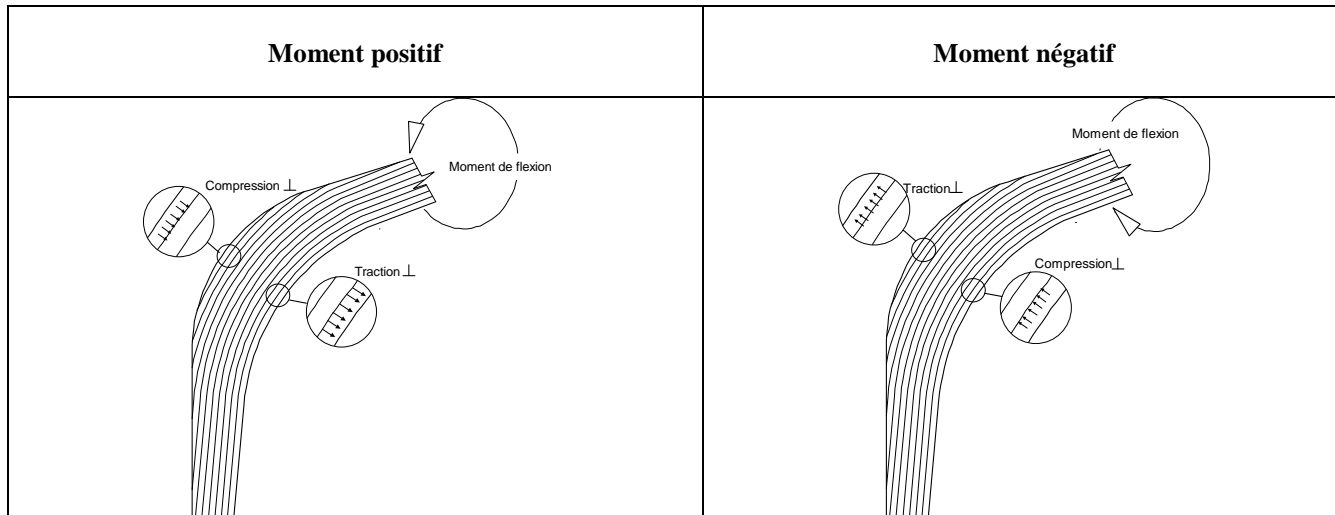
### 527. Contraintes induites en zone courbe

Un moment de flexion dans une zone courbe induit des contraintes de traction ou de compression orientées selon le rayon de courbure, (Schéma ci-dessous). Ces contraintes induites se calculent de la manière suivante :

$$\sigma = \frac{3M_f}{2R \times b \times h}$$

avec  $M_f$ : moment de flexion,  $r$  : rayon de courbure,  $b$  et  $h$  : section

Voir cours vérif des sections EC5

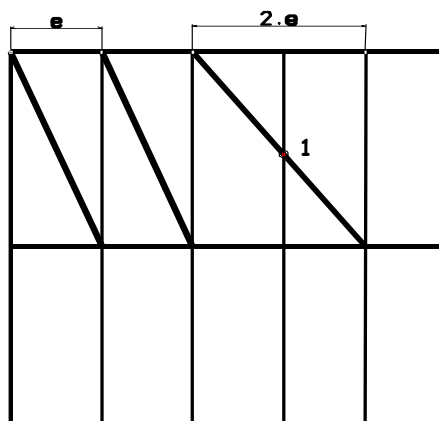


### 528. Instabilité et flambement des structures

La vérification suivant  $N + M_{fz}$  doit se faire dans les deux plans de la section droite (suivant  $b$  et  $h$ )

#### **a. Plan de moment quadratique minimum : suivant $b$**

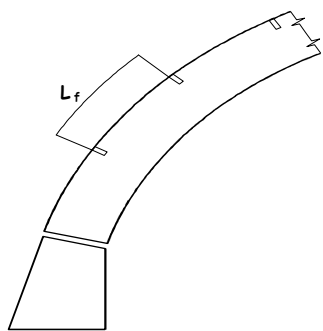
##### **a1. Entre pannes :**



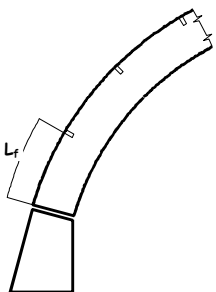
Panne bloquée sur une poutre de contreventement ou 1 point fixe

$\Rightarrow L_f = e$  ;

$\Rightarrow L_f = 2 \times e$  si il n'y a aucune liaison fixe en 1 (au moins 1 tire-fond ou 2 pointes torsadées)

**a.2 Entre éléments raidisseurs :**

$L_f$  : distance entre éléments  
raidisseurs  
→ pannes, lisses, bracons ...

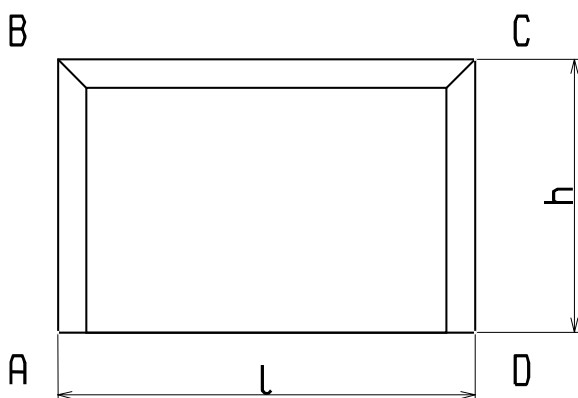
**a.3 Flambements des arcs non maintenus latéralement :**

$L_f$  : longueur développée jusqu'à la première panne


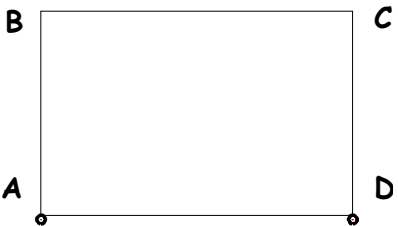


**Remarque :** dans le cas où l'arc présente des zones à l'intrados entièrement comprimées, la longueur de flambement à prendre en compte est la longueur développée entre deux points de moments nuls sans éléments raidisseurs.

**b. Plan de moment quadratique maximum : suivant h**

On pourra également utiliser les démarches ci-dessous pour calculer la  $I_g$  de flambement

**b.1 Portique à traverse horizontale :**

$\Rightarrow l$  : portée ;  
 $\Rightarrow h$  : hauteur ;  
 $\Rightarrow i$  : moment quadratique du poteau ;  
 $\Rightarrow I$  : Moment quadratique de la traverse ;  
 $\Rightarrow k = \frac{i}{I} \times \frac{l}{h}$

TYPE DE PORTIQUE	L <sub>f</sub> : Longueur de flambage		
	AB	BC	CD
	$2.h.\sqrt{1+0,80.k}$	l	h
	$2.h.\sqrt{1+0,40.k}$	l	$2.h.\sqrt{1+0,40.k}$
	$h.\sqrt{\frac{7,5+8.k}{7,5+2.k}}$	l	h
	$h.\sqrt{\frac{7,5+4.k}{7,5+k}}$	l	$h.\sqrt{\frac{7,5+4.k}{7,5+k}}$

Remarque :

On peut utiliser ces formules pour des traverses ayant une pente  $\leq$  à 10 %

### **b.2 Arcs à deux ou trois articulations :**

Les relations sont données pour des arcs de section constante. Dans le cas des sections variables utiliser une section « fictive ».

⇒  $k = \frac{f}{l}$  : rapport de la flèche à la portée

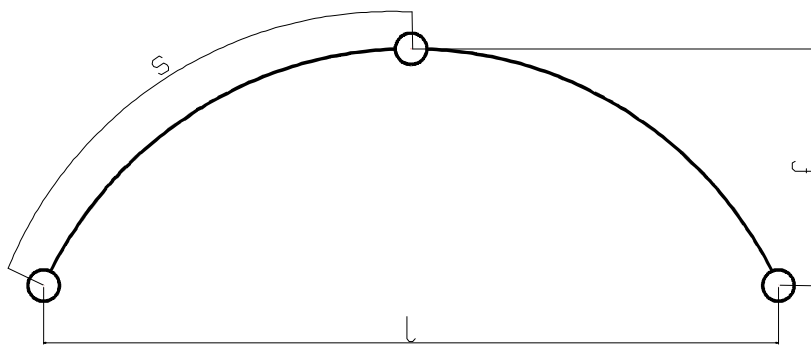
⇒ **Trois articulations** : formules proposée par André Coin

poutre bi-articulée de longueur de flambage →  $l_f = \frac{l}{1,75} \sqrt{1+2.k^2}$

⇒ **deux articulations** :

poutre bi-articulée de longueur de flambage →  $l_f = 0,50.l \sqrt{1+6,15.k^2}$

⇒ **Autres méthodes pour les arcs :**



- En prenant une valeur forfaitaire de longueur de flambement :

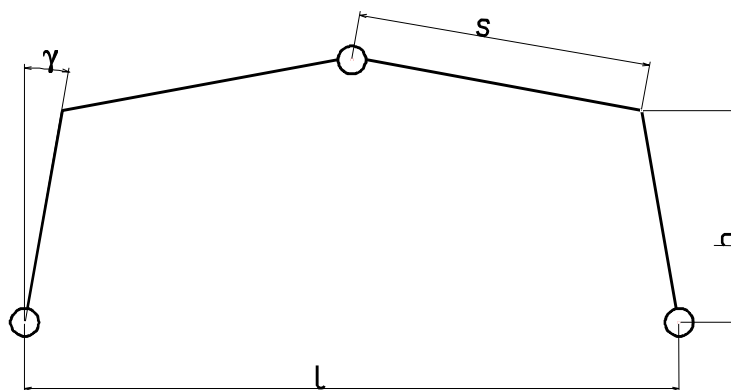
(a)  $l_f = 1,25 \cdot s$  avec :  $0,15 \leq k = \frac{f}{h} \leq 0,50$

- En tenant compte du rapport  $k = \frac{f}{h} \rightarrow l_f = \beta \cdot l$

Valeurs de  $\beta$  :

Arcs	$k = f/h$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50
<b>3 Articulations</b>	$\beta$	0.59	0.61	0.66	0.75	0.85
<b>2 articulations</b>	$\beta$	0.52	0.57	0.66	0.75	0.85

### **b.3 Portique à trois articulations :**



⇒ **Pour  $\gamma \leq 15^\circ$  :**  $l_f = h \cdot \sqrt{4 + 1,6 \cdot c}$  (b) avec :

➤  $c = \frac{2 \cdot s}{h} \times \frac{i}{I}$

- $i$  : moment quadratique du poteau ;  $I$  : moment quadratique de l'arbalétrier.

⇒ **Pour  $\gamma > 15^\circ$  :**

- On peut utiliser la relation (a) :  $l_f = 1,25 \cdot s$  en remplaçant  $s$  par  $h + s$  ;  
 ➤ La plus grande des deux valeurs selon (a) ou (b) doit être retenue.

## VERIFICATIONS DES CONSTRUCTIONS A OSSATURE BOIS

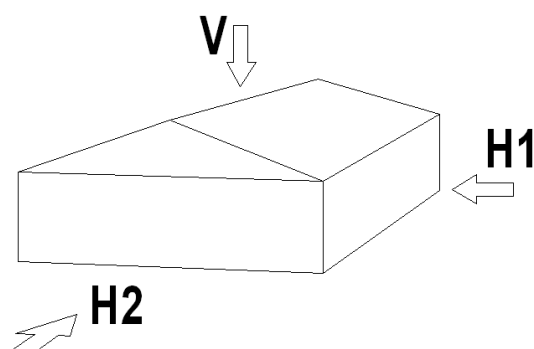
Avant propos : La lecture du cours « CH18 Contreventement » est nécessaire à la compréhension de cours ci-dessous

### 1. REPRISE DES EFFORTS DANS LA CONSTRUCTION PAR PANNEAUX

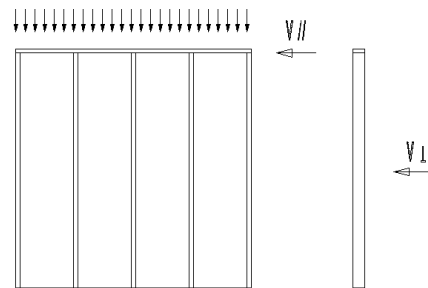
La construction à ossature bois doit être capable de reprendre les efforts verticaux **V** (G,Q,S) et les efforts horizontaux **H** (W).

La reprise des efforts se fait généralement par :

- les montants pour les chargements verticaux et le vent  $\perp$
- le voile travaillant reprend le vent  $\parallel$

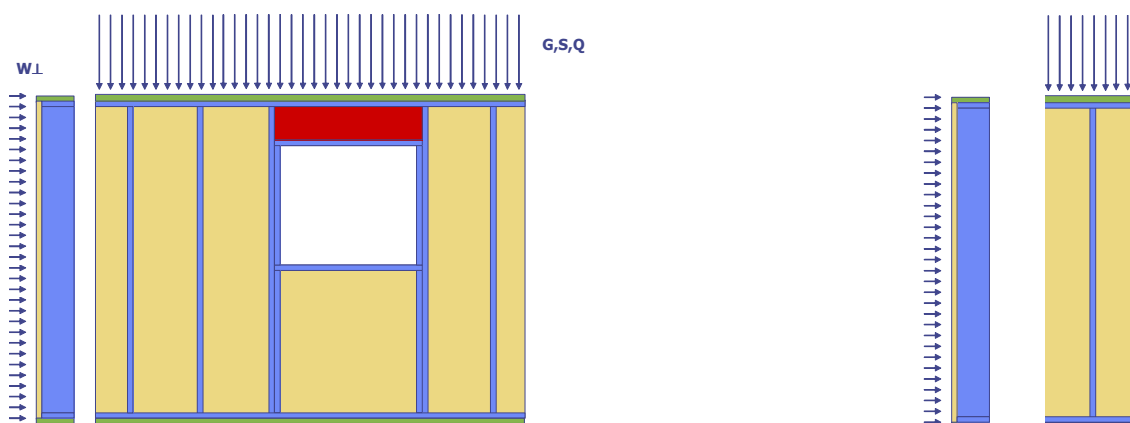


**G,S,Q**



### 2. LA VERIFICATION DES MONTANTS DES PANNEAUX

#### 21. Méthode de vérification



#### Principe de vérification d'un montant courant :

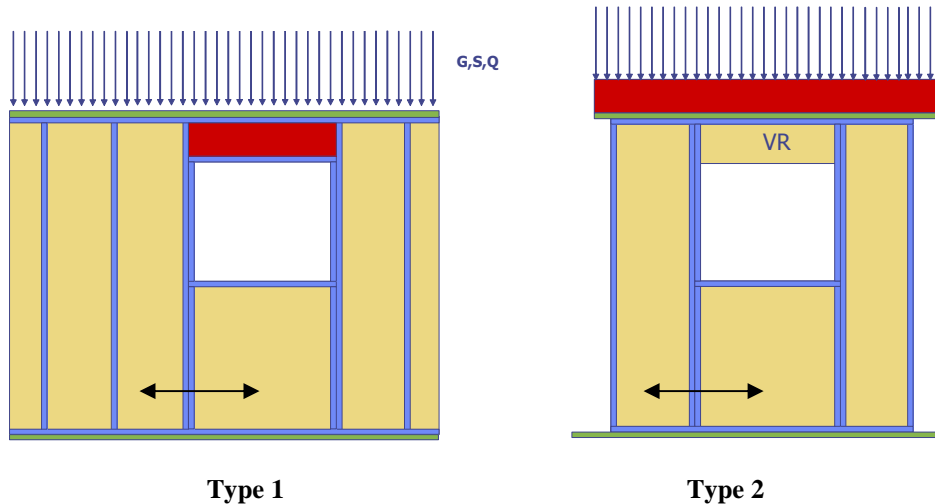
- Modélisation (voir ci contre)
- Recherche chargement vertical sous G, S, Q et du chargement horizontal sous  $W \perp$
- Vérification à la compression transversale sur appui ( $1.35G + 1.5S$  ou  $1.35G + 1.5Q + 0.75S$ )
- Vérification à la contrainte normale (N + Mf) avec les combinaisons
  - $1.35 G + 1.5W$ ,  $1.35G + 1.5W + 0.75S$ ,  $1.35G + 1.5W + 1.05Q + 0.75S$  (si Q).
- Vérification à la déformation sous  $W$  (critère au 1/300 de la hauteur)

On exprimera les chargements en une force ponctuelle  $F$  (issue de G, S et Q) et en une force répartie  $h$  (issue de W)

Nota : le voile travaillant ne participe pas à la reprise des efforts

- Le flambement des montants est perpendiculaire au plan du mur
- La largeur des montants est  $\leq$  à 6 fois leur épaisseur.
- Les liaisons des montants sont considérées comme des articulations
- La déformation due à la compression est négligée

## 22. Cas spécifiques : les linteaux



Type 1

Type 2

On vérifiera le linteau comme une poutre sur deux appuis et ensuite le montant de rive avec la méthode proposée ci- dessus en prenant en compte la largeur chargée (voir flèche ci-dessus).

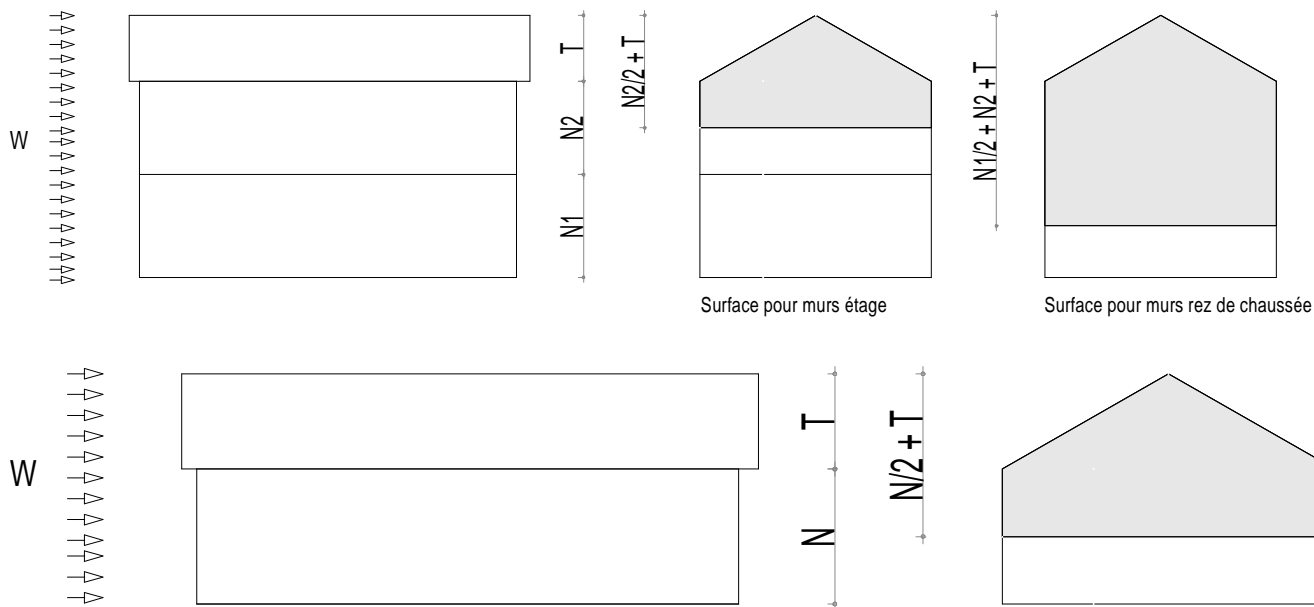
## 23. Conclusion

Remarque : Avec les dimensions commerciales actuelles (120x45 et 145x45) les vérifications des montants sont rarement pénalisantes (pour des constructions  $\leq$  à R2)  
On portera par contre une **attention particulière** aux linteaux des grandes ouvertures et à leur montant de rive.

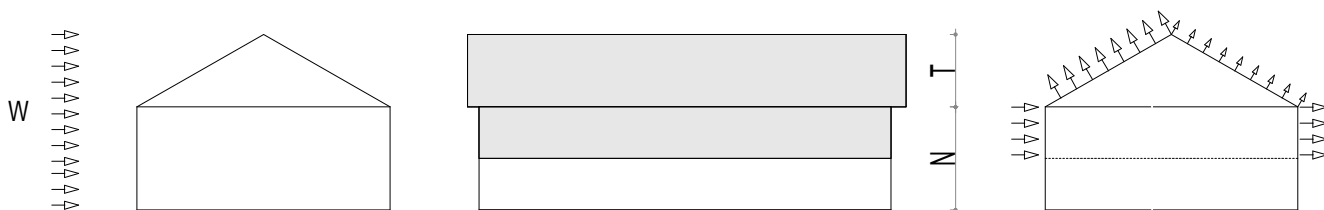
### 3. LA VERIFICATION DU VOILE TRAVAILLANT

#### 31. La recherche des efforts à reprendre

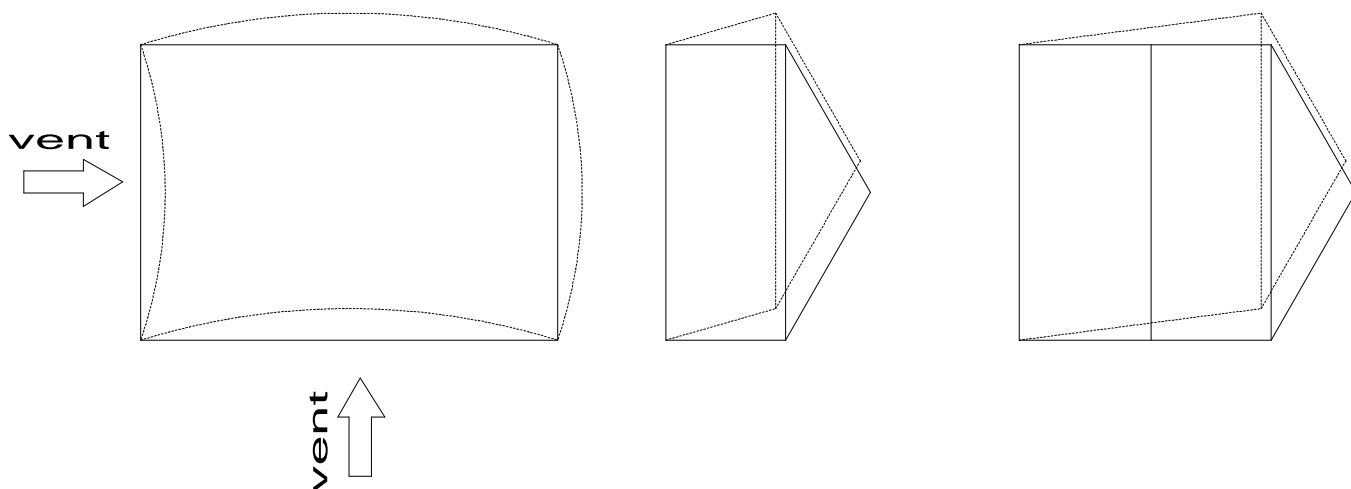
VENT PIGNON sur une construction à étage ou une construction à un niveau



VENT LONG PAN.

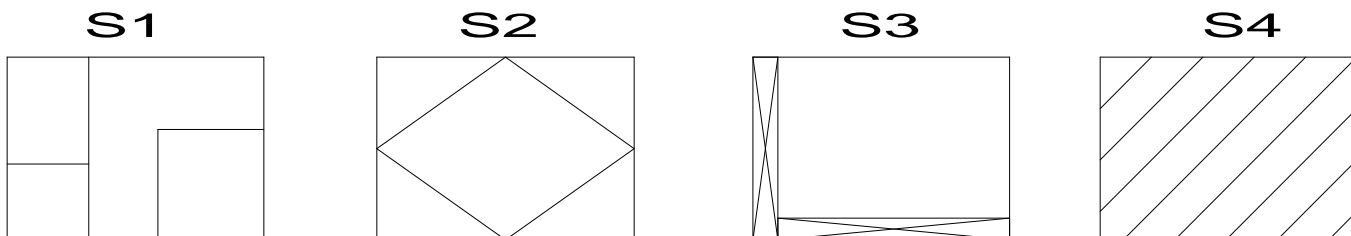


#### 32. Techniques de rigidification des ossatures bois



Les murs à ossatures bois sont très fragile dans leur plan  $\perp$ , il sera nécessaire de prévoir leur stabilisation pour éviter des déformations trop importantes.





On retiendra 4 solutions types qui pourront être également mixées.

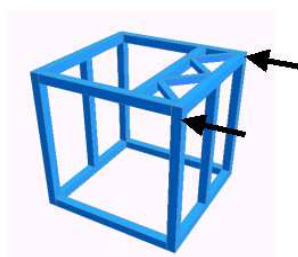
**S1** On dispose de murs de refends, capables de reprendre des efforts horizontaux. On fera en sorte que la distance libre entre deux refends soit  $< 5.00$  à  $6.00$  m. Les murs reprendront les efforts du vent proportionnellement à leur bande de chargement.

**S2** Pour des constructions de faibles surfaces ( $<$  par exemple à  $7 \times 7$  m) on pourra disposer en sous face de charpente (sous entrain) de barres qui réaliseront un appui supplémentaire qui transmet les efforts du vent sur murs périphériques.

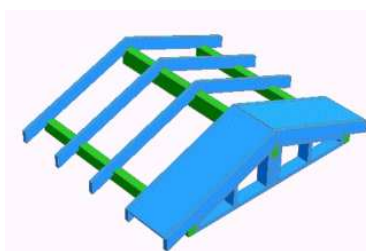
**S3** On réalise un élément de rigidification qui ne fléchira pas et transportera les efforts du vent sur les murs périphériques.

On pourra distinguer :

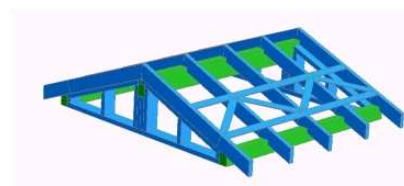
- S31, treillis disposé sous entrain sous la charpente (plénum d'isolation)
- S32, poutre au vent en rampant pour plafond cathédrale, réalisée par un treillis entre ferme, ou bien par un voile travaillant de panneaux cloués sur le rampant.



**S31**



**S32**



**S32**

**S4** On distinguera deux cas :

**S41**, dans le cas de solivage (planchers), le diaphragme formé par le plancher est un élément de rigidification qui transportera les efforts du vent sur les murs inférieurs proportionnellement à leur raideur (voir ci- dessous).

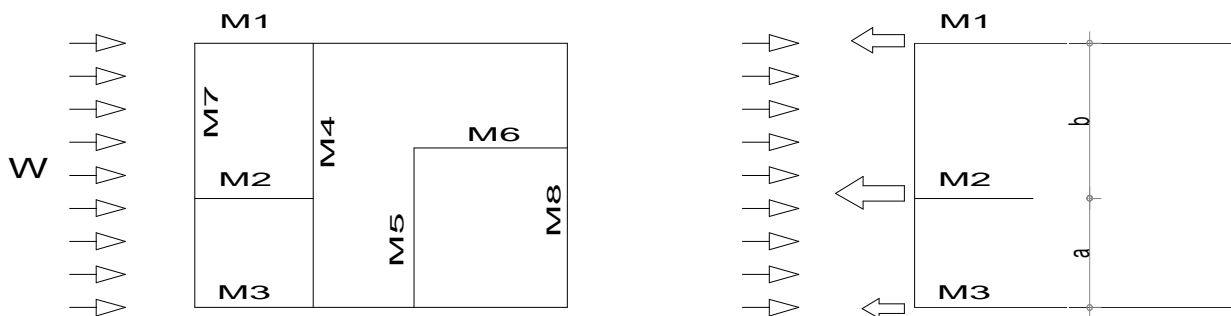
**S42**, dans le cas d'une toiture avec un panneau cloué en sous toiture, on pourra considérer que ce panneau constitue un élément de rigidification.



**S41**

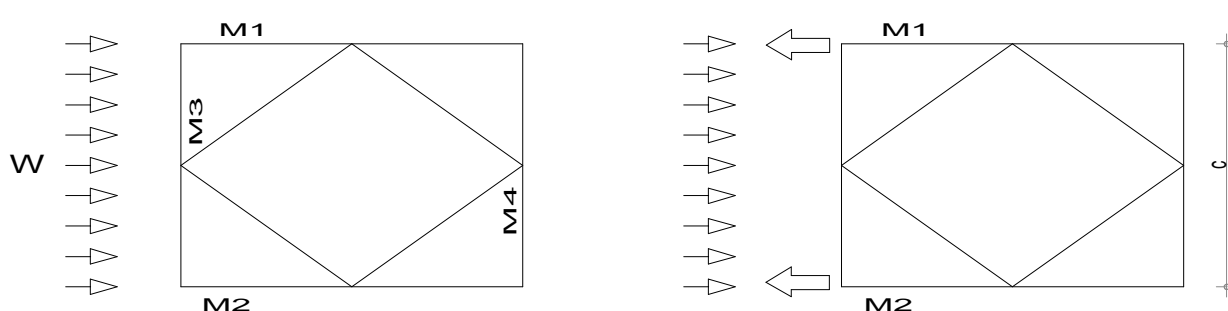


**S42**

**S1**

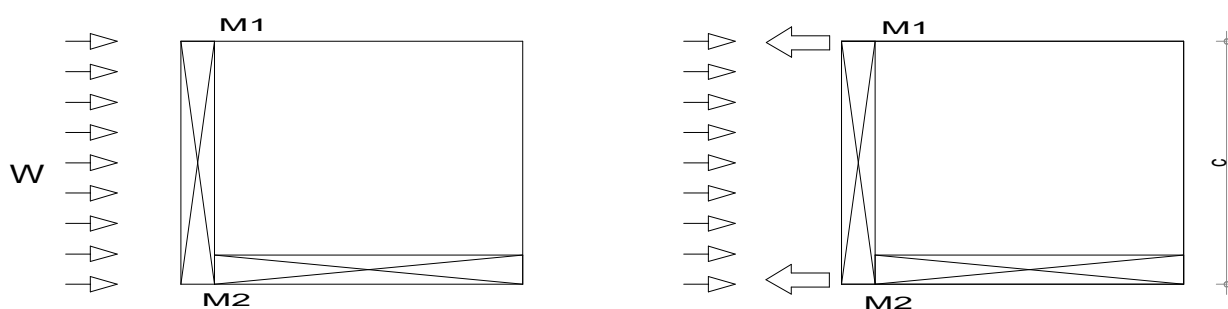
Les murs M1, M2 et M3 participent à la reprise des efforts du vent proportionnellement à leur bande de chargement.

Dans notre exemple :  
 M1 reprend  $1.5W \times \text{hauteur chargée} \times b/2$   
 M2 reprend  $1.5W \times \text{hauteur chargée} \times (b/2 + a/2)$   
 M3 reprend  $1.5W \times \text{hauteur chargée} \times a/2$

**S2**

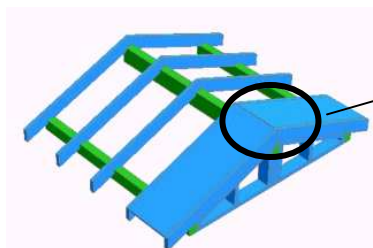
Les murs M1, M2 participent à la reprise des efforts du vent proportionnellement à leur bande de chargement.

Dans notre exemple : M1 comme M2 reprennent  $1.5W \times \text{hauteur chargée} \times c/2$

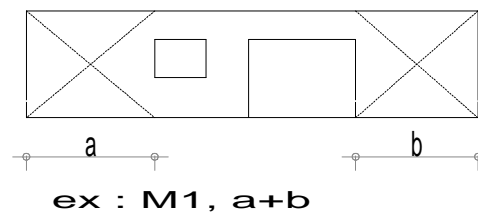
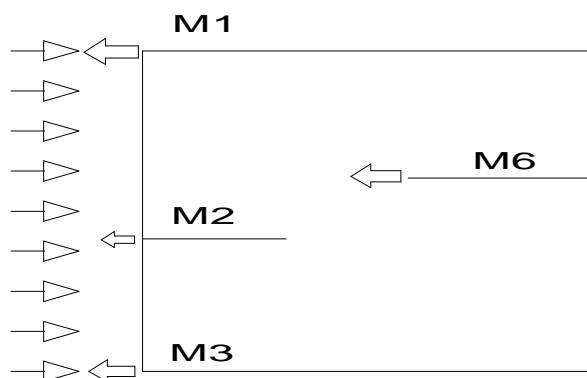
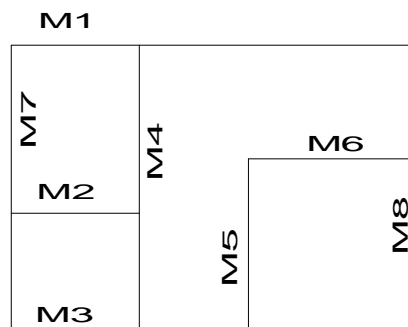
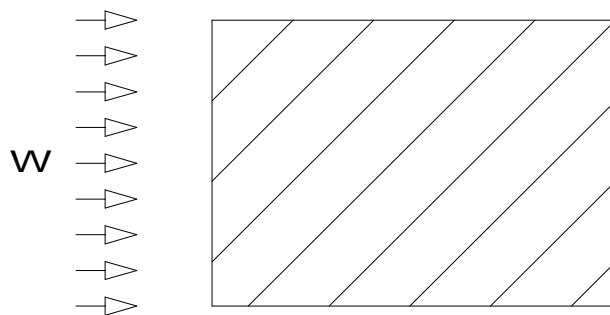
**S3**

Les murs M1, M2 participent à la reprise des efforts du vent proportionnellement à leur bande de chargement.  
 Dans notre exemple et dans le sens du vent indiqué sur le schéma, M1 comme M2 reprennent  $1.5W \times \text{hauteur chargée} \times c/2$ .

ATTENTION ! Il est impératif que les treillis transmettent réellement les efforts aux murs. Un soin particulier sera apporté à la liaison des treillis avec les murs ainsi qu'à la liaison des treillis entre eux dans le cas d'un treillis longitudinal et d'un treillis transversal.



Dans le cas de treillis en toiture, la jonction supérieure est primordiale, il faut que la solution de liaison en faîtiage permette le transfert de l'effort de traction et de l'effort de compression.

**S4**

Chaque mur  $\perp$  au vent participe proportionnellement à sa « raideur », dans notre exemple, on aura donc M1, M2, M3 et M4. La raideur correspond globalement aux parties pleines du mur, par exemple pour le mur M1, on a déduit de la longueur totale les parties ouvertes (menuiseries) et les parties pleines trop petites ( $< h/4$  m), il reste donc a+b. L'effort total du vent sera donc repris proportionnellement à la raideur de chaque panneau.

REMARQUE IMPORTANTE :

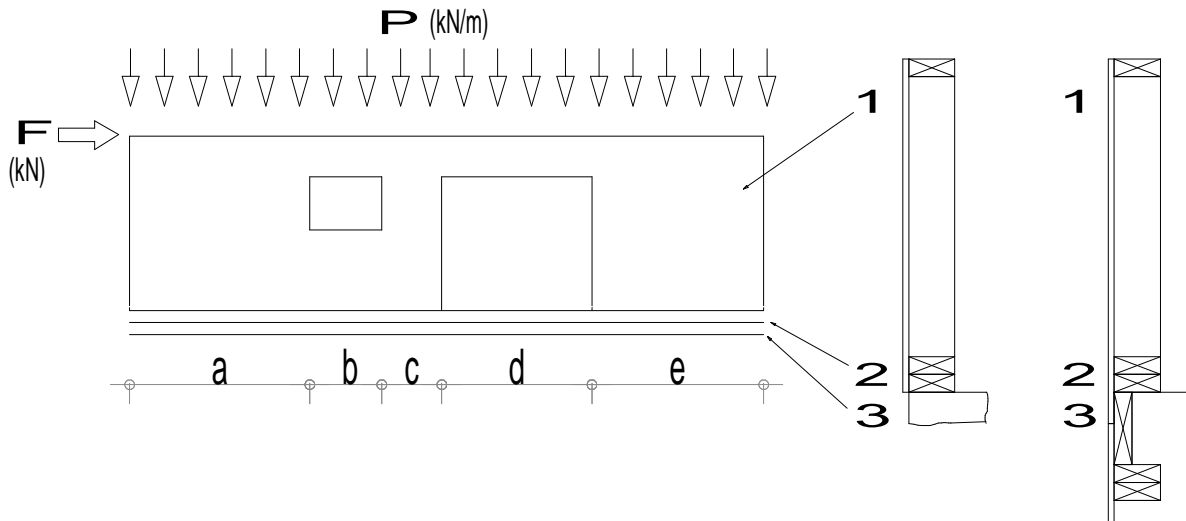
Si la construction présente une **dissymétrie** (centre de poussée du vent non aligné avec le centre de raideur des murs) la méthode ci-dessous ne s'applique pas. La résolution de cette situation n'est pas abordée dans ce cours.

### 33. La vérification du mur aux efforts horizontaux

Dans les paragraphes ci-dessus nous avons vu les techniques de calculs des efforts à reprendre, nous aboutissons pour chaque mur à un effort à reprendre en tête. La combinaison de vérification sera **G + 1.5 W**, on négligera Q.

#### 331. Analyse des modes de défaillances

exemple :



On distinguera les défaillances possibles suivantes :

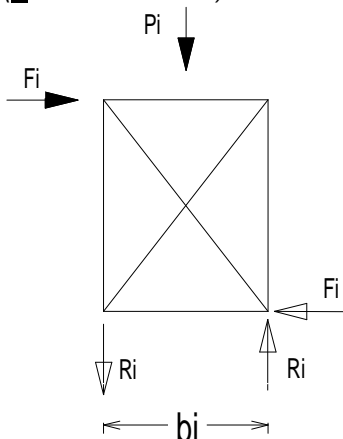
- Mode 1 : défaillance des coutures horizontales et verticales
- Mode 2 : défaillance de la fixation panneau avec lisse basse
- Mode 3 : défaillance de la fixation panneau/lisse avec dalle ou solivage

#### 332. Equilibre statique

On distingue les parties qui assurent une reprise de l'effort du vent **F** (effort pondéré x 1.5) , à savoir :

- les parties avec menuiseries ne sont pas prises en compte
- les parties pour lesquelles la largeur pleine est < à h/4 ne sont pas prises en compte

On réalise l'équilibre statique pour chaque partie (**h** hauteur du mur)



**effort sur couture horizontale**

$$F_{i,v} = F \frac{b_i}{\sum b_i}$$

Résultante verticale sur chaque partie  $P_i = p_i \times b_i$

**Effort de soulèvement**

$$R_i = (F_{i,v} \times h) - (P_i \times \frac{b_i}{2})$$

**Effort sur couture verticale**

$$F_{i,t} = \frac{F_i \times h}{b_i}$$

$b_i$  signifie partie efficace, soit  $b_1, b_2, b_3 \dots$

**333. Vérification des coutures horizontales et verticales EC5, méthode A****On vérifie la couture horizontale**

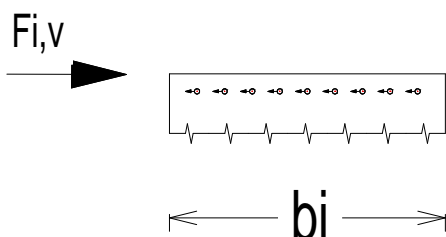
on vérifiera que  **$F_{i,v} \leq F_{i,v,Rd}$**  résistance des assembleurs (pointes, agrafes) le long de la couture  $b_1$

**Calcul de la résistance de la couture,  $F_{i,v,Rd}$** 

$$F_{1,v,Rd} = n \times \left( F_{assembleur, Rd} \times \frac{a^{(*)}}{s} \right) + \left( F_{assembleur, Rd} \times \frac{\frac{2m^2}{h}}{s} \right)$$

Résistance des plaques entières,  $n$  nb de plaques

Résistance des plaques qui ne sont pas entières,  $m$  solde, soit  $b_i - n \times b_0$



**$F_{assembleur, Rd}$** , résistance de calcul d'un assembleur

**$s$** , distance entre assembleurs (dans les cas usuels 150 mm)

**$h$** , hauteur de la plaque (dans les cas usuels 2500 ou 2650 mm)

**$b$** , largeur plaque de base (dans les cas usuels 1200 ou 1250 mm)

si  **$b > h/2$**   **$a = b$**

si  **$b < h/2$**   **$a = 2b^2/h$**

Exemple,  **$F_{assembleur, Rd}$** , résistance de calcul d'un assembleur (pointe, agrafe ...) dans OSB 9 mm

pointes de 50 x 2,1 : 0.39 kN

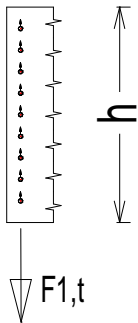
agrafes de 50 mm : 0.47 kN

Nota 1 : COEF (1, 2, 1.75) voile travaillant de même ep de chaque côté, la résistance est x **2**  
voile travaillant d'ep différente de chaque côté, la résistance est x **1,75**

Nota 2 : Si la plaque est isolée, on multiplie la capacité résistante par **1,2**

**On vérifie la couture verticale**

on vérifiera que  **$F_{i,t} \leq F_{i,t,Rd}$**  résistance des assembleurs (pointes, agrafes) le long de la couture  $h$

**Calcul de la résistance de la couture,  $F_{i,v,Rd}$** 

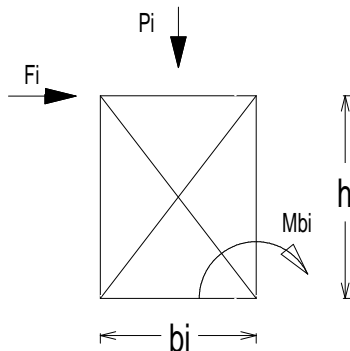
$$F_{1,t,Rd} = F_{assembleur,Rd} \times \frac{h}{s}$$

- $F_{assembleur,Rd}$ , résistance de calcul d'un assembleur (pointe, agrafe ...)  
dans OSB 9 mm  
pointes de 50 x 2,1 : 0.39 kN  
agrafes de 50 : 0.47 kN
- $s$ , distance entre assembleurs (dans les cas usuels 150 mm)
- $h$ , hauteur de la plaque (dans les cas usuels 2500 mm)

**334. Vérification des fixations avec la lisse basse (mode 2) et avec la dalle ou le plancher (mode3)**

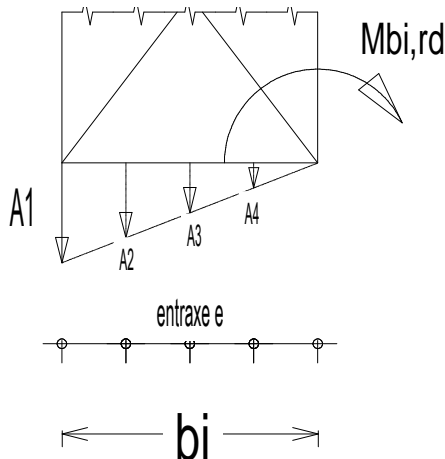
On vérifie la résistance de la liaison panneau / lisse ou bien panneau + lisse / dalle

on vérifiera que **Moment de basculement,  $M_b \leq$  Moment résistant des attaches,  $M_{i,Rd}$**



$P_i$  résultante des chargements verticaux sur  $b_i$

$$M_{bi} = (F_i \times h) - (P_i \times \frac{b_i}{2})$$

**Calcul du moment résistant des attaches :****Analyse :**

Les attaches sont disposées à un intervalle  $e$ , en théorie, toutes participent à la résistance de l'ensemble, proportionnellement à leur distance du centre de basculement.

**TOUTEFOIS** pour éviter une défaillance par effet boutonnière **on conservera pour le calcul simplement les attaches de l'extrémité.**

On proposera de conserver dans le cadre de ce cours :

- les deux vis à proximité du montant opposé au basculement.
- 4 à 6 agrafes du voile travaillant si le voile est cousu sur la lisse

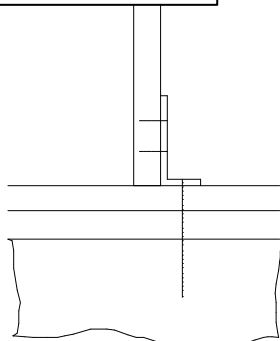
Le moment résistant devient :

**$M_{v,1,Rd}$  = résistance des attaches au niveau A1 x  $b_i$**

## ATTENTION

Recommandé par les bureaux de contrôle

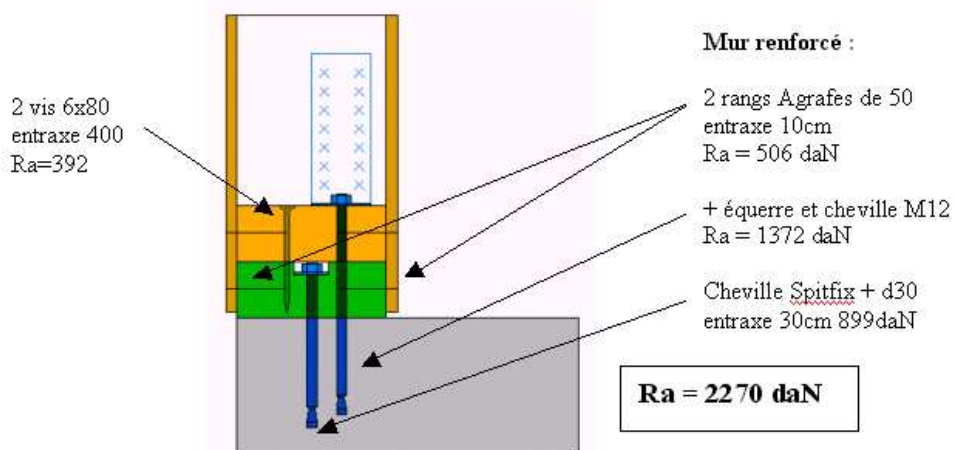
Il est par sécurité, recommandé de renforcer chaque partie de panneau retenu (bi) par des équerres (de type Simpson) afin de renforcer l'attache panneau avec dalle. Avec une résistance  $R_d$  de 10.2 kN par équerre, le moment résistant sera de **10.2 kN x b1**.

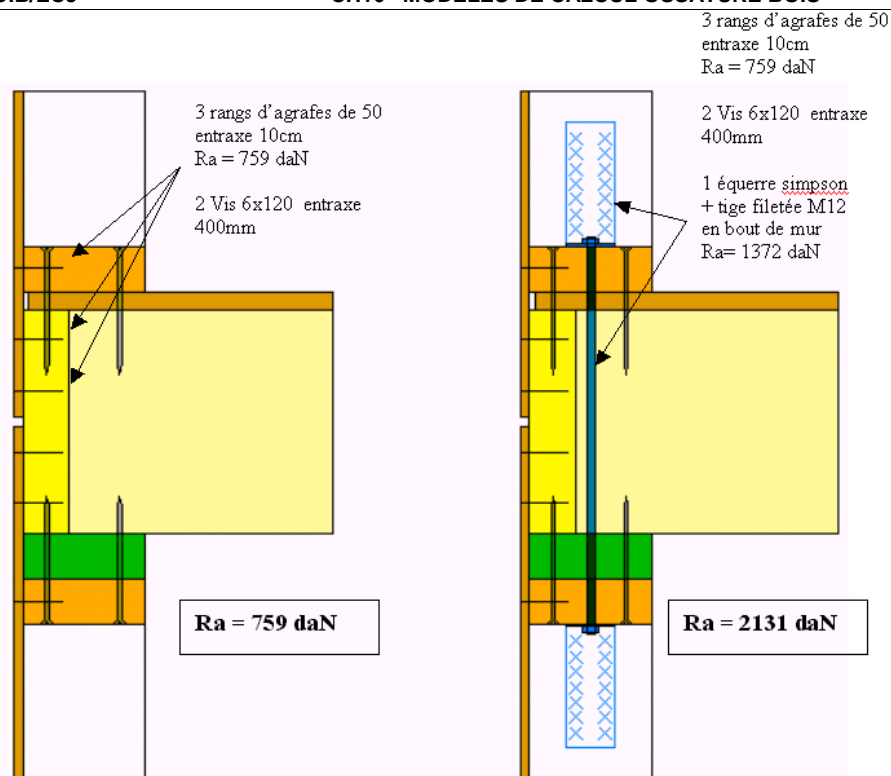


Afin d'éviter l'effet « boutonnière », **il est vivement recommandé de renforcer chaque coté de partie pleine par une fixation par équerre et boulon d'ancrage** qui traversera la traverse basse + la lisse basse pour venir lier l'ensemble du mur à la dalle ou au mur inférieur.

Cette fixation devra produire une résistance > au renversement.

### Exemples de fixation





La méthode exposée dans le cours pour vérifier les murs aux efforts horizontaux a été systématisée par une feuille de calcul. L'utilisation relativement simple permettra de rapidement vérifier un projet, toutefois son utilisation **ne dispensera jamais** l'étudiant du BTS SCBH de connaître, comprendre et expliquer les modèles de calcul mise en œuvre dans cette feuille.

### Valeurs utilisées par le programme de calcul

Pointes 2.1x45	0.32
Pointes 2.5x55	0.39
Pointes 2.7x55	0.43
Pointes 3.1x75	0.51
Agrafes 40mm	0.47
Agrafes 50mm	0.47

**kN**

## 4. RESTRICTIONS DU COURS

Les modèles de calcul mis en place dans ce cours ne permettent pas de traiter :

- les parois très fortement ouvertes
- les constructions dont la poussée du vent est largement décalée par rapport au barycentre des murs.



## RDM APPLIQUEE AU BOIS – MODELES DE CALCUL DES ASSEMBLAGES

Le cours sur la vérifications des assemblages ELU (CH33) permet de faire les vérifications élémentaires des différents organes d'assemblages (pointes, boulons, plaques, connecteurs, anneaux,...).

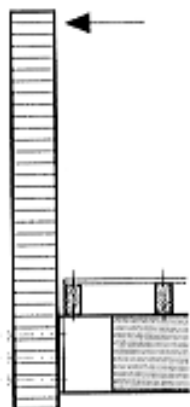
Lorsque ces organes d'assemblages constituent des attaches, des platines, des couronnes, ou autres, ils assurent la continuité des barres de la structure bois. Le décalage entre le centre de gravité des assemblages et le point d'application des forces crée des moments induits qu'il conviendra de prendre en compte pour la justification des assemblages.

### 1) Technologie

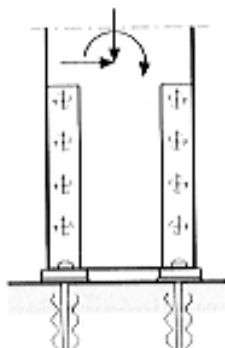
Les assemblages peuvent être conçus pour transmettre de la flexion, on distinguera :

- a) les assemblages d'encastrement qui transmettent des efforts  $N$ ,  $V$  et  $M_f$  comme :
  - les liaisons sollicitées spécifiquement par de la flexion (**croquis A**)
  - les assemblages de continuité dans une structure (ex : couronne de boulons, **croquis C**)
  - les liaisons d'encastrement avec l'extérieur (**croquis B**).
- b) les assemblages considérés comme des articulations mais dont le point d'application des efforts ( $N$  et  $V$ ) est décalé du centre de gravité de l'assemblage. Ce décalage fait supporter à l'assemblage des sollicitations ( $N$ ,  $V$  et  $M_f$ ), **croquis D**.

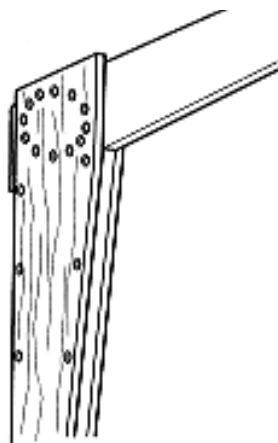
CROQUIS A



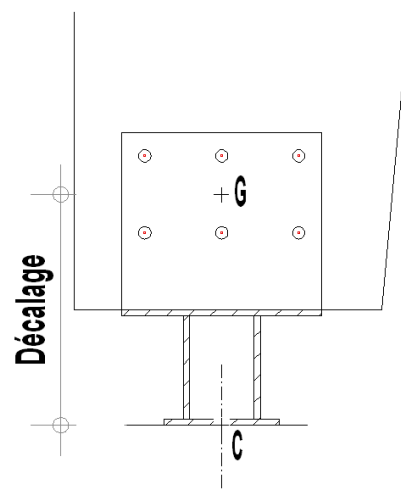
CROQUIS B



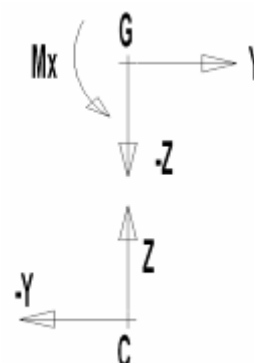
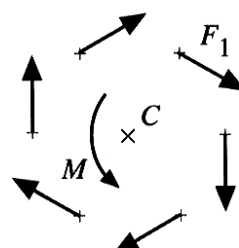
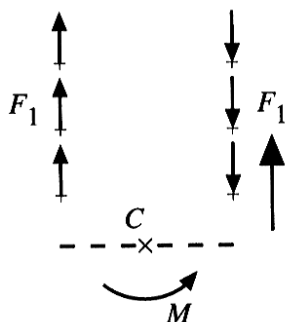
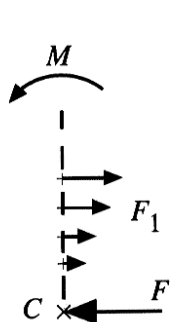
CROQUIS C



CROQUIS D



La flexion ( $M_f$ ) sera reprise selon les schémas ci-dessous.



## 2) Calcul de l'effort dans un assemblage qui transmet de la flexion

### 21) Résolution graphique :

Soit un assemblage de  $n$  boulons qui transmet les sollicitations suivantes  $N, V$  et  $M$ .

a) On répartit les efforts de la manière suivante :

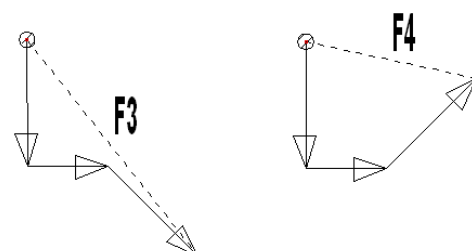
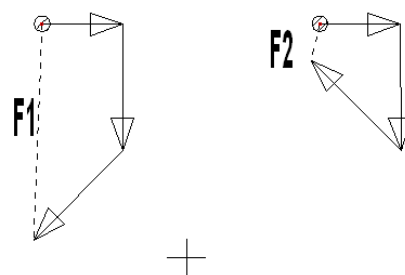
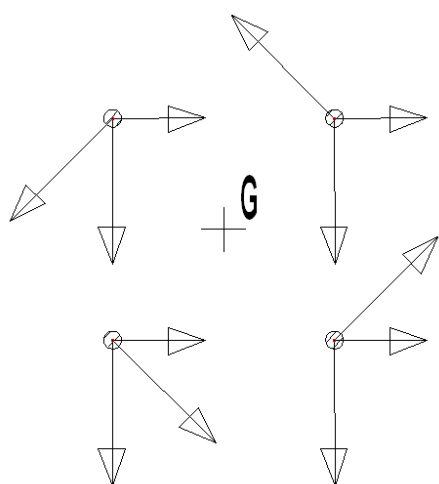
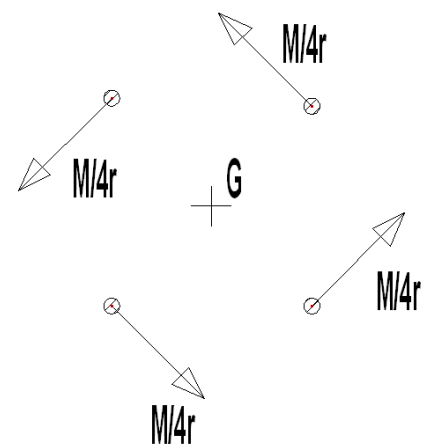
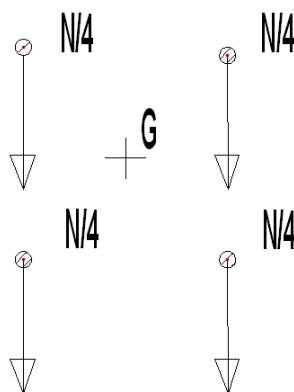
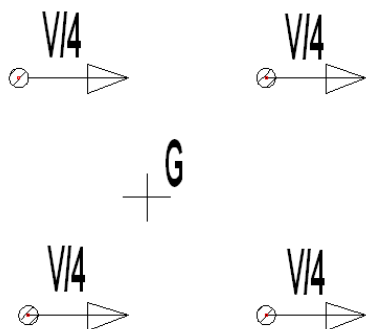
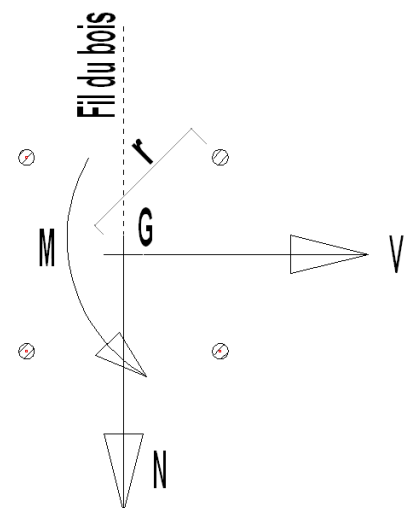
$$N/n$$

$$V/n$$

$$M/nr$$

b) On effectue la somme géométrique des efforts à chaque boulon, on détermine ainsi l'effort maximum sur l'assemblage le plus sollicité.

(voir exemple ci-dessous)



**22) Résolution par le calcul :**

- On se place dans le cadre d'un problème plan
- Les actions à reprendre dans l'encastrement peuvent s'écrire sous la forme d'un torseur

$$\vec{I}_G = \begin{Bmatrix} F_x & 0 \\ F_y & 0 \\ 0 & M_G \end{Bmatrix}$$

- Les organes d'assemblages (de 1 à i) sont caractérisés par un centre de gravité G
- Les organes d'assemblages sont caractérisés par un moment quadratique polaire  $I_G$ ,

$$I_G = \sum_{i=1}^n r_i^2$$

- Notation :  $n$ , nb d'organes d'assemblage
- $r_i$ , distance d'un assembleur au centre de gravité de l'assemblage

**On calculera :**

Le module d'effort

$$\lambda = \frac{M_G}{I_G}$$

La position du centre de rotation

$$x_o = \frac{-F_y}{\lambda \cdot n} \quad y_o = \frac{F_x}{\lambda \cdot n}$$

L'effort exercé sur chaque organe d'assemblage

$$F_i = \lambda \cdot a_i \leq R_d$$

AVEC :

$a_i$ , distance d'un organe d'assemblage au centre de rotation de l'assemblage

$R_d$ , résistance de calcul de l'assemblage

**Vérification au cisaillement**

La résistance au cisaillement dans la zone de l'assemblage constitue un élément déterminant de la vérification. L'effort tranchant résultant se calcule de la manière suivante :

$$F_{V,d} = V_M - \frac{V_{u,d}}{2}, \quad \text{avec :}$$

- $F_{V,d}$  effort tranchant résultant dans l'assemblage
- $V_M$  effort tranchant provoqué par les éléments d'assemblage
- $V_{u,d}$  effort tranchant au centre de gravité de l'assemblage

Nota : Pour les couronnes circulaires on effectuera le calcul suivant

**Simple couronne :** 
$$F_{v,d} = \frac{M}{\pi r} - \frac{V_{u,d}}{2}$$

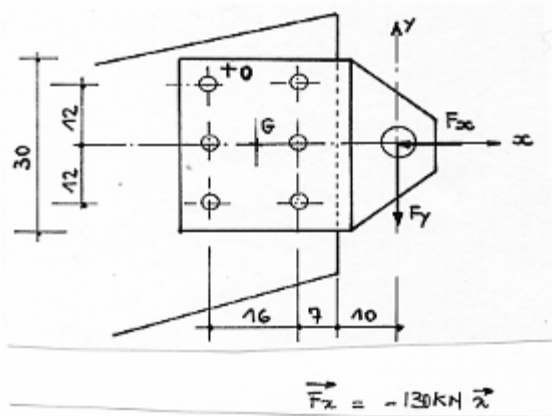
**Double couronne :** 
$$F_{v,d} = \frac{M}{\pi} \times \frac{n_1 r_1 + n_2 r_2}{n_1 r_1^2 + n_2 r_2^2} - \frac{V_{u,d}}{2}$$

- ⇒ Le retrait différentiel du poteau et de l'arbalétrier ne permet pas d'exécuter sans risque de fentes des couronnes d'un  $\varnothing > \text{à } 900 \text{ mm}$ .
- ⇒ Pour plaquer le poteau et l'arbalétrier d'un assemblage avec couronne, utiliser la méthode suivante :

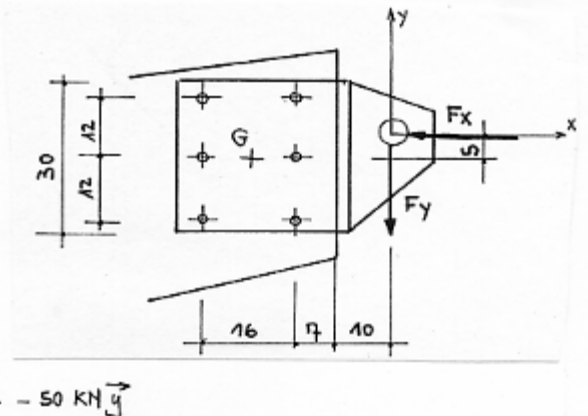


### **23- Complément de vérification pour les attaches excentrées**

#### **Attache centrée**



#### **Attache excentrée**



#### **Pour l'attache centrée**

Cas 1- Effort maximal exercé sur un boulon , la plaque d'assise reprend les efforts de compression  $F_x$

**Règle : L'excentrement (\*) des efforts doit être < à la hauteur de la plaque divisée par 6. (Annexe 2)**

#### **Pour l'attache excentrée**

Cas 2- Effort maximal exercé sur un boulon , la plaque d'assise reprend les efforts de compression  $F_x$

### 3. Les joints de continuité ou joints de transport

- ⇒ Le joint de continuité permet le transport d'éléments de grande longueur ou trop cintré. On reconstituera sur le chantier la structure à partir des éléments transportés en reconstituant la continuité de la structure (encastrement)

#### 31. Les sollicitations à reprendre par le joint de continuité

- La poutre complète, sans coupure, travaille selon les hypothèses de calcul d'un encastrement : (N, T, Mf)
- Le joint qui assure la continuité travaillera selon les caractéristiques suivantes : (N,T,Mj) avec  $M_f \leq M_j$

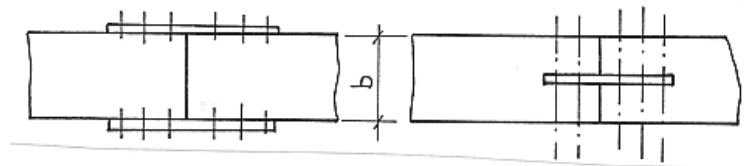
SOLLICITATION	TYPE	CONDITION	Mj
M+T	Poutres sur 2 appuis	$M_f \geq 0.8 M_r$ $M_f < 0.8 M_r$	$M_j = M_f$ $M_j = 0.8 M_r$
	Poutres en continuité	$M_f \geq 0.5 M_r$ $M_f < 0.5 M_r$	$M_j = M_f$ $M_j = 0.5 M_r$
M + T + N	N est une traction	$M_f \geq 0.5 M_r$ $M_f < 0.5 M_r$	$M_j = M_f$ $M_j = 0.5 M_r$
	N est une compression (avec $M_f \leq 0.5 M_r$ )	$0.5 M_r / N < h/6$	$M_j = 0.2 M_r$
		$0.5 M_r / N = h/6$	$M_j = 0.3 M_r$
		$h/6 < 0.5 M_r / N \leq h/3$	$M_j = 0.4 M_r$
	N est une compression (avec $M_f > 0.5 M_r$ )	$0.5 M_r / N > h/3$	$M_j = 0.5 M_r$
		$M_f / N < h/6$	$M_j = 0.4 M_f$
		$M_f / N = h/6$	$M_j = 0.6 M_f$
		$h/6 < M_f / N \leq h/3$	$M_j = 0.8 M_f$
		$M_f / N > h/3$	$M_j = M_f$

Nota 1:  $r$ , moment résistant, moment maximum que peut reprendre la section pour une contrainte égale à la résistance de calcul.  $M_r = f_{m,d} \times \frac{I_{Gz}}{v}$ , pour une section  $b \times h$

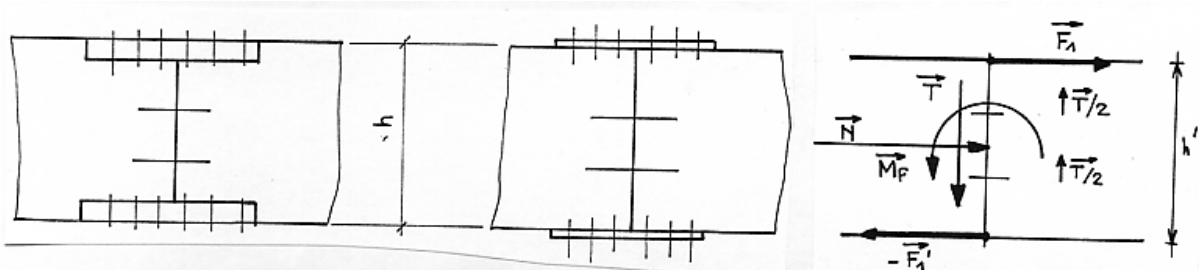
Nota 2: Si une structure possède 2 joints, majorer  $M_j$  de 25% et majorer les déformations de 10%.

#### 32. Type de joints de continuité

##### 321. Goussets et ferrures métalliques (Calcul identique à celui des couronnes)



##### 322. ferrures sur intrados et extrados



**T,**  
**Mf,**  
**N, traction**

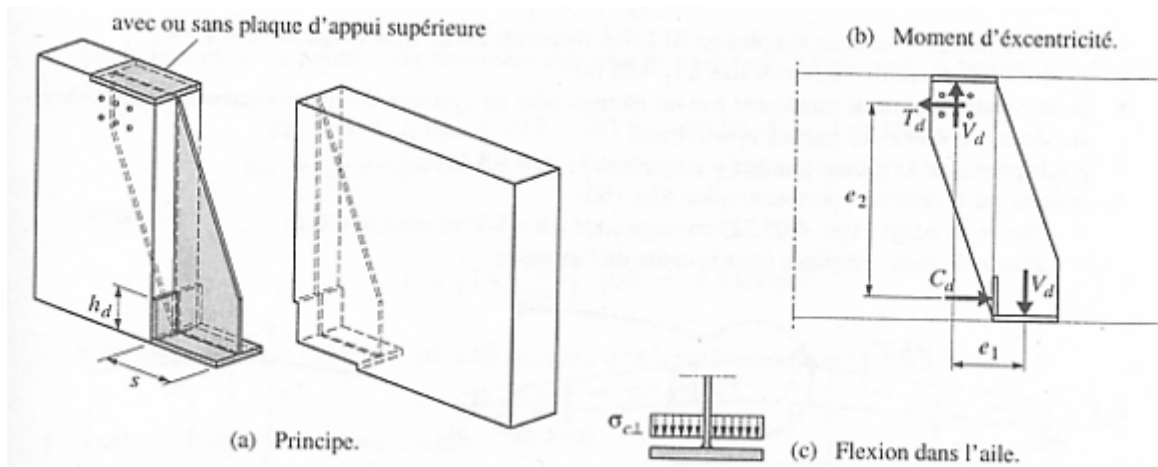
reprise de cisaillement dans le plan du joint

$$F_1 = M_j / h'$$

$$F_2 = N / 2, \text{ sur chaque ferrure}$$

**N, compression** 50% de N transmis bois sur bois, donc  $F_2 = N/4$  sur chaque ferrure

### 34. Etude d'un joint « cantilever » classique



#### **PRINCIPE :**

- Calcul de  $V_d$  (tranchant) au niveau de l'articulation
- Vérification au cisaillement du bois sur section nette
- Compression perpendiculaire sur appui pour fixer s
- Vérification de la reprise du moment d'excentrement, avec  $C_d = T_d$ , on doit garantir que  $V_d \cdot e_1 - T_d \cdot e_2 = 0$ , ce qui permet de calculer  $T_d$  sur les broches et  $C_d$  sur la plaque frontale.
- Détermination de  $h_d$
- Détermination du nb de broches nécessaire
- Vérification des parties métalliques (traction, flexion, soudures)

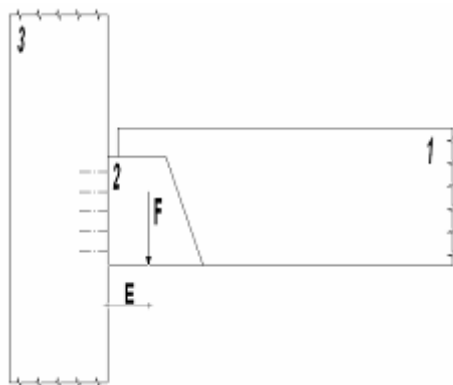
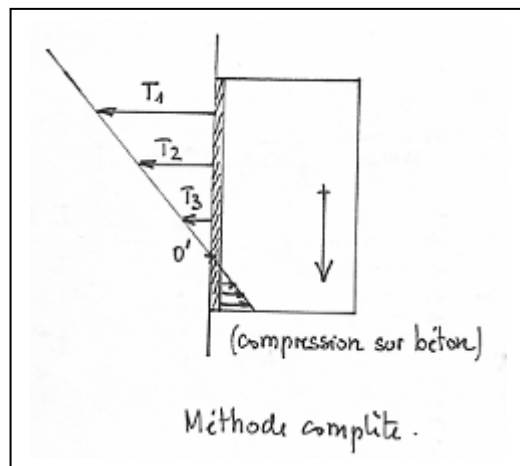
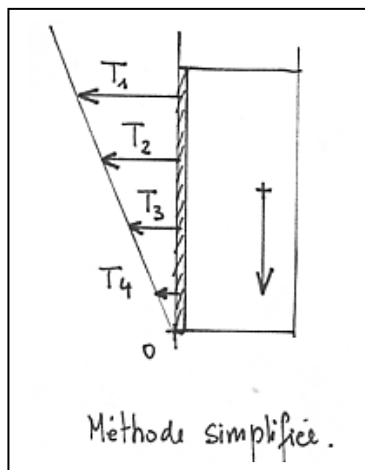
#### **4. Les ferrures en applique (Platines métalliques ou boîtiers fixés sur un support bois ou un support béton)**

##### **Méthode 1 (simplifiée)**

- On considère que la plaque est extrêmement rigide et on négligera la contrainte exercée sur le béton en considérant que sous l'action de l'effort la platine a un axe de rotation confondu avec l'arête basse horizontale de son embase (axe O).
- On déterminera les efforts de traction et de cisaillement exercés sur les ancrages.

##### **Méthode 2 (complète)**

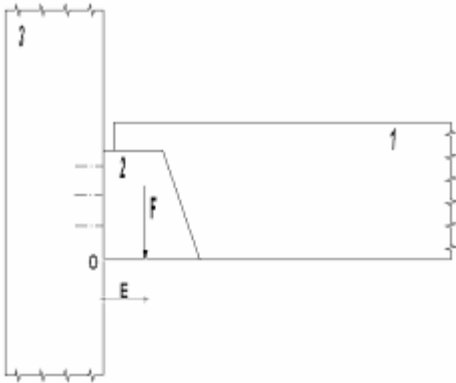
- On considère que la plaque exerce une contrainte de compression sur le béton (rotation autour d'un axe O'). On déterminera la position de cet axe en écrivant que le moment statique de la partie comprimée est égale au moment statique de la partie tendue.
- On déterminera la contrainte sur le béton et la traction sur les chevilles.



Ci contre, La poutre (1) est liée à un support (3) (Bois ou Béton) par l'intermédiaire d'un boîtier ou d'une ferrure métallique (2). L'effort F est excentré du centre de rotation de l'assemblage d'une distance E.

## Calcul

On **simplifiera** le problème en considérant que l'assemblage possède un centre de rotation O, confondu avec l'arête inférieure du boîtier ou de la ferrure. La distribution des efforts se fera de la manière suivante :

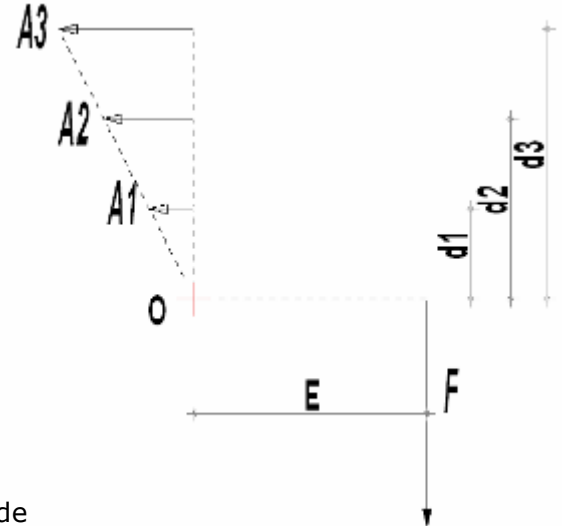


Le moment au centre de rotation O égale FE.

L'équation d'équilibre donne :

$$FE = (A1.d1) + (A2.d2) + (A3.d3)$$

La proportionnalité des forces A1, A2 et A3 permettra de résoudre cette équation.



## Nous généraliserons de la manière suivante

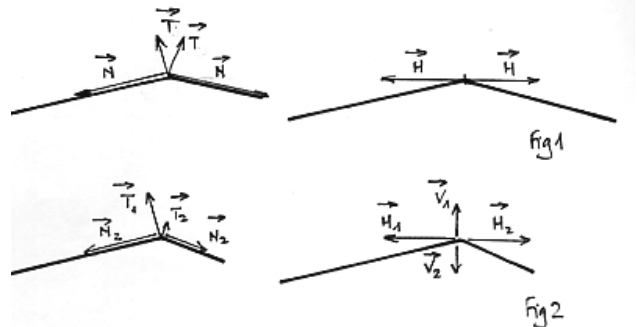
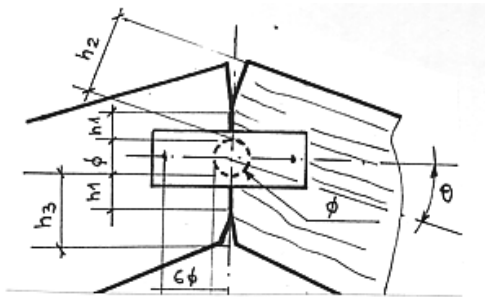
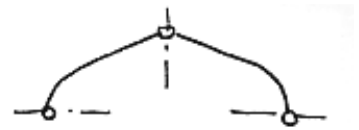
Effort maximum dans une fixation,  $A_{\max} = \frac{FE.d_{i,\max}}{\sum_1^n d_i^2}$

Avec  $d_i$ , distance d'un assembleur au centre de rotation,  
n nb d'assembleurs



## **5. Les semi articulations de clef de portiques ou d'arcs**

- ⇒ Sollicitations à reprendre :
- $$\begin{array}{l} N \neq 0 \\ T \neq 0 \\ M_f = 0 \end{array}$$
- ⇒ Décomposition des efforts
- structure symétrique (forme et chargement) Fig1
  - structure non symétrique (forme et/ou chargement) Fig2
- ⇒ effort horizontal de compression repris par poutre  
 effort horizontal de traction repris par boulon  
 effort vertical repris par tube ou carré

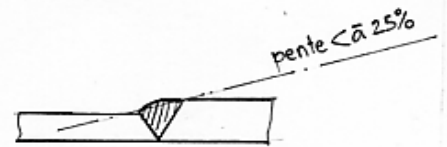


## 6. Les assemblages par soudure à l'arc

**Ne pas souder de pièces d'une épaisseur > à 30 mm**

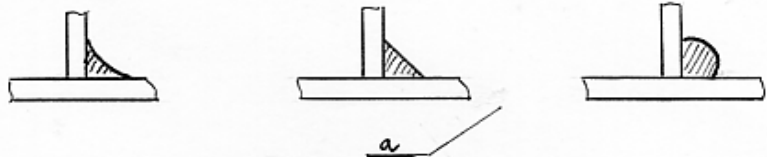
### 1. Soudures bout à bout

. Observation de la pente entre les deux plaques soudées



### 2. Soudures d'angle

- Nature des cordons

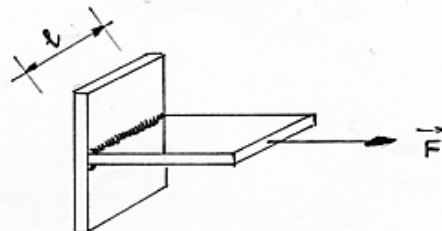


- On désignera par la lettre a, l'épaisseur du cordon de soudure. L'épaisseur utile est généralement de 4 mm..

#### 21. Les cordons frontaux

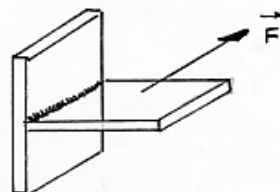
$$\frac{F}{0.85la} \leq \sigma_e$$

F Effort pondéré par cordon  
l Longueur du cordon  
a Epaisseur utile du cordon de soudure



#### 22. Les cordons latéraux

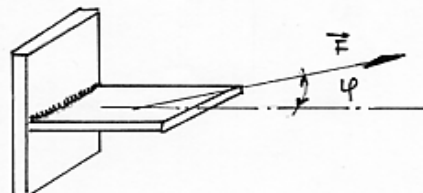
$$\frac{F}{0.75la} \leq \sigma_e$$



#### 23. Les cordons obliques

$$\frac{F}{(0.75 + 0.1 \sin \varphi)la} \leq \sigma_e$$

$\varphi$  Angle soudure avec effort



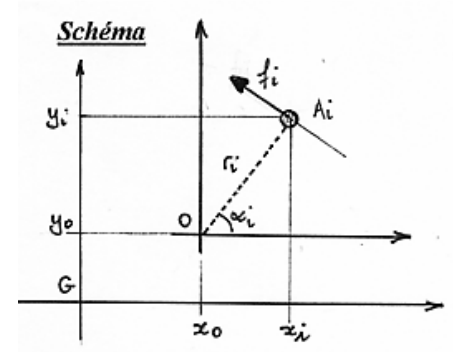
NOTA 1 : Toujours diminuer l de la longueur 'a' à chaque extrémité

NOTA 2 : Si a est > à 4mm, il faut appliquer un coefficient minorateur aux efforts exercés

$$\alpha = 0.8 \left( 1 + \frac{1}{a} \right)$$

**ANNEXE 1 : CENTRE DE ROTATION O****Notation**

- . Coordonnées de O,  $x_o$  et  $y_o$  par rapport au repère passant par G
- . Coordonnées de  $A_i$ ,  $x_i$  et  $y_i$  par rapport au repère passant par G
- .  $f_i = \lambda \cdot r_i$  ( $f_i$  proportionnelle à  $r_i$ , par le rapport  $\lambda$ )
- .  $f_i$  est perpendiculaire à son rayon  $r_i$

**Schéma**

⇒ **Décomposition de  $F_i$  selon les axes  $\vec{x}$ ,  $\vec{y}$**

$$f_i = \begin{cases} f_{ix} = \lambda r_i \cos(\alpha_i + \pi/2) \\ f_{iy} = \lambda r_i \sin(\alpha_i + \pi/2) \end{cases} \quad f_i = \begin{cases} f_{ix} = -\lambda r_i \sin \alpha_i \\ f_{iy} = \lambda r_i \cos \alpha_i \end{cases}$$

$$\text{tg. } \alpha_i = \frac{y_i - y_o}{x_i - x_o}$$

⇒ **Expressions de la somme des forces et des moments / O**

- 1) /Ox  $F_x - \sum_1^n \lambda (y_i - y_o) = 0$
- 2) /Oy  $F_y + \sum_1^n \lambda (x_i - x_o) = 0$
- 3) /Oz  $(-x_o F_y) + (-y_o F_x) + \sum_1^n f_i \cdot r_i + M_G = 0$

⇒ **Interprétations**

de 1) et 2)  $\boxed{x_o = \frac{F_y}{\lambda n}}$  ,  $\boxed{y_o = -\frac{F_x}{\lambda n}}$

De plus ,  $f_i \cdot r_i = \lambda ((x_i - x_o)^2 + (y_i - y_o)^2)$

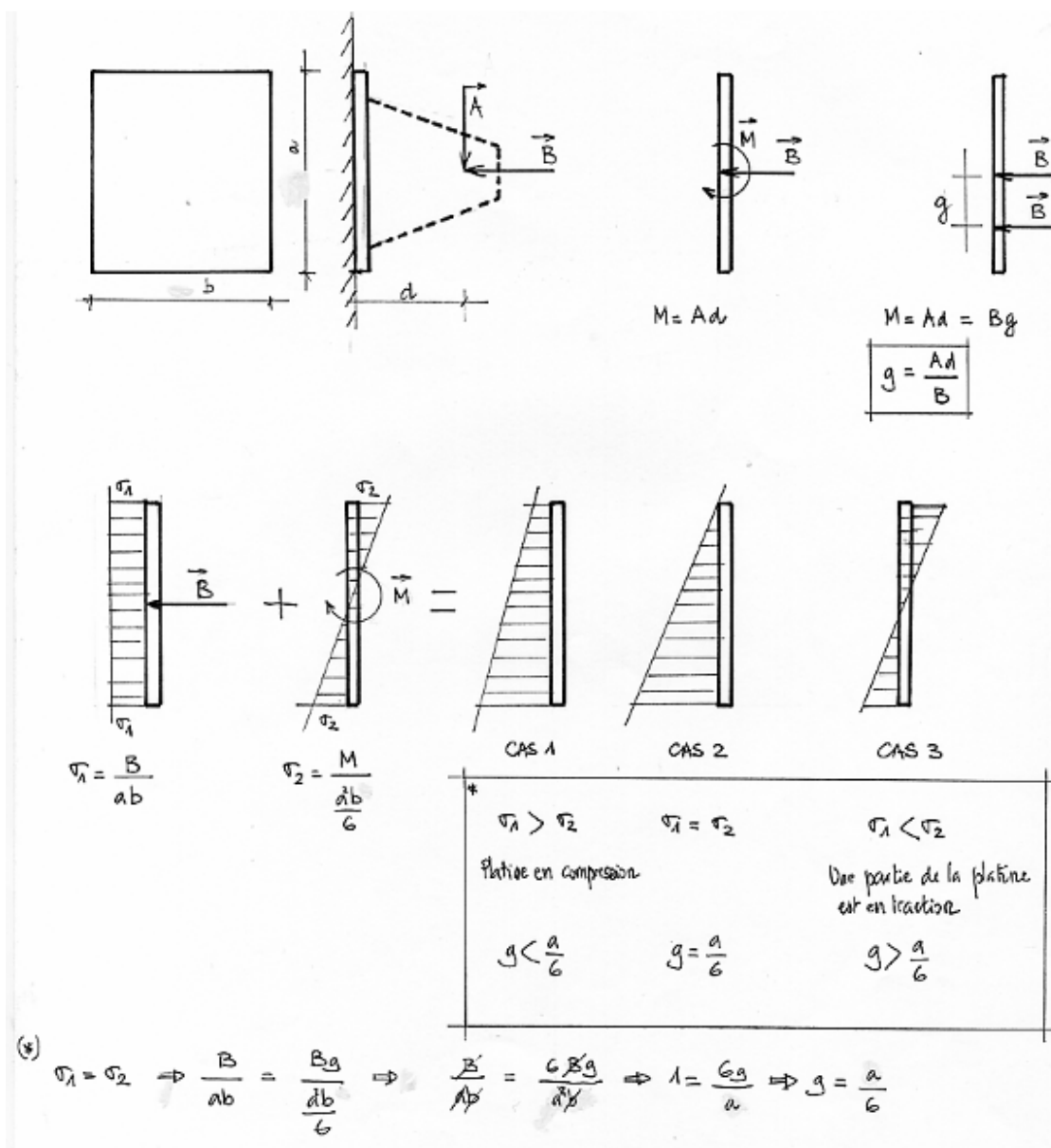
de ,  $x_o F_y = \lambda n \cdot x_o^2$   
 $y_o F_x = \lambda n \cdot y_o^2$

de 3)  $\sum_1^n \lambda n ((x_i - x_o)^2 + (y_i - y_o)^2) - \lambda n (x_o^2 + y_o^2) + M_G = 0$

$$\lambda \left( \sum (x_i^2 - y_i^2) + 2\lambda (x_i x_o - y_i y_o) \right) + \lambda \sum (x_o^2 + y_o^2) - \lambda n (x_o^2 + y_o^2) + M_G = 0$$

$$\lambda I_G - 0 + M_G = 0$$

$$\boxed{\lambda = -\frac{M_G}{I_G}}$$

**ANNEXE n° 2 : EXECENTREMENT DES EFFORTS SUR UNE PLATINE****ANNEXE n° 3 : Efforts à prendre en compte (EC5, BAEL, CM66)**

On vérifiera les parties métalliques ou bien les parties béton avec les mêmes combinaisons que l'EC5

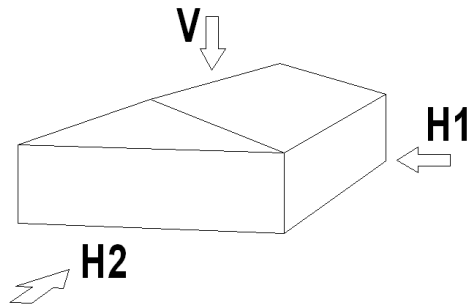
Contrainte	Acier E24	Acier E36
Flexion	240 Mpa	360 Mpa
Traction	240 Mpa	360 Mpa
Compression	240 Mpa × 3	360 Mpa × 3
Cisaillement	240 Mpa × 0,65	360 Mpa × 0,65

Contrainte Béton léger	Contrainte béton cellulaire
25 à 45 Mpa	3,5 à 7 Mpa

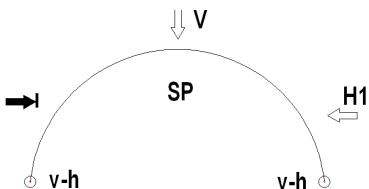
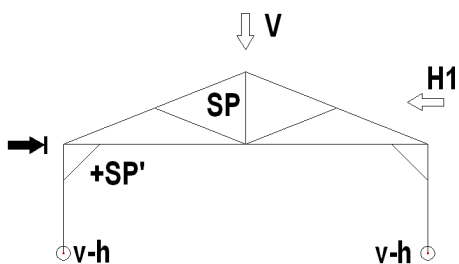
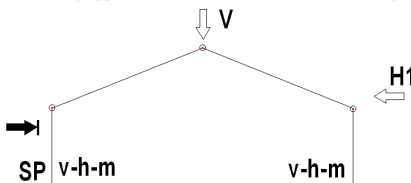
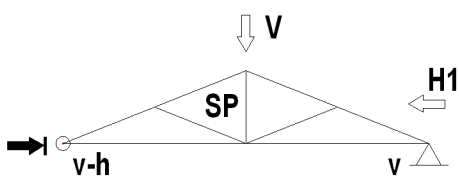
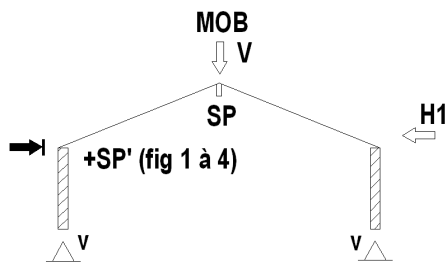
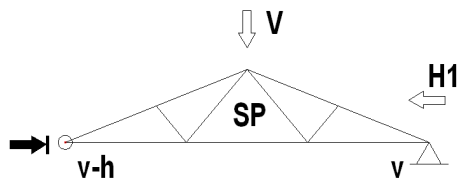
**Coefficient d'équivalence acier / béton = 15** ( $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{E_e}{E_b} = 15$ )

# RDM APPLIQUEE AU BOIS (STABILISATION - CONTREVENTEMENT)

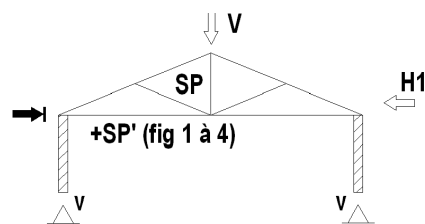
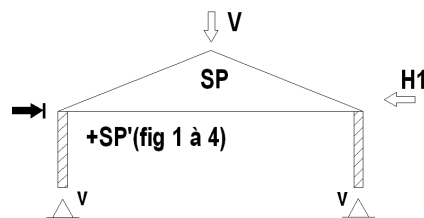
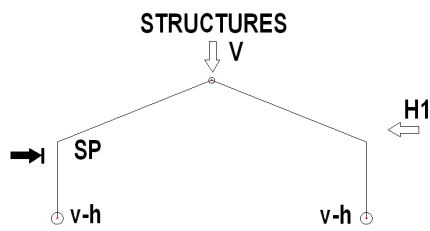
## 1- STRATEGIES DE CONTREVENTEMENT



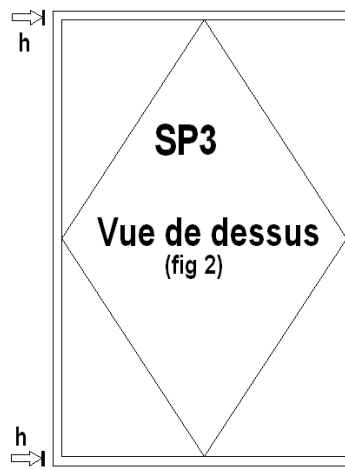
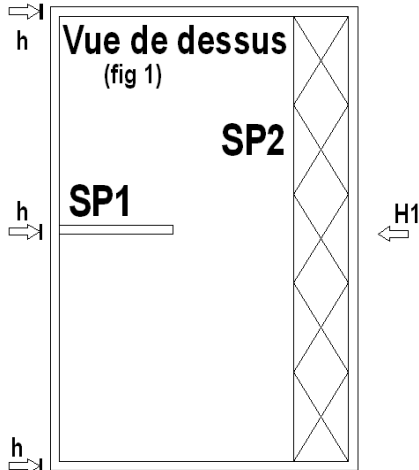
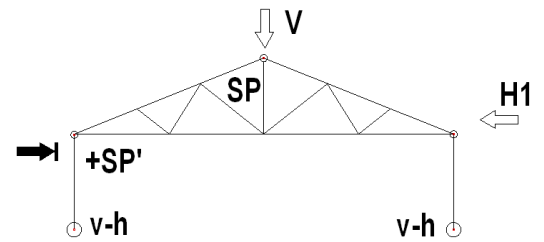
### SELON V ET H1 CHARPENTE



### STRUCTURES

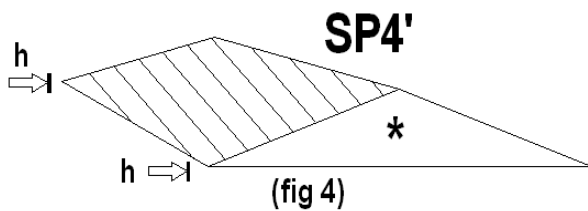


**SP** stable dans le plan des porteurs  
**SP', SPi** stabilité supplémentaire  
**v** reprise des efforts verticaux  
**h** reprise des efforts horizontaux  
**m** reprise des moments d'encastrement

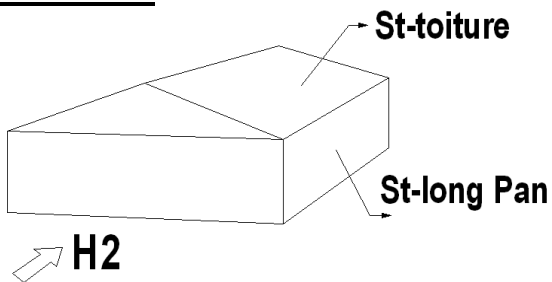


Nota : Les murs de refend seront disposés au moins tous les 6,00 m (usage USA)

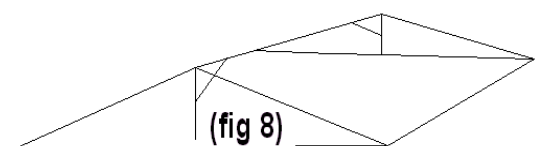
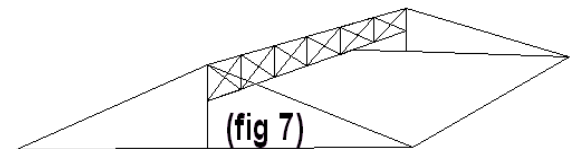
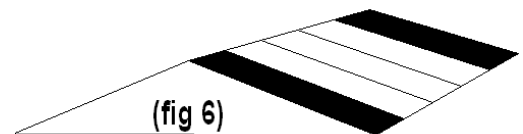
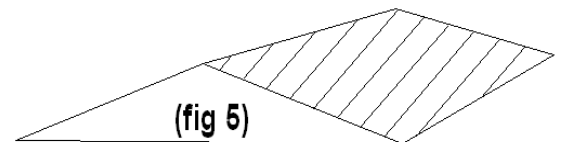
- Fig 1** refend SP1 et poutre treillis SP2  
**Fig 2** barres de reprise SP3  
**Fig 3** diaphragme (plancher) SP4  
**Fig 4** diaphragme (toiture) faibles pentes SP4'



## SELON H2



Sous H2, il faut assurer la stabilité en toiture et la stabilité en long pan



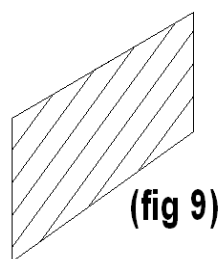
- Fig 5** Diaphragme en toiture (panneau)  
**Fig 6** CV en toiture (ex : barres en K)  
**Fig 7** CV en poutre au vent // au long pan par treillis  
**Fig 8** CV en poutre au vent // au long pan par liens

**Fig 9** Mur travaillant (ex MOB)

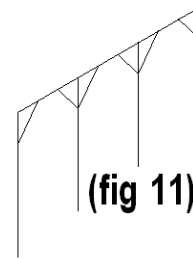
**Fig 10** Palée de stabilité

**Fig 11** Liens

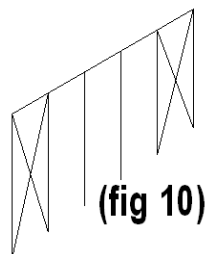
**Fig 12** Appui extérieur (AE)



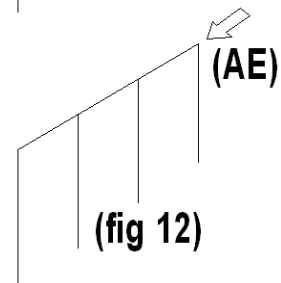
(fig 9)



(fig 11)



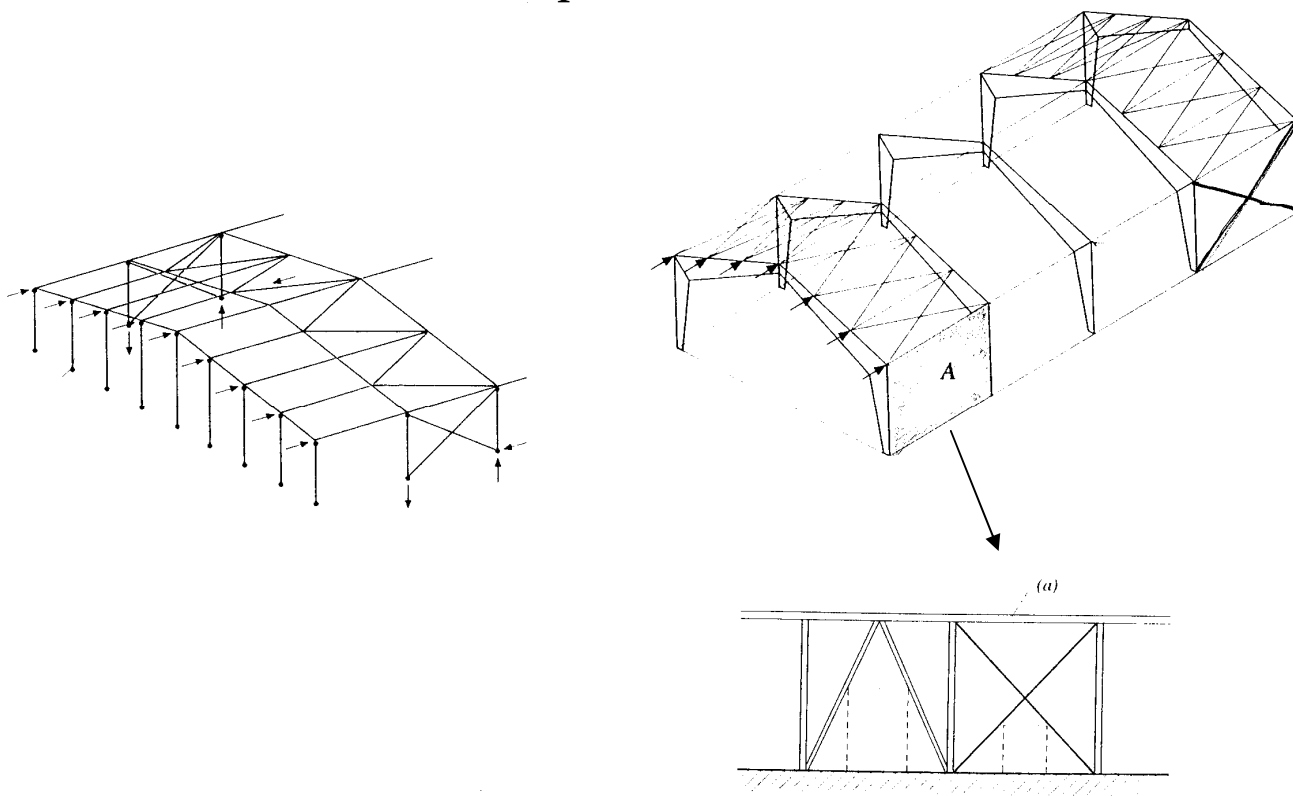
(fig 10)



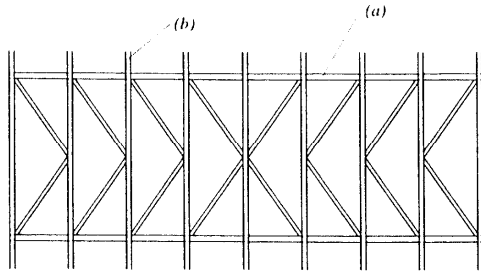
(fig 12)

## 2- EXEMPLES DE CONTREVENTEMENT

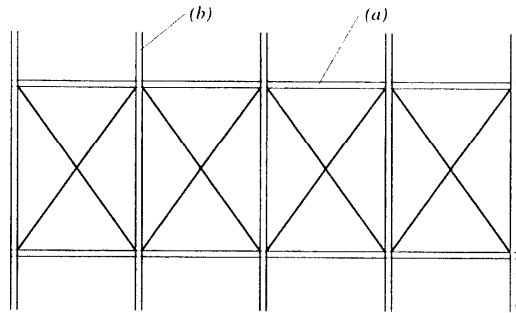
Cas d'un CV en toiture + une palée de stabilité



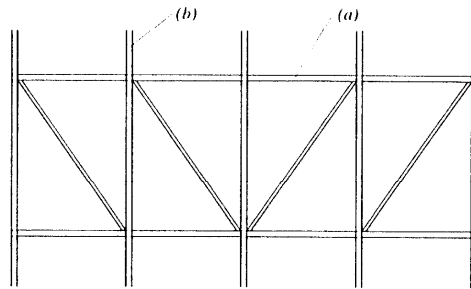
## La réalisation des CV en toiture



Treillis en K. (a) poutre contreventée, (b) panne.



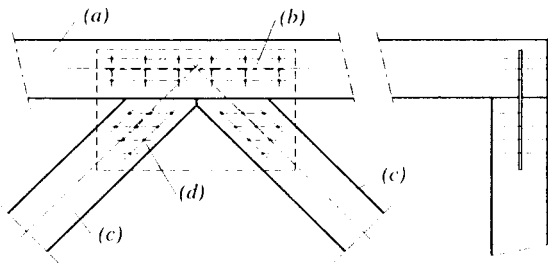
Diagonales croisées. (a) poutres contreventées, (b) pannes.



Treillis en N. (a) poutre contreventée, (b) panne.

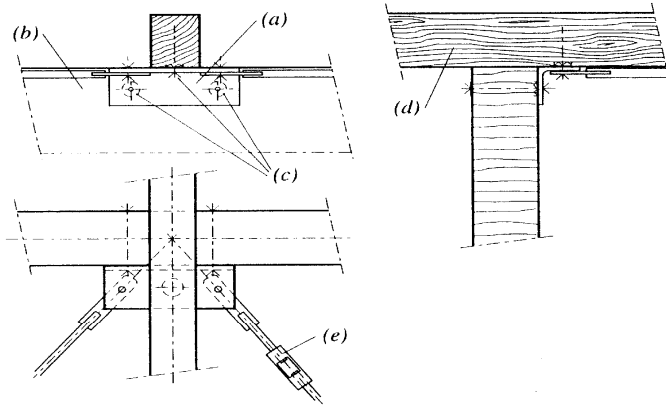
## Les liaisons des barres

Différentes dispositions constructives existent. La plus simple, mais qui ne permet pas de transférer beaucoup d'efforts, est l'assemblage direct par tire-fonds. On préférera des solutions plus performantes, plaques d'acier ou ferrures spécifiques.

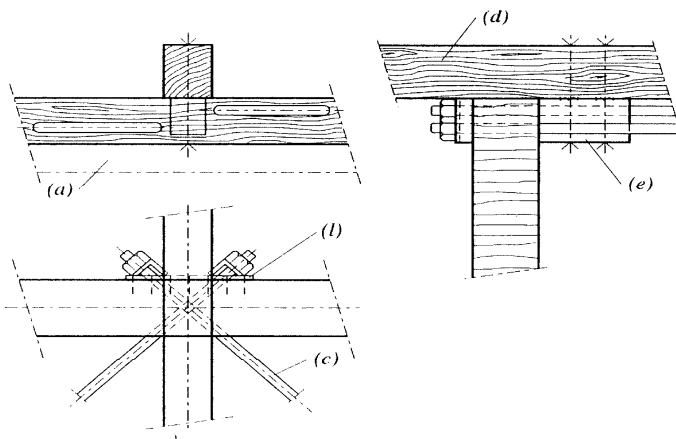


Diagonales en bois assemblées avec une plaque d'acier sertie. (a) poutre contreventée, sertie, (c) diagonale en bois, (d) assemblage pré-percé avec clous.





Connection des diagonales en acier avec équerres et barres plates. (a) équerre en acier, (b) poutre contreventée, (c) connecteurs, (d) panne, (e) bague de réglage.



Liaisons des tirants d'acier de l'autre côté du bois. (a) poutre contreventée, (b) plaque de réglage cloutée, (c) tirant métallique, (d) panne, (e) assemblage utilisant un morceau de bois et des connecteurs.

### **3- METHODOLOGIE DE LA NOTE DE CALCUL DU CONTREVENTEMENT**

- Phase 1 : Schématisation du bâtiment, statique du contreventement
- Phase 2 : Calcul des effets du vent et transfert des effets du vent dans les barres
- Phase 3 : Efforts dans les barres de la poutre au vent ,vérification des barres et des attaches
- Phase 4 : Efforts dans la palée de stabilisation, vérification des barres et des attaches
- Phase 5 : Efforts de compression et de traction supplémentaire dans la structure principale

# ACTIONS PERMANENTES G ET ACTIONS D'EXPLOITATION Q

## **BASE RÉGLEMENTAIRE :**

Eurocode 1: Actions sur les structures - Partie 1-1: Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation bâtiments.

NF EN 1991-1-1 (P06-111-1) et annexe nationale

## **1. CHARGES PERMANENTES G**

Les charges permanentes concernent le poids propre total des éléments structuraux et des éléments non structuraux y compris les équipements techniques.

Les éléments non structuraux sont :

- les toitures ;
- les revêtements de sol et les revêtements muraux ;
- les cloisons et les doublages ;
- les mains courantes, les barrières de sécurité, les parapets et les bordures ;
- les bardages ;
- les plafonds suspendus ;
- l'isolation thermique ;
- les équipements de pont ;
- les équipements techniques fixes

*Les charges dues aux cloisons mobiles doivent être traitées comme des charges d'exploitation.*

A titre d'exemple, le tableau en **annexe B**, donne quelques valeurs de poids volumique en daN/m<sup>2</sup>.

## **2. CHARGES D'EXPLOITATION**

Les charges d'exploitation sont les charges provoquées par l'occupation des locaux. Les valeurs tiennent en compte :

- de l'usage normal que les personnes font des locaux ;
- des meubles et objets mobiles (cloisons mobiles, rangements, marchandises des conteneurs, par exemple) ;
- des véhicules ;
- des événements rares prévus tels que concentrations de personnes ou de mobilier, ou déplacement ou empilage d'objets susceptibles de se produire à l'occasion d'une réorganisation ou d'un changement de décoration.

Les charges d'exploitation spécifiées dans cette partie sont modélisées par des charges uniformément réparties, par des charges linéiques ou des charges concentrées ou encore par des combinaisons de ces charges.

Le tableau en **annexe A**, décrit les différentes catégories de charges d'exploitation

**ANNEXE A**

<b>Catégorie</b>	<b><math>q_k</math></b> (kN/m <sup>2</sup> )	<b><math>Q_k</math></b> (kN)
<b>A – HABITATION, RESIDENTIEL</b>		
Plancher	1,5	2
Balcon	2,5	2
Escalier	3,5	2
<b>B – BUREAUX</b>		
Bureau	2,5	4
<b>C – LOCAUX PUBLICS</b>		
C1 Locaux avec table (école, restaurant,...)	2,5	3
C2 Locaux avec sièges fixes (théâtre, cinéma,...)	4	4
C3 Locaux sans obstacles à la circulation (musée, salles d'exposition)	4	4
C4 Locaux pour activités physiques (dancing, salles de gymnastique,...)	5	7
C5 Locaux susceptibles d'être surpeuplés (salles de concert, terrasses,...)	5	4,5
<b>D- COMMERCE</b>		
D1 Commerces de détails courants	5	5
D2 Grands magasins	5	7
<b>E- AIRES DE STOCKAGE</b>		
E1 Surfaces de stockage (Entrepôts, bibliothèques,...)	7,5	7
E2 Usage industriel	Cf. CCTP	
<b>H- TOITURES INACCESSIBLES (SAUF POUR L'ENTRETIEN) (*1)</b>		
si pente $\leq 15\%$ + étanchéité	0.8(*2)	1.5 (*3)
autres toitures	0	1.5 (*3)
<b>I- TOITURES ACCESSIBLES</b>		
pour les usages des catégories A à D	charges identiques à la catégorie de l'usage	
si aménagement paysager	$\geq 3$	

$q$  : Charge uniformément répartie

$Q$  : Charge ponctuelle

(\*1) Ces charges dites d'entretien ne sont pas compatibles avec le vent ou la neige (Annexe nationale EC1 1991-1-1 2002)

(\*2)  $q_k$  sur une surface rectangulaire ( $A \times B$ ) de 10m<sup>2</sup> tel que  $0,5 \leq A/B \leq 2$

(\*3) En attendant des précisions supplémentaires, prendre 1kN pour la charpente industrialisée

**REMARQUES POUR LES PLANCHERS.**

le poids propre des cloisons mobiles peut être pris en compte par une charge uniformément répartie  $q_k$  qu'il convient d'ajouter aux charges d'exploitation supportées par les planchers, obtenues à partir du Tableau ci-dessus.

Cette charge uniformément répartie dépend du poids propre des cloisons de la manière suivante :

cloisons mobiles de poids propre  $\leq 1,0$  kN/m linéaire de mur :  $q_k = 0,5$  kN/m<sup>2</sup> ;

cloisons mobiles de poids propre  $\leq 2,0$  kN/m linéaire de mur :  $q_k = 0,8$  kN/m<sup>2</sup> ;

cloisons mobiles de poids propre  $\leq 3,0$  kN/m linéaire de mur :  $q_k = 1,2$  kN/m<sup>2</sup>.

Pour les cloisons plus lourdes, il convient de tenir compte, dans le calcul leur emplacement et de leur orientation.

**REDUCTION DES CHARGES D'EXPLOITATION**

En France, on peut appliquer un coefficient de réduction  $\alpha_A$  aux valeurs  $q_k$  pour les catégories d'usage A, B, C3, D1, et F.

Ce coefficient est calculé selon l'expression :  $\alpha_A = 0,77 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0$  avec  $A_0 = 3,5 \text{ m}^2$

**NOTA : Prise en compte si  $A > 15,2 \text{ m}^2$  (de l'élément dimensionné)**

**ANNEXE B (daN/m<sup>2</sup>)**● **Supports**

Solivage en madrier 8 x 23, écartement 30 cm	.. 40
Solivage en madrier 8 x 23, écartement 40 cm	.. 30
Solivage en madrier 8 x 23, écartement 50 cm	.. 24
Etrésillons	.. 4
Parquet en bois (par cm d'épaisseur)	.. 7 à 9
Panneaux de lin	.. 3,5
Panneaux de particules de bois (par cm d'épaisseur)	.. 6
Panneaux de contreplaqué et fibragglos (par cm d'épaisseur)	.. 5
Liteaux en sapin	.. 3
Voligeage en sapin	.. 10
Panneaux de paille compressée (3 cm) par cm	.. 3
Amiante-ciment : plaques planes de 6 mm	.. 11

● **Plafonds**

Plafond en plâtre de 3 cm d'épaisseur sur lattis en bois (compris)	.. 42
Plaques de plâtre par cm d'épaisseur	.. 9

● **Couvertures****A - Métalliques**

Zinc n° 14 (compris tasseaux)	.. 15
Zinc n° 14 (compris voligeage, lattis fer, tasseaux)	.. 30
Cuivre 6/10 (compris tasseaux)	.. 15
Cuivre 6/10 (compris voligeage, lattis, feuillure double)	.. 30
Alu 8/10 (plaques ondulées sans support)	.. 3
Alu 8/10 (compris tasseaux)	.. 11
Alu 8/10 (compris voligeage)	.. 17
Acier inox 4/10 (compris tasseaux)	.. 12
Acier inox 4/10 (compris voligeage, lattis, feuillure double)	.. 25
Tôle ondulée galvanisée 8/10 (compris voligeage)	.. 18
Plomb 2,5 mm (compris supports)	.. 50
<b>Bac acier</b>	<b>8</b>
<b>Bac + étanchéité</b>	<b>25</b>

**B - Ardoises**

Ardoises naturelles (compris lattis)	.. 25
Ardoises naturelles (lattis ou voligeage compris)	.. 28
Ardoises modèle anglais (lattis ou voligeage compris)	.. 36
Ardoises modèle monument historique (lattis ou voligeage compris)	.. 55
Ardoises amiante-ciment	.. 30

**C - Tuiles**

Mécaniques à emboîtement (compris liteaux)	.. 45
Plates petit moule (compris liteaux)	.. 55
Plates grand moule (compris liteaux)	.. 75
Monument historique (compris liteaux)	.. 90
Canal (voligeage compris)	.. 55
Béton (voligeage compris)	.. 45

**D - Divers**

Bardeaux d'asphalte bitumé	.. 9
Bardeaux d'asphalte bitumé (panneaux de particules compris)	.. 25
Plaques en plastique autoportantes	.. 3
Plaques ondulées en amiante-ciment	.. 17
Verre armé de 6 mm (compris fers à vitrage)	.. 24

● **Terrasses**

<b>A - Carreaux d'asphalte comprimés d'épaisseur</b>	
2 cm scellés à bain d'asphalte	.. 65
<b>B - Asphalte coulé : 0,5 cm en asphalte coulé 1,5 cm en asphalte coulé sablé</b>	<b>.. 50</b>
<b>C - Étanchéité multicouches (2 cm) en ciment volcanique, enduit plastique ou feutre bitumé</b>	<b>.. 9</b>
<b>D - Protection d'étanchéité :</b>	
. Graviillons (4 cm)	.. 80
. Sable (3 cm) + graviillon (3 cm)	.. 120
. Sable (3 cm) + béton poreux (4 cm)	.. 140
. Béton (1 cm)	.. 25

## ACTIONS DE LA NEIGE SUR LES CONSTRUCTIONS

BASE RÉGLEMENTAIRE : Eurocode 1 : Actions sur les structures → Partie 1-3 Actions générales – Charge de neige (2004)

### 1. CALCUL DE LA CHARGE DE NEIGE $S$ (kN/m<sup>2</sup>)

**En France** : les formules suivantes sont à considérer :

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k + S_1$$

et

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_{Ad} + S_1$$

- ⇒  $S_k$  : valeur de la charge de neige, en kN/m<sup>2</sup>
- ⇒  $\mu_i$  : coefficient de forme ;
- ⇒  $C_e$  : coefficient d'exposition, qui prend en général la valeur 1,0 ;
- ⇒  $C_t$  : coefficient thermique, qui prend en général la valeur 1,0 ;
- ⇒  $S_{Ad}$  : action de neige accidentelle ;
- ⇒  $S_1$  : majoration pour faibles pentes.

**Note** : la charge doit être supposée s'exercer verticalement et s'appliquer sur la projection horizontale de la surface de toiture.

**Notes :**

⇒  $C_e$  et  $C_t$  sont pris égaux à 1,0, des valeurs inférieures pourront être utilisées que si elles sont justifiées par une étude spécifique acceptée par le Maître d'Ouvrage.

⇒  $C_e$  :

Topographie	$C_e$
Site balayée par les vents : zone plate, sans obstacles et exposée de tous côtés, pas ou peu protégée par le terrain, par des constructions plus élevées ou par des arbres.	0,8
Site normal : zone où il n'y a pas de balayage important de la neige par le vent, à cause de la configuration du terrain, de la présence d'autres constructions ou d'arbres.	1,0
Site protégé : zone où la construction est beaucoup plus basse que le terrain environnant, ou entourée de grands arbres ou encore de constructions plus élevées.	1,2

⇒ Il convient d'utiliser une valeur inférieure à 1,0 pour le coefficient  $C_t$  lorsqu'il y a réduction des charges de neige sur les toitures, notamment certaines toitures vitrées, dotées d'une transmittance thermique élevée ( $k > 1$  W/m<sup>2</sup>) en raison de la fonte de la neige sous l'effet de la chaleur. Pour tous autres cas :  $C_t = 1,0$ .

#### 1.1 $S_k$ CHARGE DE NEIGE SUR LE SOL (kN/m<sup>2</sup>)

##### 1.1.1 Localisation géographique :

**Valeurs des charges de base** : valeur au sol rapportée à la projection horizontale de la surface toiture pour une **Altitude ≤ 200 m**

Zone	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D	E
$S_k$	0,45	0,45	0,55	0,55	0,65	0,65	0,90	1,40
$S_{Ad}$ (charge accidentelle)	-	1,00	1,00	1,35		1,35	1,40	

kN/m<sup>2</sup>h

**Remarques :**

⇒ **S<sub>Ad</sub>** tient compte du cas où la pluie tombe immédiatement après la neige, mais non de l'accumulation d'eau dans les zones de toiture de très faible pente. Cette charge accidentelle n'est pas majorée en fonction de l'altitude et s'applique aux cas :

- (I) des toitures simples à 1 versant plan ;
- (I) et (III) des toitures à deux versants plans ;
- (I) des toitures courbes cylindriques ;
- toitures à versants multiples.

**Définition des zones, en départements et cantons : (voir annexe A)**

**1.12 Majoration due à l'altitude :**

On rajoute à  $S_k$ , la surcharge pour altitude ci-dessous

Altitude $A$ [en mètres]	$\Delta s_1(A)$ [en kN/m <sup>2</sup> ]	$\Delta s_2(A)$ [en kN/m <sup>2</sup> ]
entre 0 et 200	0	0
entre 200 et 500	$0,10 \frac{A-200}{100}$	$0,15 \frac{A-200}{100}$
entre 500 et 1000	$0,30 + 0,15 \frac{A-500}{100}$	$0,45 + 0,35 \frac{A-500}{100}$
entre 1000 et 2000	$1,05 + 0,35 \frac{A-1000}{100}$	$2,20 + 0,70 \frac{A-1000}{100}$

$\Delta S1$  pour toutes les zones sauf E  
 $\Delta S2$  pour la zone E

**Remarques :**

- ⇒ les Documents Particuliers du Marché peuvent parfois majorer  $s_k$ , pour tenir compte de conditions locales défavorables, sans toutefois dépasser en principe 50 %.
- ⇒ Au delà de 2000 m, le marché doit préciser la charge de neige à prendre en compte.

**1.2 S<sub>1</sub> MAJORATION POUR FAIBLE PENTE**

- ⇒ Cette majoration est égale à :
- 0,20 kN/m<sup>2</sup> lorsque la pente nominale du fil de l'eau de la partie enneigée de toiture (noues ...) est inférieure ou égale à 3 % ;
  - 0,10 kN/m<sup>2</sup> lorsque cette pente est comprise entre 3 % et 5 %.
- ⇒ cette majoration agit localement, dans toutes les directions, sur une largeur de 2 m autour de la partie de toiture visée ci-dessus.

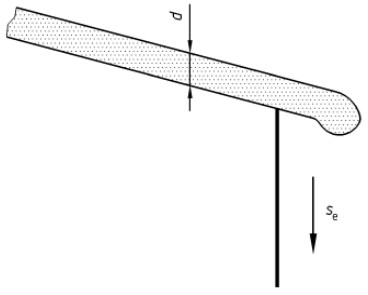
**1.3 Compatibilité neige et vent**

- ⇒ Par simplification, on admet que les actions du vent sur la toiture enneigée sont les mêmes que sur une toiture sans neige.

### 1.4 Neige suspendue en débord de toiture :

Le calcul des parties de toiture en débord des murs de façade doit tenir compte de la neige suspendue en rive, en plus de la charge appliquée à cette partie toiture. Les charges suspendues sont supposées être appliquées au bord de la toiture et se déterminent comme suit :

$$s_e = k \cdot s_k^2 / \gamma$$



- ⇒  $s_e$  : charge de neige suspendue, par largeur linéaire, en  $\text{kN/m}^2$  ;
- ⇒  $s_k$  : charge de neige sur le sol, en  $\text{kN/m}^2$  ;
- ⇒  $k$  : coefficient prenant en compte l'irrégularité de forme de la neige ; soit  $3d$ , épaisseur en m ;
- ⇒  $\gamma$  : poids volumique de la neige qui, pour ce calcul, peut être pris égal à  $3 \text{ kN/m}^3$ .

#### Notes :

- ⇒ Sauf dispositifs de retenue ou justifications particulières,  $k$  au maximum = à 3. Cette charge de neige suspendue est appliquée au-dessus de **800 m** d'altitude.
- ⇒ Cette charge de neige suspendue n'est pas appliquée avec  $S_{Ad}$ .

## 2. CALCUL DES COEFFICIENTS DE FORME $\mu$

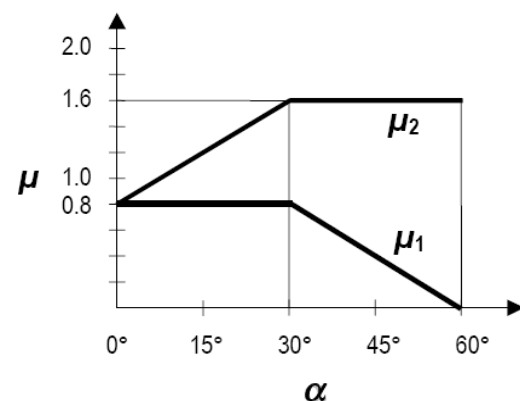
### 2.1 Généralités

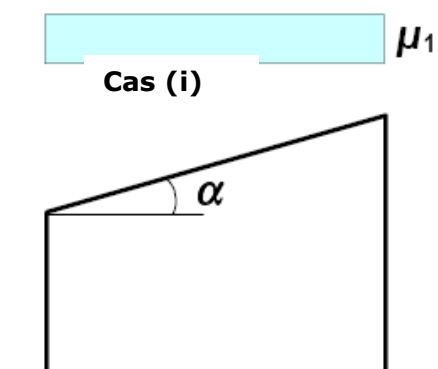
- ⇒ En général, on identifie trois dispositions de charges fondamentales :
  - Celle d'une couche de neige uniformément répartie sur l'ensemble de la toiture, situation probable lors d'une chute de neige par vent modéré ; cas (i)
  - Celle d'une distribution initiale non uniforme, d'une accumulation localisée au droit d'un obstacle ou d'une redistribution de neige affectant la répartition de la charge sur l'ensemble de la structure, par exemple lorsque la neige est transportée (par entraînement) du côté sous le vent d'une toiture ; cas (ii) et (iii)
  - Celle d'une redistribution de la neige depuis une partie du bâtiment plus élevée (par glissement)

### 2.2 Toiture en pente :

coefficient de forme des toitures en pente

$\alpha$ , Angle du versant avec l'horizontale	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
Coefficient de forme $\mu_1$	0,8	$0,8 (60-\alpha)/30$	0,0
Coefficient de forme $\mu_2$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	.



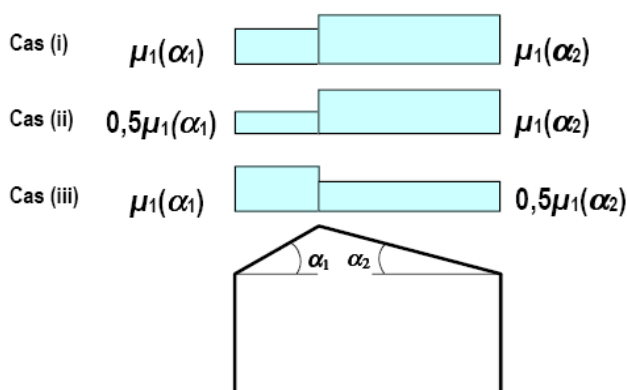
**2.21 Toiture simple à un versant plan :**

La neige est supposée pouvoir tomber librement de la toiture. Si la rive se termine par un garde-corps, des barrières à neige ou tout obstacle, le coefficient de forme de ce côté de la toiture ne doit pas être réduit à une valeur inférieure à 0,8.

Angle du versant Sur l'horizontale	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
Coefficient de forme $\mu_1$	0,8	$0,8 (60-\alpha)/30$	0

**2.22 Toiture simple à deux versants plans :**

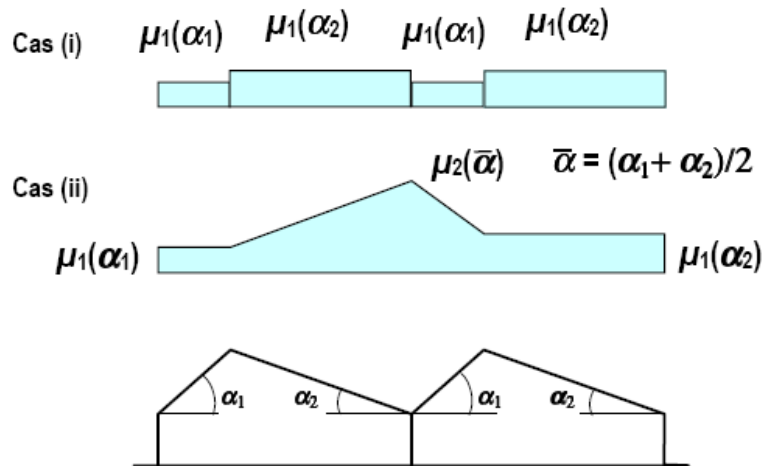
La neige est supposée pouvoir tomber librement de la toiture. Si une rive se termine par un garde-corps, des barrières à neige ou tout obstacle, le coefficient de forme de ce côté de la toiture ne doit pas être réduit à une valeur inférieure à 0,8.



Angle du versant	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
Coefficient de forme $\mu_1$	0,8	$0,8 (60-\alpha)/30$	0



### 2.23 Toitures à versants multiples :

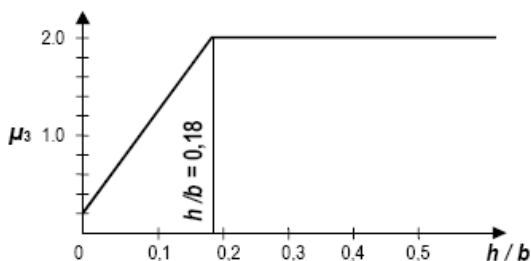


$\alpha$ (angle du toit avec l'horizontale)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 (60-\alpha) / 30$
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \alpha / 30$	1,6

⇒ Il convient d'étudier attentivement les coefficients de forme appliqués au calcul des toitures à versants multiples lorsque l'un ou les deux versants de la noue présentent une pente supérieure à  $60^\circ$ . Les règles françaises d'actions de la neige sur les constructions donnent des indications sur les toitures à redans.

### 2.3 Toitures cylindriques :

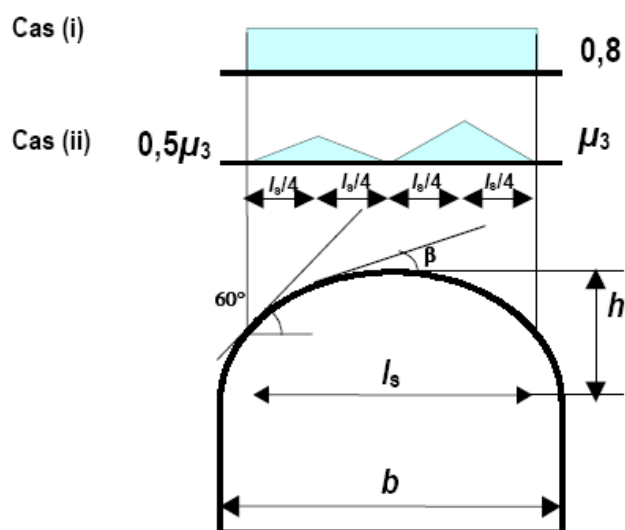
- ⇒ Il convient de considérer les charges de neige uniformes ou asymétriques définies par la figure ci-dessous. La disposition de charge à retenir étant celle produisant les effets les plus défavorables.
- ⇒ Les toitures cylindriques incluent toutes celles dont la courbure uniforme ou non, n'est pas alternée.
- ⇒ La neige est censée pouvoir tomber librement.



les coefficients de forme se calculent comme suit :

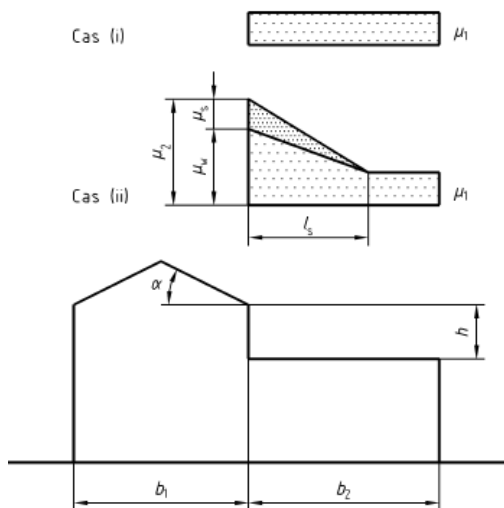
- ⇒  $\beta \leq 60^\circ$  :
- $\mu_1 = 0,8$  ;
  - $\mu_3 = 0,2 + 10 \cdot h/b$  avec comme limitation  $\mu_3 \leq 2,0$  ;

⇒ **b : portée ; h : flèche**

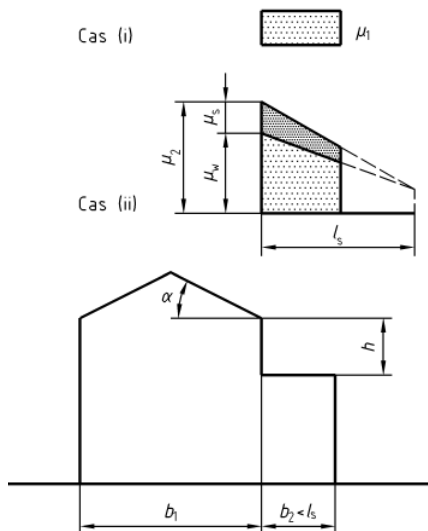


## 2.4 Toiture présentant des discontinuités de niveaux marquées :

Dans le cas de discontinuité de niveau marquée, il faut considérer soit des charges de neige uniformes ou asymétriques décrites en **3.2**, soit la charge accumulée définie ci-dessous. La disposition de charge à retenir étant celle produisant les effets les plus défavorables.



**Cas ou  $b_2 < l_s$  :**



⇒  $\mu_1 = 0,8$  (en supposant une toiture inférieure plate)

⇒  $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$  ;

➤  $\mu_s$  : coefficient de forme de la charge de neige due au glissement ;

➤  $\mu_w$  : coefficient de forme de la charge de neige due au vent.

⇒ coefficient de forme de la charge de neige due au glissement :

➤  $\alpha \leq 15^\circ \rightarrow \mu_s = 0$  ;

➤  $\alpha > 15^\circ \rightarrow \mu_s$  se détermine par l'application d'une charge additionnelle égale à 50 % de la charge de neige maximale s'exerçant sur le versant adjacent de la toiture supérieure, calculée conformément à **3.2**.

⇒ coefficient de forme de la charge de neige due au vent :

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2.h < \gamma.h/s_k$$

➤  $\gamma$  : poids volumique de la neige, qui, dans ce calcul, peut être pris égal à  $2 \text{ kN/m}^3$  ;

➤ Longueur de congère  $l_s$  :

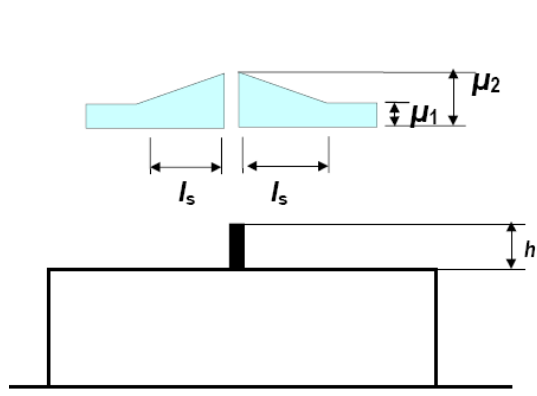
$$L_s = 2.h \text{ avec la limitation } 5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$$

**Note :** si  $b_2 < l_s$  le coefficient en rive de la toiture inférieure se détermine par interpolation entre  $\mu_1$  et  $\mu_2$  et l'extrémité de la charge de neige est tronquée à la longueur de la partie la plus basse de la toiture  $b_2$ .

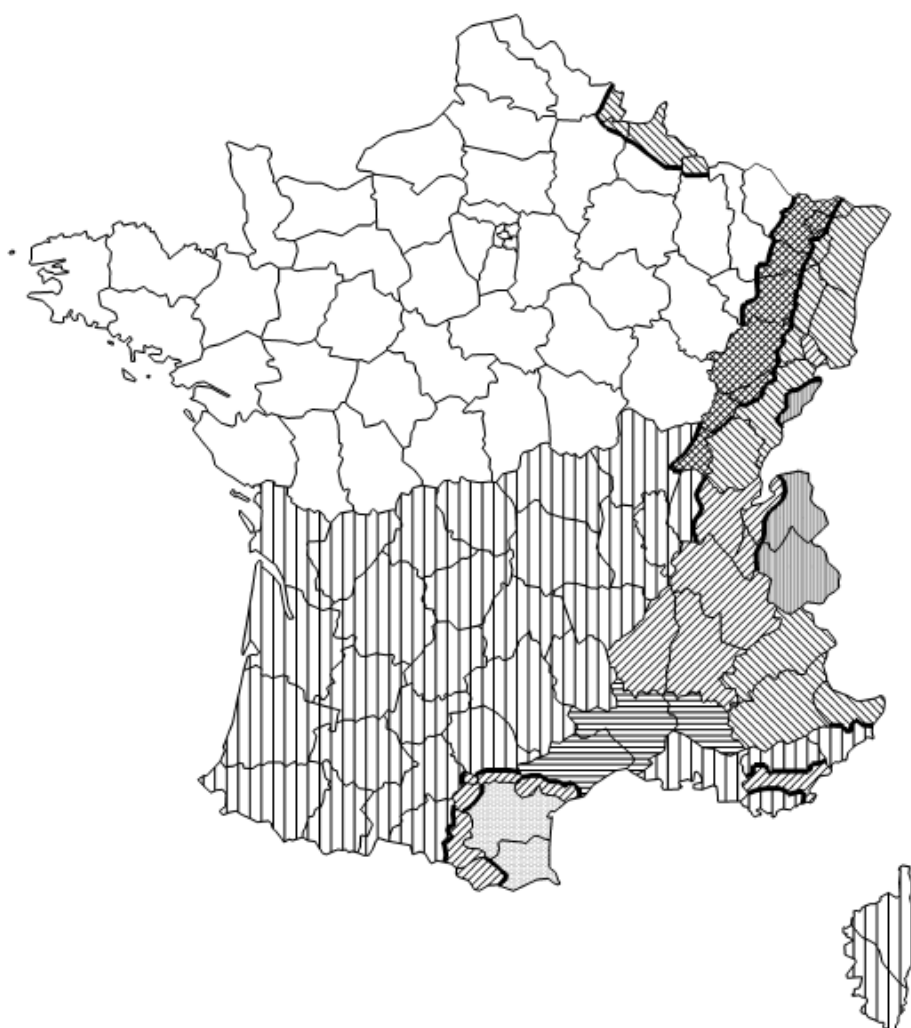
## 2.5 Accumulation au droit des saillies et obstacles :

Des accumulations de neige peuvent se produire en cas de vent sur toutes toitures présentant des obstacles, ceux-ci créant des zones d'ombre aérodynamique où se produit l'accumulation.

On adoptera les valeurs suivantes pour les coefficients de forme et les longueurs de congère.



- ⇒  $\mu_1 = 0,8$  ;
- ⇒  $\mu_2 = \gamma \cdot h / s_k$ 
  - avec la limitation :  $0,8 \leq \mu_2 \leq 2$  ;
  - $\gamma$  : poids volumique de la neige, qui, dans ce calcul, peut être pris égal à  $2 \text{ kN/m}^3$ .
- ⇒ Longueur de congère  $l_s$  :
  - $L_s = 2 \cdot h$  avec la limitation  $5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$ .

**Annexe A = Définition des zones, en départements et cantons**


Régions :	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D	E
Valeur caractéristique ( $S_k$ ) de la charge de neige sur le sol à une altitude inférieure à 200 m :	0,45	0,45	0,55	0,55	0,65	0,65	0,90	1,40
Valeur de calcul ( $S_{Ad}$ ) de la charge exceptionnelle de neige sur le sol :	—	1,00	1,00	1,35	—	1,35	1,80	—
Loi de variation de la charge caractéristique pour une altitude supérieure à 200 :	$\Delta s_1$						$\Delta s_2$	

(charges en  $\text{KN/m}^2$ )

Département	Région(s)	Département	Région(s)	Département	Région(s)
01 Ain	A2 / C2	32 Gers	A2	64 Pyrénées-Atlantiques	A2
02 Aisne	A1 / C1	33 Gironde	A2	65 Hautes-Pyrénées	A2
03 Allier	A2	34 Hérault	B2 / C2	66 Pyrénées-Orientales	C2 / D
04 Alpes-de-Haute-Provence	C1	35 Ille-et-Vilaine	A1	67 Bas-Rhin	B1 / C1
05 Hautes-Alpes	C1	36 Indre	A1	68 Haut-Rhin	C1
06 Alpes-Maritimes	A2 / C1	37 Indre-et-Loire	A1	69 Rhône	A2
07 Ardèche	C2	38 Isère	C2	70 Haute-Saône	B1 / C1
08 Ardennes	A1 / C1	39 Jura	B1 / C1	71 Saône-et-Loire	A2 / B1
09 Ariège	A2 / C2	40 Landes	A2	72 Sarthe	A1
10 Aube	A1	41 Loir-et-Cher	A1	73 Savoie	C2 / E
11 Aude	C2 / D	42 Loire	A2	74 Haute-Savoie	C2 / E
12 Aveyron	A2	43 Haute-Loire	A2	75 Paris	A1
13 Bouches-du-Rhône	A2	44 Loire-Atlantique	A1	76 Seine-Maritime	A1
14 Calvados	A1	45 Loiret	A1	77 Seine-et-Marne	A1
15 Cantal	A2	46 Lot	A2	78 Yvelines	A1
16 Charente	A2	47 Lot-et-Garonne	A2	79 Deux-Sèvres	A1
17 Charente-Maritime	A2	48 Lozère	A2	80 Somme	A1
18 Cher	A1	49 Maine-et-Loire	A1	81 Tam	A2 / C2
19 Corrèze	A2	50 Manche	A1	82 Tarn-et-Garonne	A2
2B Haute-Corse	A2	51 Marne	A1	83 Var	A2 / C2
2A Corse-du-Sud	A2	52 Haute-Marne	A1	84 Vaucluse	B2 / C2
21 Côte d'Or	A1	53 Mayenne	A1	85 Vendée	A1
22 Côtes-d'Armor	A1	54 Meurthe-et-Moselle	A1 / B1 / C1	86 Vienne	A1
23 Creuse	A2	55 Meuse	A1 / C1	87 Haute-Vienne	A2
24 Dordogne	A2	56 Morbihan	A1	88 Vosges	A1 / B1 / C1
25 Doubs	B1 / C1 / E	57 Moselle	A1 / B1 / C1	89 Yonne	A1
26 Drôme	C2	58 Nièvre	A1	90 Territoire de Belfort	C2
27 Eure	A1	59 Nord	A1 / C1	91 Essonne	A1
28 Eure-et-Loir	A1	60 Oise	A1	92 Hauts-de-Seine	A1
29 Finistère	A1	61 Orne	A1	93 Seine-Saint-Denis	A1
30 Gard	B2	62 Pas-de-Calais	A1	94 Val-de-Marne	A1
31 Haute-Garonne	A2 / C2	63 Puy-de-Dôme	A2	95 Val-d'Oise	A1

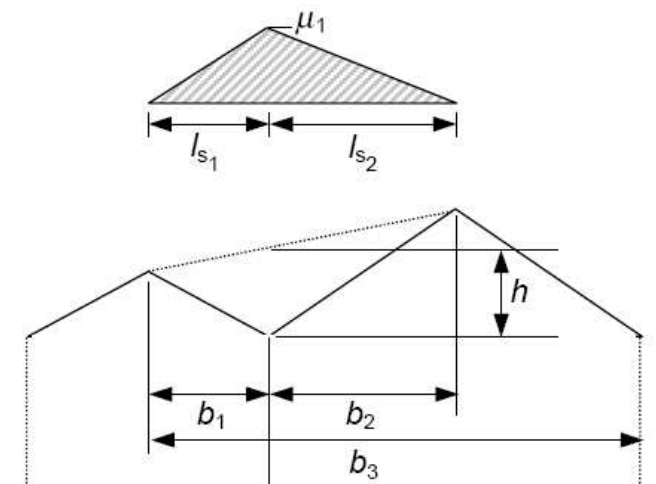
⇒ **Départements appartenant à plusieurs zones : consulter l'annexe nationale**

## ANNEXE B (NORMATIVE)

### Coefficients de forme pour accumulations exceptionnelles

#### B.2 Toitures à versants multiples

Ce paragraphe doit être appliqué pour la détermination de la charge accumulée dans la noue.



⇒ Coefficient de forme  $\mu_1$ , la plus petite des trois valeurs :

$$\mu_1 = 2 \cdot h / s_k$$

$$\mu_1 = 2b_3 / (l_{s1} + l_{s2})$$

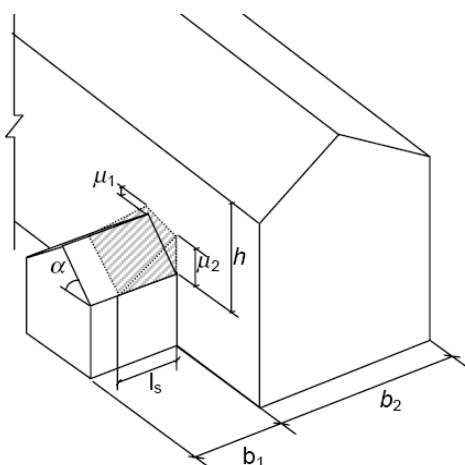
$$\mu_1 = 5$$

⇒ Longueur de congère  $l_s$  :

$$b \leq 15 \text{ m} : L_s = b ;$$

$$b > 15 \text{ m} : L_s = 15 \text{ m}.$$

#### B.3 Toitures attenantes à des constructions plus élevées ou proches d'elles (-de 1,5m)



Figure

Coefficient de forme	Angle de la toiture avec l'horizontale $\alpha_1$			
	$0^\circ \leq \alpha_1 \leq 15^\circ$	$15^\circ < \alpha_1 \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha_1 < 60^\circ$	$60^\circ \leq \alpha_1$
$\mu_1$	$\mu_3$	$\mu_3 \{ [30 - \alpha_1] / 15 \}$	0	0
$\mu_2$	$\mu_3$	$\mu_3$	$\mu_3 \{ [60 - \alpha_1] / 30 \}$	0
$\mu_3$ est la plus petite valeur de $2h/l_{sK}$ , $2b/l_s$ et 8 ; $b$ est la plus grande de $b_1$ et $b_2$ ; et $l_s$ a plus petite de $5h$ , $b_1$ et 15 m.				

**ACTIONS DU VENT SUR LES CONSTRUCTIONS****EC1 1-4****Méthode simplifiée BTS SCBH****0. AVANT PROPOS**

Afin de rendre opérationnel, l'utilisation du vent EC1 1-4 en BTS SCBH, nous retenons deux stratégies :

**Méthode complète :** Calcul des pressions sur les parois par moyens informatiques (feuilles excel ou logiciel spécifique).

**Méthode simplifiée :** Calcul des pressions sur les parois par l'utilisation d'abaques. L'objectif est d'être très rapidement autonome et opérationnel pour le calcul des pressions du vent sur les différentes parois.

Pour la méthode 2, les simplifications majeures sont les suivantes :

- par façade ou paroi étudiée, on conserve la surface la plus significative
- seul le CPE10 sera pris en compte (dans notre registre de pente de toiture, la différence entre le CPE1 et le CPE10 est mineure).
- Les différentes simplification n'entraînent pas de sous dimensionnement et limitent le sur dimensionnement.

**Remarque :** la méthode simplifiée est une interprétation personnelle de la réglementation EC1 dans le cadre de l'enseignement de la construction bois en BTS SCBH. Le technicien SCBH n'est pas un spécialiste du vent mais un constructeur bois. (Vincent Tastet)

**1. DEFINITIONS**

**Pression du vent sur les parois :**

$$W = q_{p(z)} \times (C_{pe} - C_{pi})$$

$q_{p(z)}$  **pression dynamique de pointe**, fonction de la vitesse du vent et de la rugosité du sol

**C<sub>pe</sub> Coefficient de pression extérieure :**

Les coefficients de pression extérieure donnent l'effet du vent sur les surfaces extérieures des bâtiments.

Ils peuvent être positifs : le vent presse la paroi,

Ils peuvent être négatifs : le vent aspire la paroi,

**C<sub>pi</sub> Coefficient de pression intérieure**

Les coefficients de pression intérieure donnent l'effet du vent sur les surfaces intérieures des bâtiments.

Ils peuvent être positifs : le vent presse la paroi, on retiendra la valeur **+0.2**

Ils peuvent être négatifs : le vent aspire la paroi, on retiendra la valeur **- 0.3**

**Lorsque une face du bâtiment est fortement ouverte, C<sub>pi</sub> devient :**

0,75 C<sub>pe</sub> de la façade ouverte (les ouvertures représentent 2 fois la surface des ouvertures des autres faces)

0,90 C<sub>pe</sub> de la façade ouverte (les ouvertures représentent 3 fois la surface des ouvertures des autres faces)

**Surfaces au vent**

(surface éclairée par une source lumineuse dont le faisceau a pour direction celle du vent)

**Surfaces sous le vent**

(surface dans l'ombre, selon la définition ci dessus).

**C<sub>p net</sub> Coefficient de pression nette**

Les coefficients de pression nette est utilisée pour les parois sans contact avec l'intérieur : acrotère, toitures isolées .....

## 2. PRESSION DYNAMIQUE DE POINTE

### Critère 1 : Valeur de base de la vitesse de référence du vent $V_{b,0}$

Département	Région(s)	Département	Région(s)	Département	Région(s)
01 Ain	1 ; 2	32 Gers	1	64 Pyrénées-Atlantiques	2
02 Aisne	2	33 Gironde	1 ; 2	65 Hautes-Pyrénées	1
03 Allier	2	34 Hérault	3	66 Pyrénées-Orientales	3
04 Alpes-de-Haute-Provence	1 ; 2	35 Ille-et-Vilaine	2	67 Bas-Rhin	2
05 Hautes-Alpes	1 ; 2	36 Indre	2	68 Haut-Rhin	2
06 Alpes-Maritimes	1 ; 2	37 Indre-et-Loire	2	69 Rhône	2
07 Ardèche	2	38 Isère	1 ; 2	70 Haute-Saône	1 ; 2
08 Ardennes	2	39 Jura	1	71 Saône-et-Loire	2
09 Ariège	2	40 Landes	1 ; 2	72 Sarthe	2
10 Aube	2	41 Loire-et-Cher	2	73 Savoie	1
11 Aude	2 ; 3	42 Loire	2	74 Haute-Savoie	1
12 Aveyron	2	43 Haute-Loire	2	75 Paris	2
13 Bouches-du-Rhône	3	44 Loire-Atlantique	2 ; 3	76 Seine-Maritime	2 ; 3
14 Calvados	2	45 Loiret	2	77 Seine-et-Marne	2
15 Cantal	1 ; 2	46 Lot	1	78 Yvelines	2
16 Charente	1	47 Lot-et-Garonne	1	79 Deux-Sèvres	2
17 Charente-Maritime	1 ; 2 ; 3	48 Lozère	2	80 Somme	2 ; 3
18 Cher	2	49 Maine-et-Loire	2	81 Tarn	1 ; 2
19 Corrèze	1	50 Manche	2	82 Tarn-et-Garonne	1
2B Haute-Corse	3 ; 4	51 Marne	2	83 Var	2
2A Corse-du-Sud	3 ; 4	52 Haute-Marne	2	84 Vaucluse	2
21 Côte-d'Or	1 ; 2	53 Mayenne	2	85 Vendée	3
22 Côtes-d'Armor	3	54 Meurthe-et-Moselle	2	86 Vienne	1
23 Creuse	1	55 Meuse	2	87 Haute-Vienne	1
24 Dordogne	1	56 Morbihan	3	88 Vosges	2
25 Doubs	1 ; 2	57 Moselle	2	89 Yonne	2
26 Drôme	2	58 Nièvre	2	90 Territoire de Belfort	2
27 Eure	2	59 Nord	2 ; 3	91 Essonne	2
28 Eure-et-Loir	2	60 Oise	2	92 Hauts-de-Seine	2
29 Finistère	3	61 Orne	2	93 Seine-Saint-Denis	2
30 Gard	2 ; 3	62 Pas-de-Calais	2 ; 3	94 Val-de-Marne	2
31 Haute-Garonne	1 ; 2	63 Puy-de-Dôme	2	95 Val-d'Oise	2

REGION	VITESSE DE BASE $V_{b0}$ m/s
1	22
2	24
3	26
4	28
Guyane	17
DOM	34

Valeurs de  $v_{b,0}$  en fonction des zones de vent, par simplification vitesse moyenne du vent

Consulter les annexes dernières pages pour les départements à double zone

### Critère 2 : Catégorie de rugosité du terrain

Catégorie de rugosité du terrain	
0	Mer ou zone côtière exposée au vent ; lacs et plans d'eau parcourus par le vent sur une distance d'au moins 5 km
II	Rase campagne, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments, ...) séparés les uns des autres de plus de 40 fois leur hauteur
IIIa	Campagne avec des haies, bocage, vignoble, habitat dispersé
IIIb	Zones habitées ou industrielles, bocage dense, vergers
IV	Zones urbaines dont au moins 15 % de la surface sont recouvertes de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15 m, forêts

### Critère 3 : Hauteur au dessus du sol pour laquelle on calcule la pression, c'est généralement la hauteur du bâtiment

**Valeur de la pression dynamique de base, consulter les abaques ci-dessous.**  
(cf : Y Benoît)



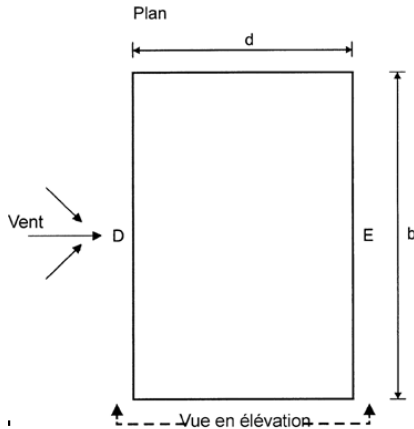
### **3. CALCUL DES PRESSIONS DE VENT SUR LES DIFFERENTES SURFACES D'UNE CONSTRUCTION**

$$W = q_{p(z)} \times (C_{pe} - C_{pi})$$

**RAPPEL BATIMENT FERME**

:  $C_{pi} + 0.2$   
 $C_{pi} - 0.3$

#### **31. C<sub>pe</sub> pour mur verticaux (VOIR ABAQUE : C<sub>pe</sub> PAROIS VERTICALES)**

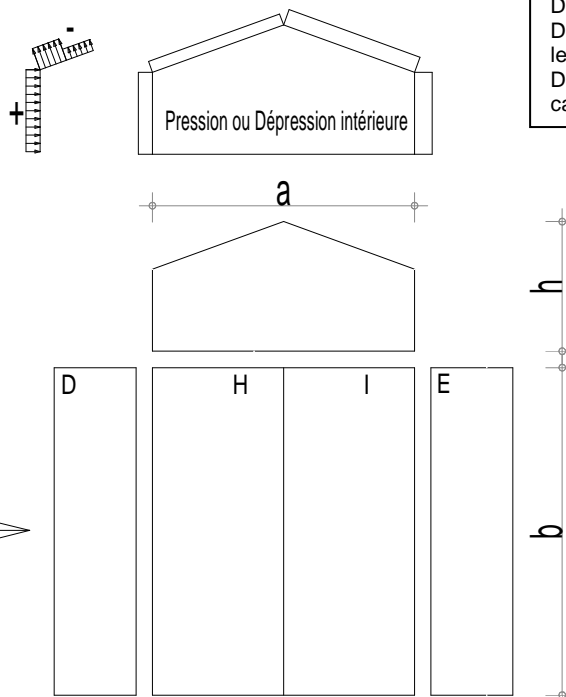


**Exemple :**

Bâtiment d=8m, b=14m, hauteur mur = 3m –  
 Déterminer la pression dynamique de pointe (région 2, catégorie rugosité 0)  
 Déterminer C<sub>pe</sub> pour D et pour E  
 Déterminer la pression résultante sur D et sur E  
 Pour dimensionner un poteau faisant partie de E ou de D, quelle valeur de pression retient-on ?

#### **32. C<sub>pe</sub> Toiture à deux versants (VOIR ABAQUES : C<sub>pe</sub> TOITURE 2 VERSANTS – VERSANTS H ET I)**

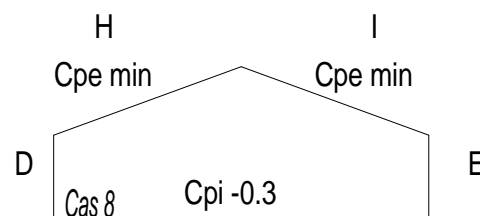
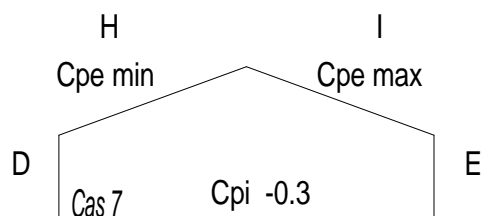
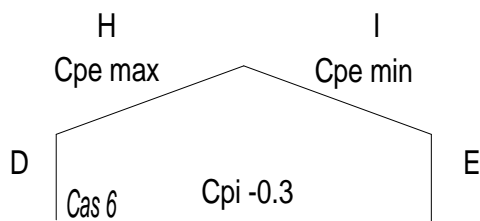
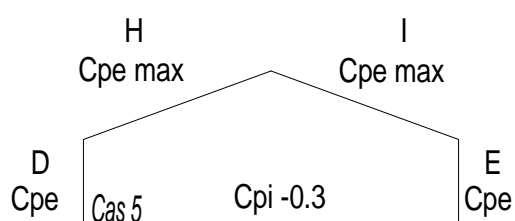
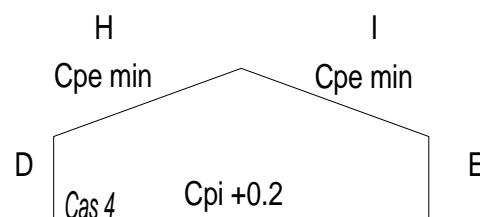
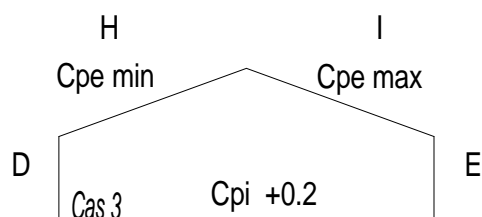
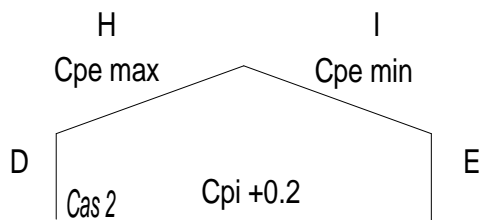
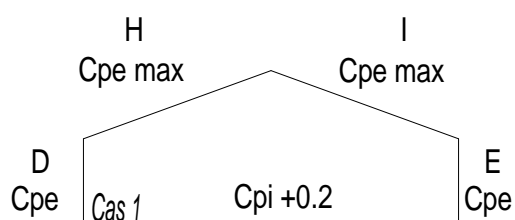
Le découpage simplifié des zones :



**Exemple 2 :**

Région 1, rugosité 0 Bâtiment a=8m, b=12m, hauteur= 5m, pente 20°  
 Découper le bâtiment en zones et déterminer les surfaces  
 Déterminer les C<sub>pe</sub> pour les différentes zones des versants et déterminer les C<sub>pe</sub> pour les parois verticales  
 Déterminer la pression résultante pour les différentes zones et retenir les cas les plus pertinents.

On distinguera 8 cas :



En prenant en compte les CPE des murs verticaux , pour calculer  $C_{pe}-C_{pi}$  on examinera donc 8 cas :

- Cas 1,2,3,4 ci dessus en pression intérieure
- Cas 5,6,7,8 ci-dessus en dépression intérieure

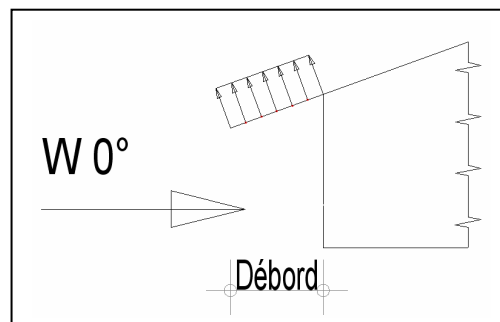
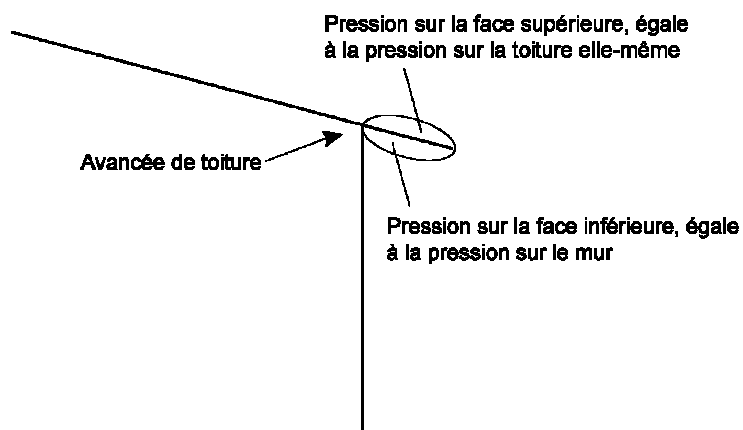
Lors du calcul pour ne pas retenir tous ces cas on recherchera les 3 cas suivants :

- . Le cas max qui entraîne **l'effort horizontal** le plus important
- . Le cas max qui entraîne **l'effort vertical ascendant** le plus important
- . Le cas max qui entraîne **l'effort vertical descendant** le plus important

### 33. Toitures à plus de deux pentes

Par simplification on assimilera le bâtiment à plusieurs pentes à un bâtiment à deux pentes

### 34. Avancée de toiture

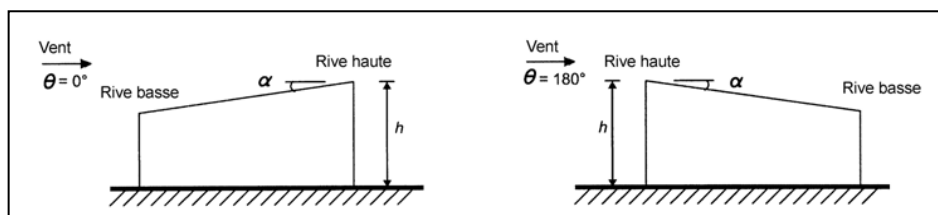
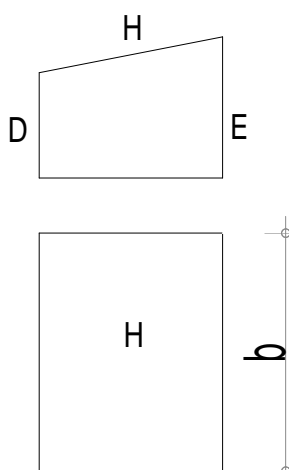


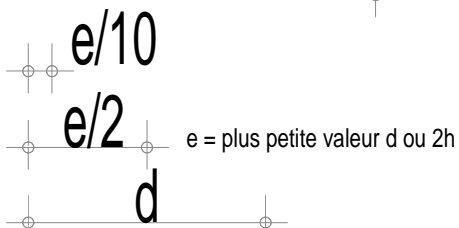
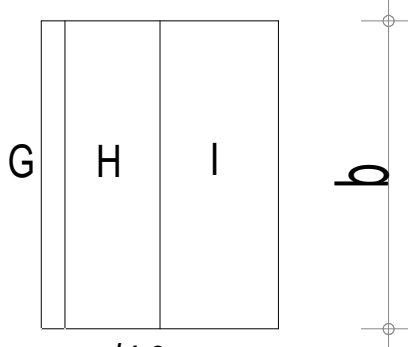
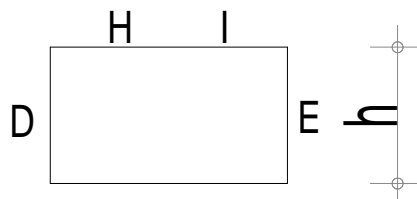
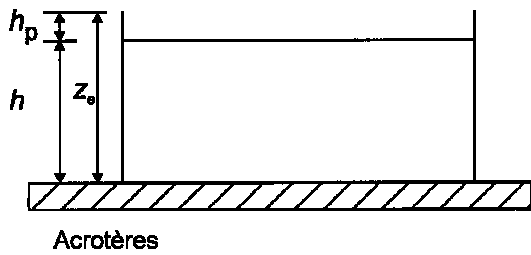
On utilisera les Cpe des abaques toitures à deux versants ou à un versant

Exemple 3 : Ajouter à l'exemple 2, une avancée de toiture de 2 m sur le versant gauche et en indiquer les cas à vérifier

### 35. Toiture à un versant - VOIR ABAQUES : Cpe TOITURE 1 VERSANT H )

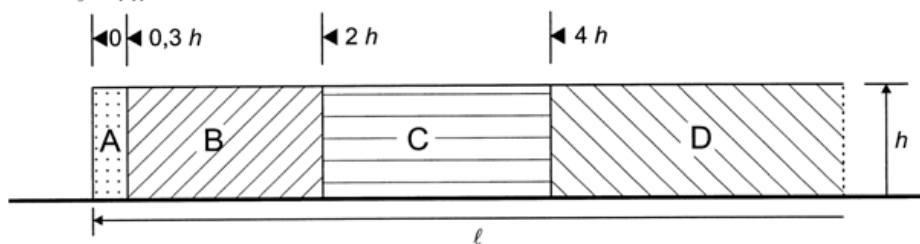
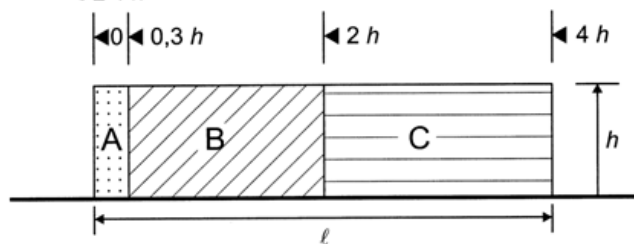
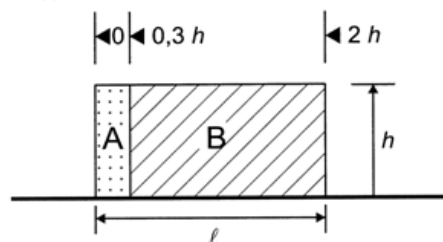
Le découpage simplifié des zones :



**36. Toitures terrasses****Le découpage des zones :**

Type de toiture		<b>G</b>	<b>H</b>	<b>I</b>
Rives arêtes vives		-1.2	-0.7	-0.2
Avec acrotère	$h_p/h = 0.025$	-1.1	-0.7	-0.2
	$h_p/h = 0.05$	-0.9	-0.7	-0.2
	$h_p/h = 0.10$	-0.8	-0.7	-0.2

**Cpe toiture terrasse**

**37. Acrotère**Pour  $\ell > 4h$ Pour  $\ell \leq 4h$ Pour  $\ell \leq 2h$ 

$\ell$  représente la longueur du bâtiment (et donc de l'acrotère)

$h$  représente la hauteur de l'acrotère

La zone A représente la rive de l'acrotère, elle peut être maintenue par un retour d'angle.

On obtient la pression du vent sur l'acrotère de la manière suivante :

$$W_{\text{acrotère}} = q_p(z) \times C_{p_{\text{net}}}$$

Pour vérifier la structure de l'acrotère, on vérifiera le support le plus sollicité (généralement en zone A ou B).

 $C_{p_{\text{net}}}$ 

Zone		A	B	C	D
Sans retour d'angle	$l/h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
	$l/h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
	$l/h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
Avec retour d'angle de longueur $\geq h$		2,1	1,8	1,4	1,2

Exemple 4 : Pression de vent sur l'acrotère suivant :  $l = 10\text{m}$ ,  $h = 1\text{m}$ , pas de retour d'angle

**38. DISTINCTIONS BATIMENTS FERMES - - PARTIELLEMENT OUVERTS - OUVERTS (TOITURES ISOLEES)****1 BATIMENTS FERMES****2 BATIMENTS  
PARTIEMENT OUVERTS****3 TOITURES ISOLEES**

Nota : Pour les bâtiments fermés, on applique les règles vues ci-dessus

Pour les bâtiments partiellement ouverts on applique les règles du paragraphe 39.

Pour les bâtiments ouverts et les toitures isolées, on applique les règles des paragraphes 3.10 et 3.11

**39. BATIMENTS PARTIELLEMENT OUVERTS**

Lorsque une face du bâtiment est fortement ouverte,  $C_{pi}$  devient :

**0,75  $C_{pe}$  de la façade ouverte**

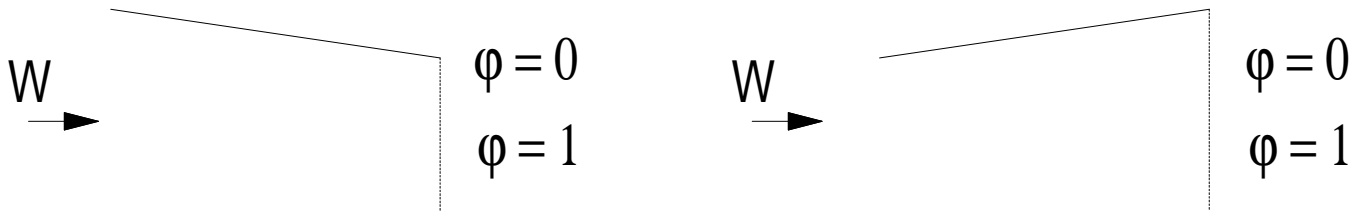
(les ouvertures représentent 2 fois la surface des ouvertures des autres faces)

**0.90  $C_{pe}$  de la façade ouverte**

(les ouvertures représentent 3 fois la surface des ouvertures des autres faces)

**3.10. Toiture isolée 1 versant**

La toiture isolée se présente de la manière suivante :



$\phi$  correspond à une obstruction réalisée par un stockage ou une paroi. Si l'obstruction est totale, on prend  $\phi = 1$ , si elle est partielle on fait une interpolation entre  $\phi = 0$  et  $\phi = 1$

**On effectue deux vérifications :**

**Vérification n°1 :**  $W_{\text{pression sur versant}} = q_p(z) \times C_{p_{\text{net}}}$

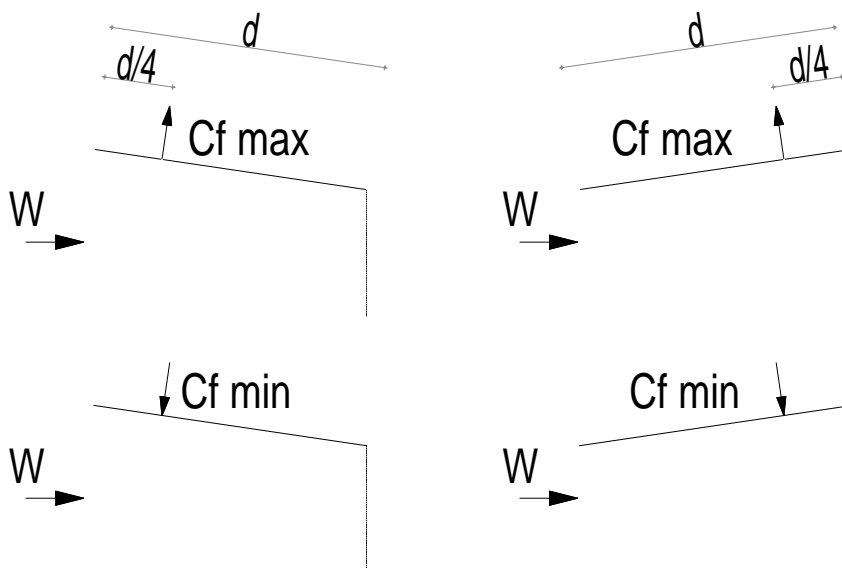
On distingue deux cas, une vérification avec  $C_{p_{\text{net}} \text{ max}}$   
 une vérification avec  $C_{p_{\text{net}} \text{ min}}$ ,  $C_{p_{\text{net}} \text{ min}}$  selon l'obstruction  $\phi$   
 $\phi=0$  pas d'obstruction  
 $\phi=1$  obstruction sur toute la hauteur

**$C_{p_{\text{net}}}$ , consulter le tableau ci-dessous**

**Vérification n°2 :** Force résultante =  $q_p(z) \times C_f \times \text{Surface concernée}$   
 (Appliquée au  $\frac{1}{4}$  du versant selon schémas ci-dessous)  
 « LA VERIFICATION n°2 CONCERNE LES ANCRES »

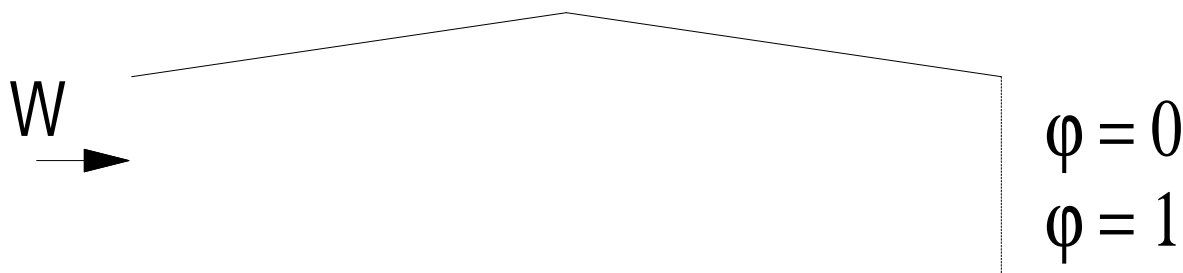
On distingue deux cas, une vérification avec  $C_f \text{ max}$   
 une vérification avec  $C_f \text{ min}$ ,  $C_f \text{ min}$  selon l'obstruction  $\phi$   
 $\phi=0$  pas d'obstruction  
 $\phi=1$  obstruction sur toute la hauteur

**$C_f$ , consulter le tableau ci-dessous**



**3.11. Toiture isolée 2 versants**

La toiture isolée deux versants se présente de la manière suivante :



$\varphi$  correspond à une obstruction réalisée par un stockage ou une paroi. Si l'obstruction est totale, on prend  $\varphi = 1$ , si elle est partielle on fait une interpolation entre  $\varphi = 0$  et  $\varphi = 1$

**On effectue deux vérifications :**

**Vérification n°1 :**  $W_{\text{pression sur versant}} = q_p(z) \times C_{p_{\text{net}}}$

On distingue deux cas,	une vérification avec	$C_{p_{\text{net}} \text{ max}}$
	une vérification avec	$C_{p_{\text{net}} \text{ min}}, C_{p_{\text{net}} \text{ min}}$ selon l'obstruction $\varphi$
		$\varphi 0$ pas d'obstruction
		$\varphi 1$ obstruction sur toute la hauteur

**$C_{p_{\text{net}}}$ , consulter le tableau ci-dessous**

**Vérification n°2 :** Force résultante =  $q_p(z) \times C_f \times \text{Surface concernée}$   
 (Appliquée au  $\frac{1}{4}$  du versant selon schémas ci-dessus)  
 « LA VERIFICATION n°2 CONCERNE LES ANCRAGES »

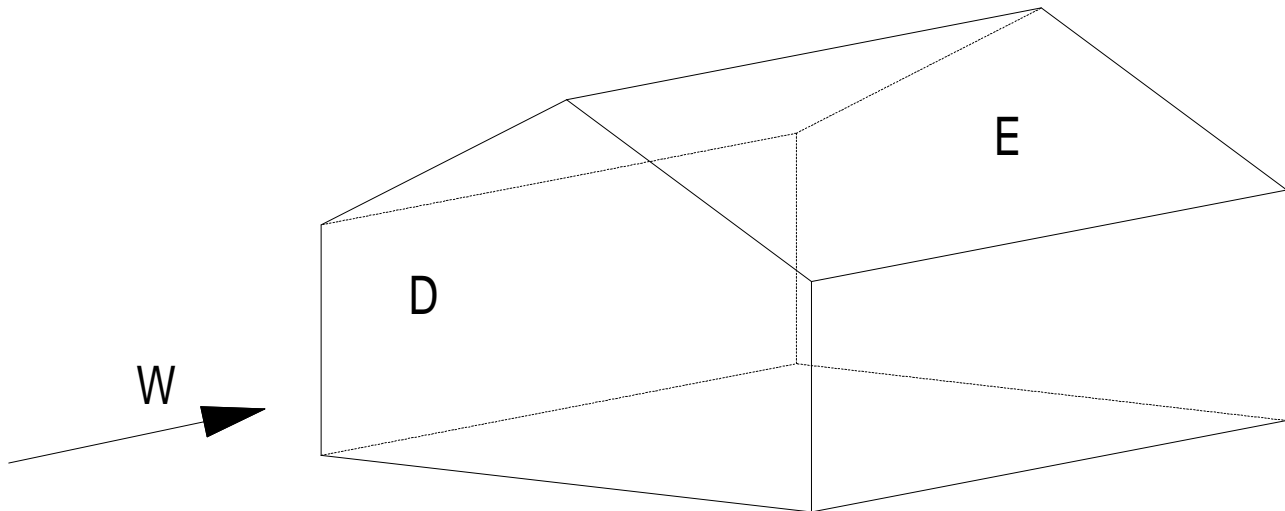
On distingue deux cas,	une vérification avec	$C_f \text{ max}$
	une vérification avec	$C_f \text{ min}, C_f \text{ min}$ selon l'obstruction $\varphi$
		$\varphi 0$ pas d'obstruction
		$\varphi 1$ obstruction sur toute la hauteur

**$C_f$ , consulter le tableau ci-dessous**

**REMARQUE SUR LES BATIMENTS OUVERTS SUR AU MOINS DEUX FACADES :**

**ON APPLIQUERA LA VERIFICATION DES TOITURES ISOLEES**



**3.12. Contreventement des bâtiments à une ou deux pentes****Pression sur les parois verticales D et E**

On recherche la pression sur la surface au vent D et la surface sous le vent E.

**L'effort du vent (pression du vent) par façade s'écrit :**

$$W = q_{p(z)} \times (C_{pe} - C_{pi})$$

RAPPEL :  $C_{pi} + 0.2$   
 $C_{pi} - 0.3$

On calcule  $C_{pe}$  comme pour les parois verticales (paragraphe 31).

**(VOIR ABAQUE :  $C_{pe}$  PAROIS VERTICALES)**

**L'effort global du vent sur le bâtiment s'écrit :**

$$F = q_{p(z)} \times (C_{pe} S_1 + C_{pe} S_2) \times \text{Surface pignon}$$

**3.13 - Pression sur les surfaces qui sont dans le sens du vent : versants de la toiture et les parois verticales (ces surfaces sont // au sens du vent)**

**Murs verticaux // au sens du vent**

PAR SIMPLIFICATION ON RETIENDRA :

Fermes et pièces de rive

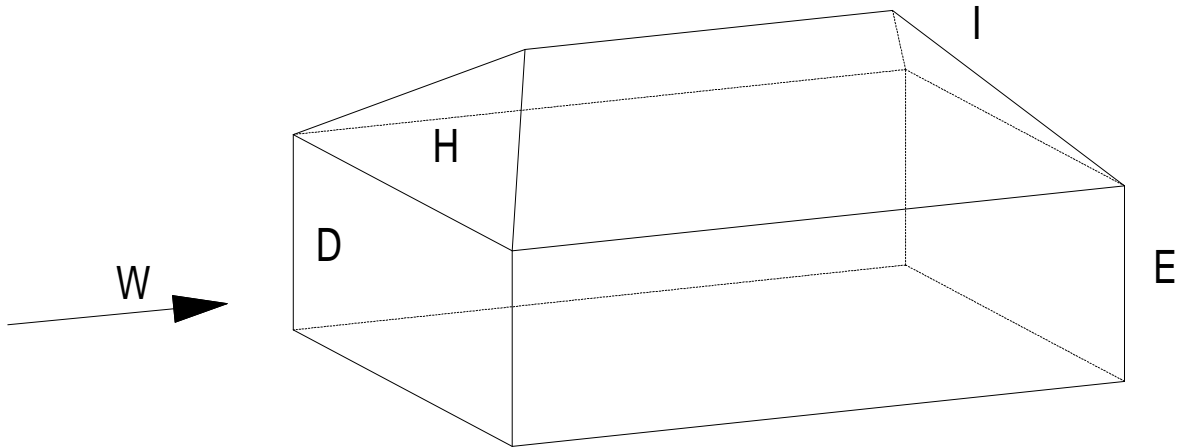
$$C_{pe} = -1.2$$

Fermes et pièces centrales

$$\underline{C_{pe} = -0.8}$$

Nota 1 : par pièces de rive, on entend : poteaux, lisses, pannes, chevrons ...

Nota 2 : on considérera que la rive correspond à  $e/10$  avec  $e$  = la plus petite valeur entre  $2h$  et  $b$  ( $h$  hauteur du bâtiment ou de l'arase et  $b$  dimension horizontale  $\perp$  au vent).

**3.14. Contreventement des bâtiments à quatre pentes**

On négligera l'effet du vent sur les versants. On recherche la pression sur les surfaces au vent D et H et les surfaces sous le vent E et I.

**L'effort du vent (pression du vent) par façade s'écrit :**

$$W = q_{p(z)} \times (C_{pe} - C_{pi})$$

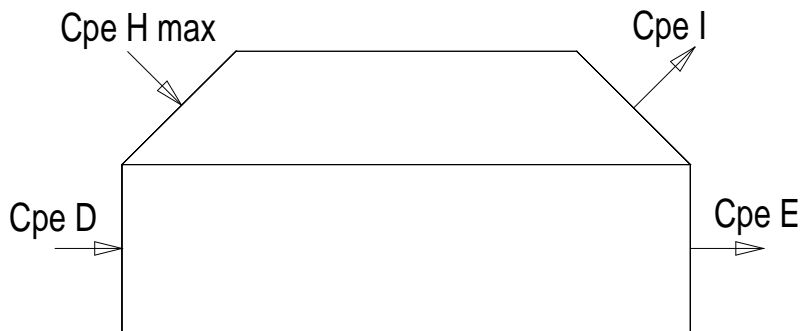
RAPPEL :  $C_{pi} + 0.2$   
 $C_{pi} - 0.3$

On calcule les  $C_{pe}$  des surfaces D et E comme pour les parois verticales (paragraphe 31).  
 (VOIR ABAQUE :  $C_{pe}$  PAROIS VERTICALES)

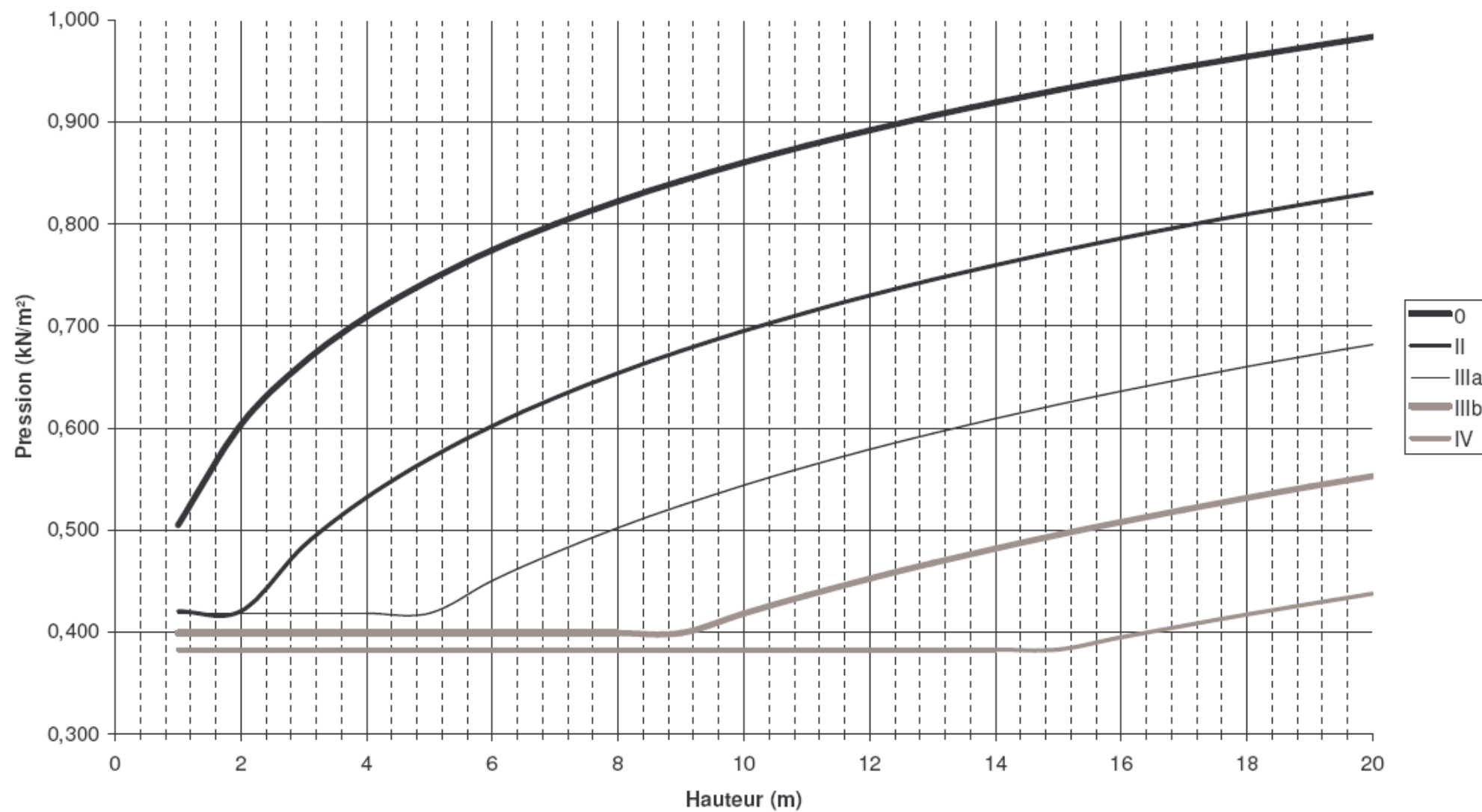
On calcule le  $C_{pe}$  des surfaces H et I selon l'abaque ci-dessous.  
 (VOIR ABAQUE :  $C_{pe}$  Surfaces H et I – Toitures à 4 versants)

**L'effort global du vent sur le bâtiment s'écrit :**

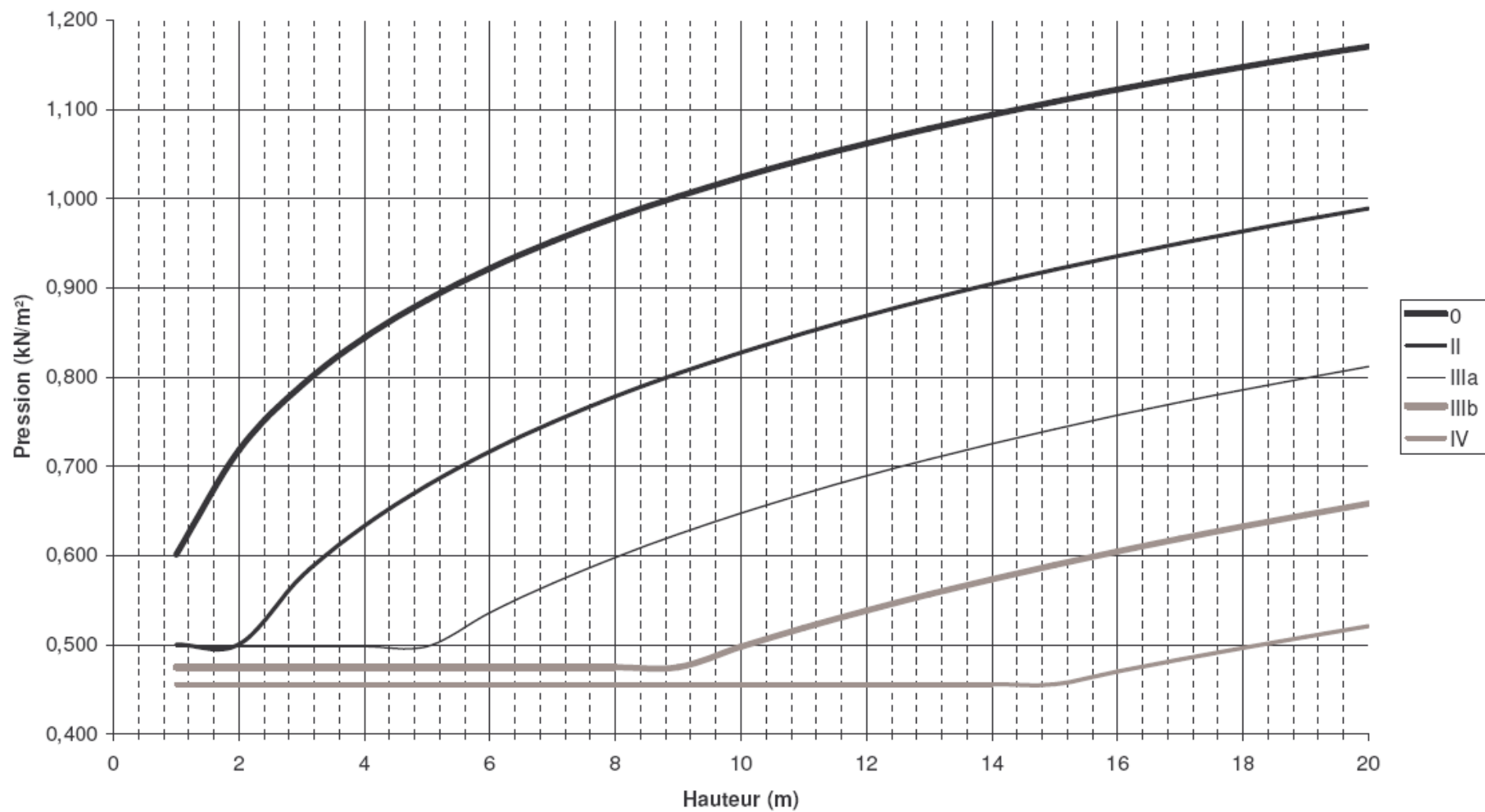
$$W = q_{p(z)} \times \Sigma_{\text{vectorielle}} (C_{pe} \times \text{surface})$$



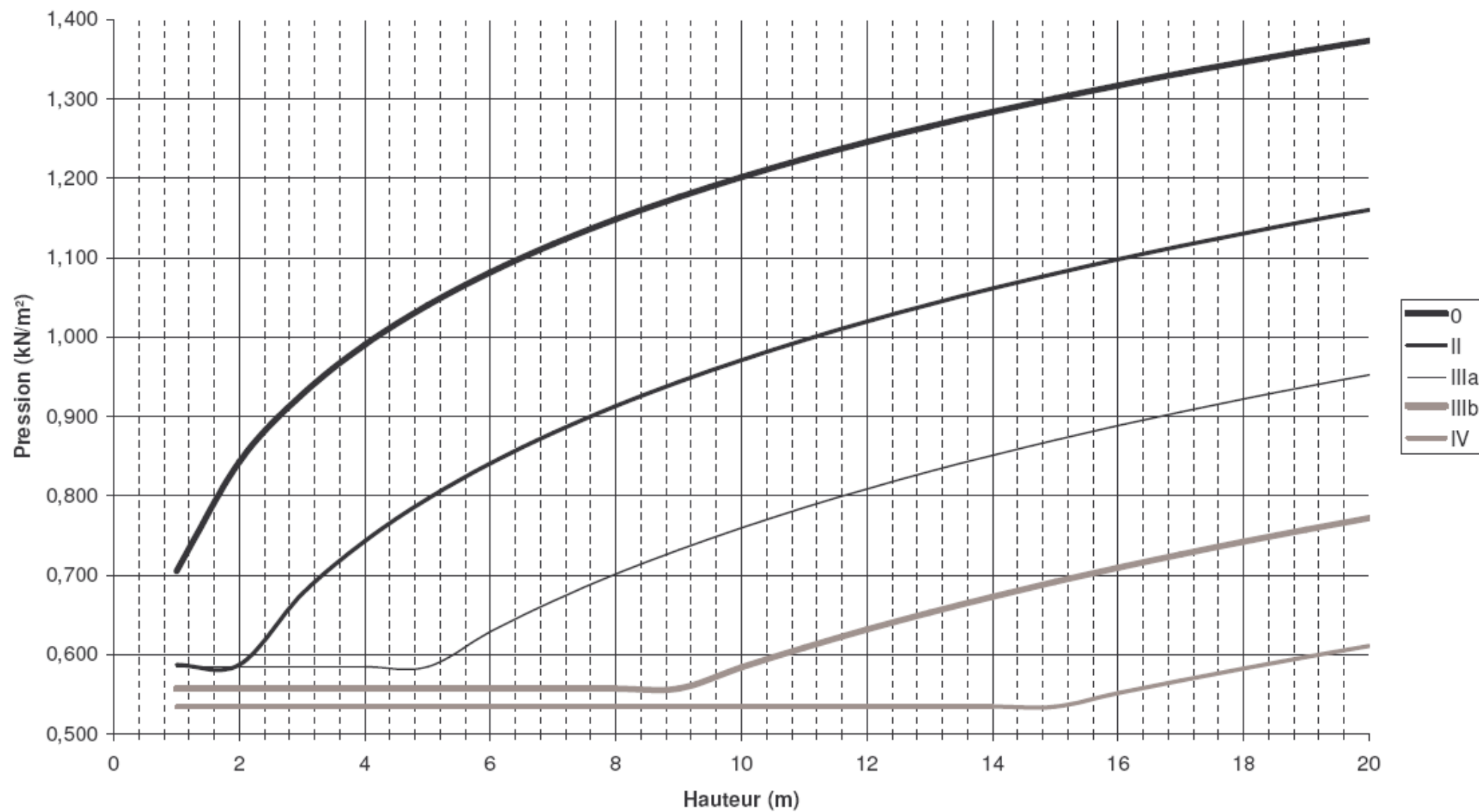
## PRESSION DYNAMIQUE DE POINTE ZONE 1



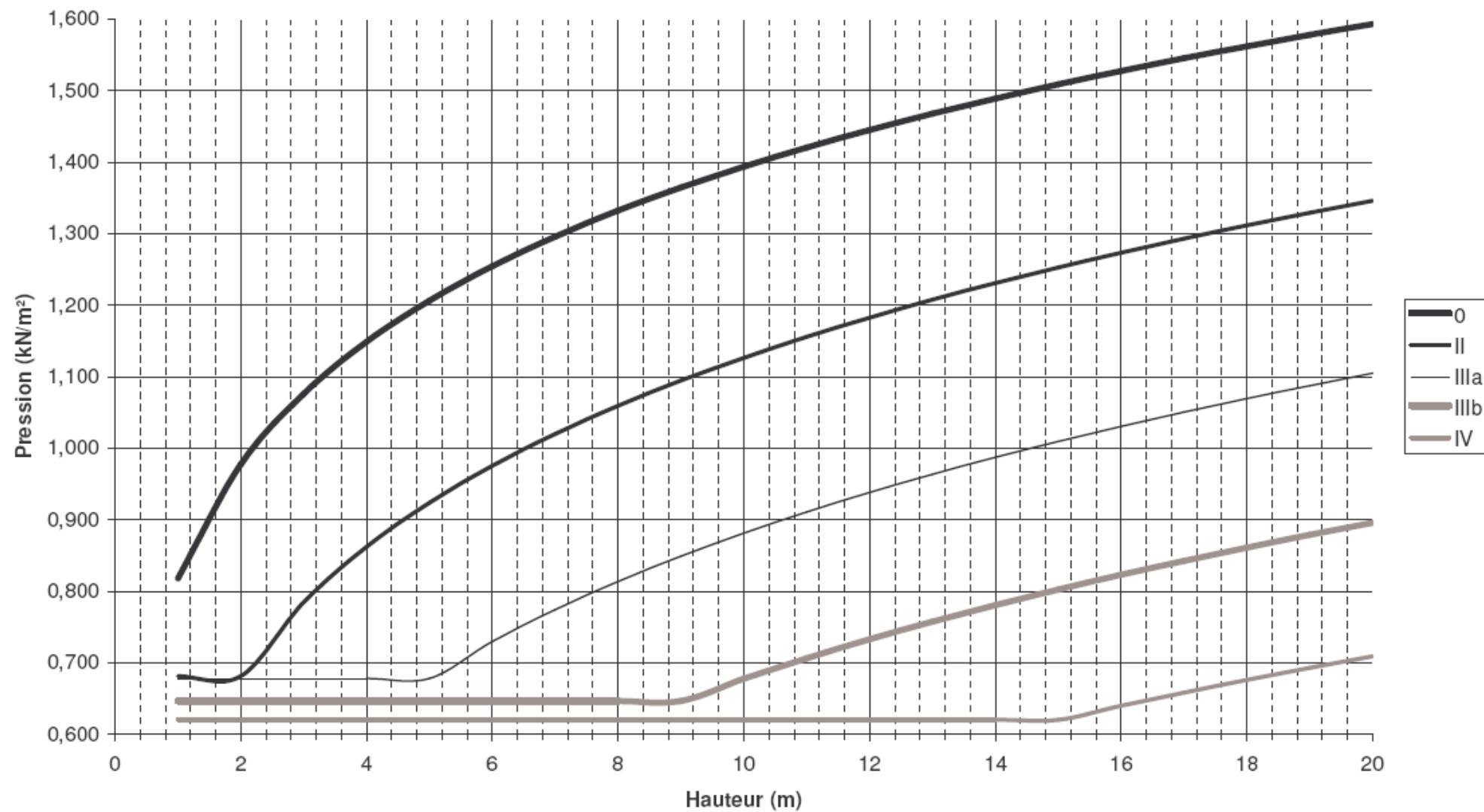
## PRESSION DYNAMIQUE DE POINTE ZONE 2

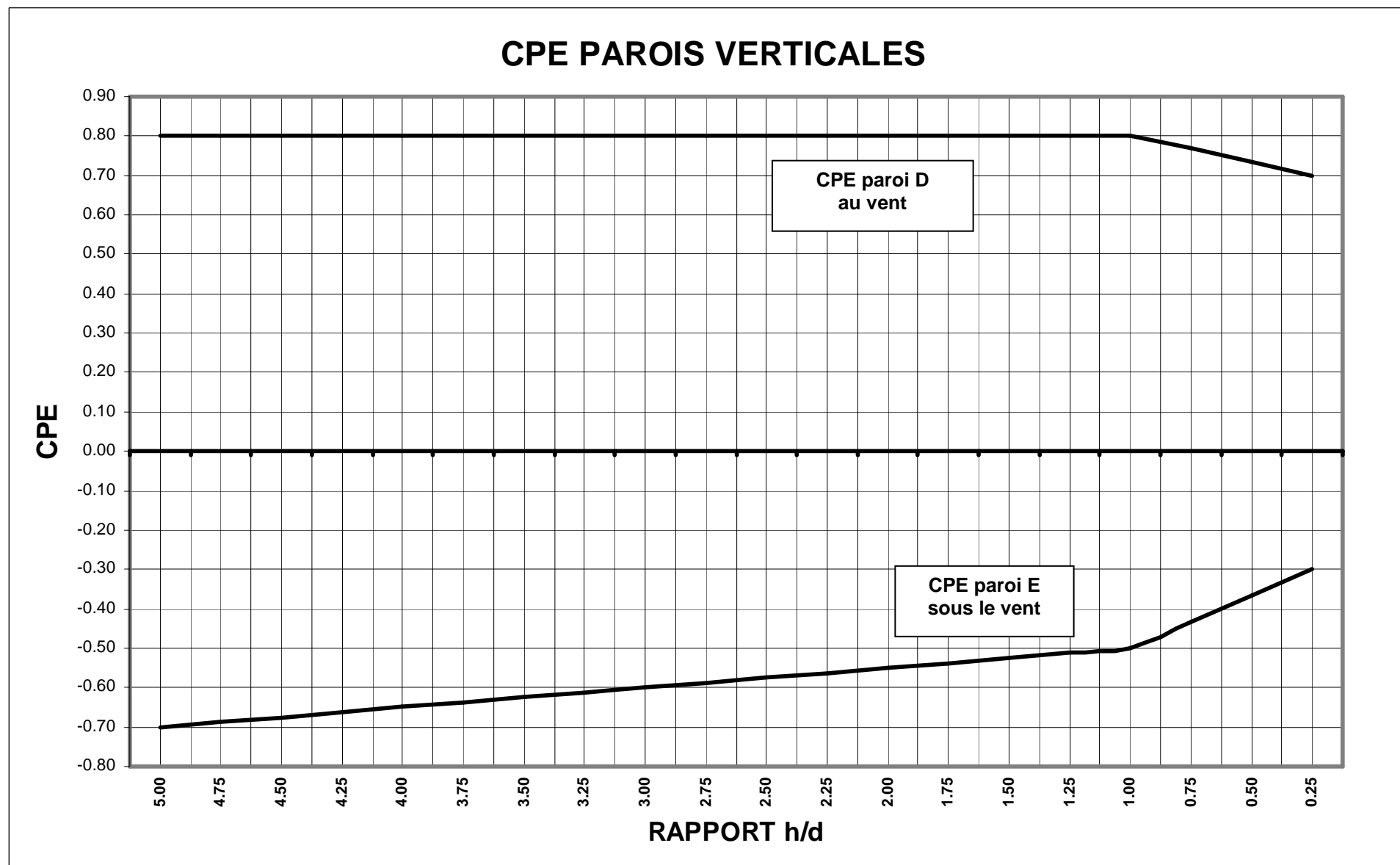


## PRESSION DYNAMIQUE DE POINTE ZONE 3



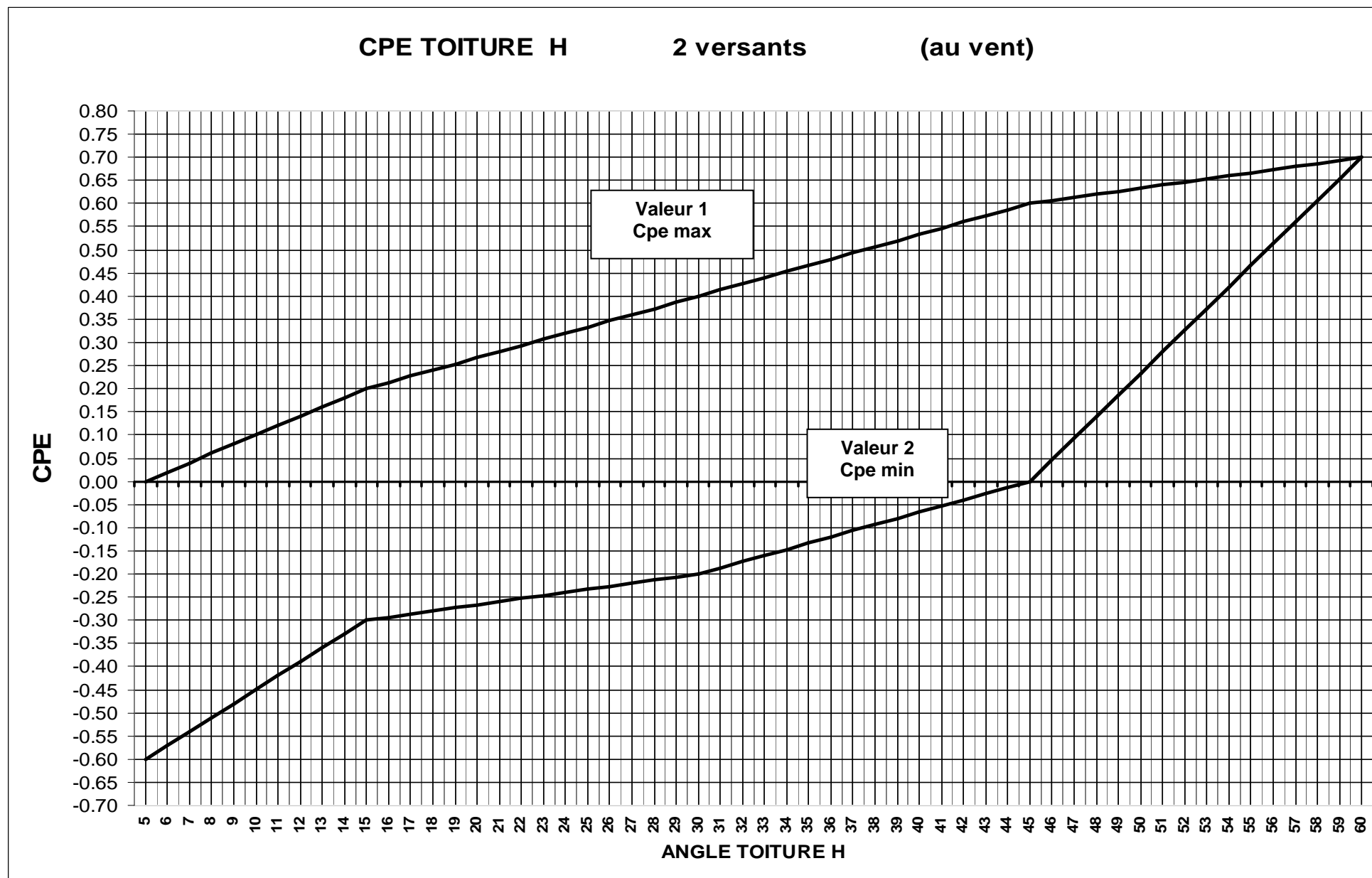
## PRESSION DYNAMIQUE DE POINTE ZONE 4



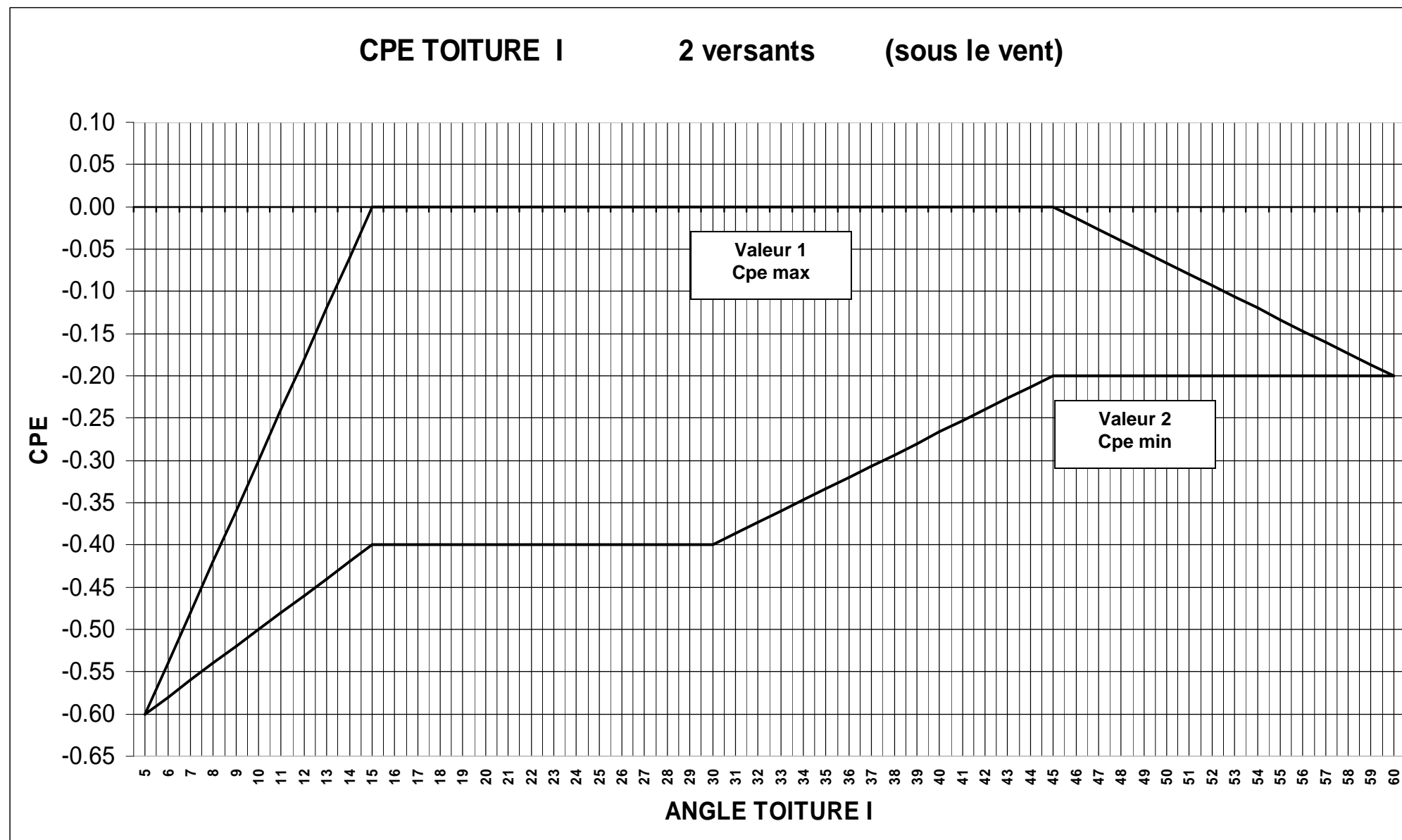


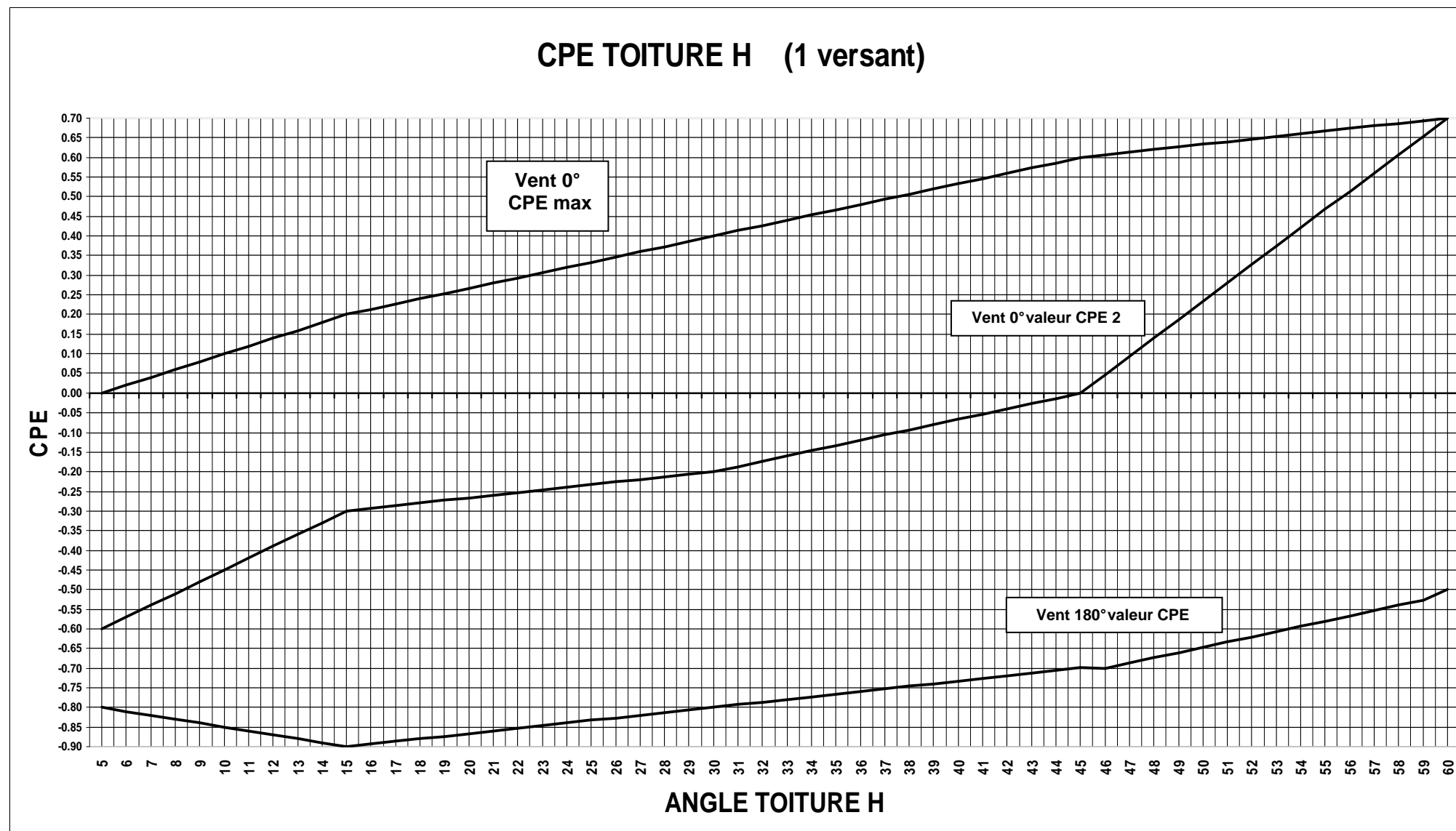
h , hauteur de la paroi verticale

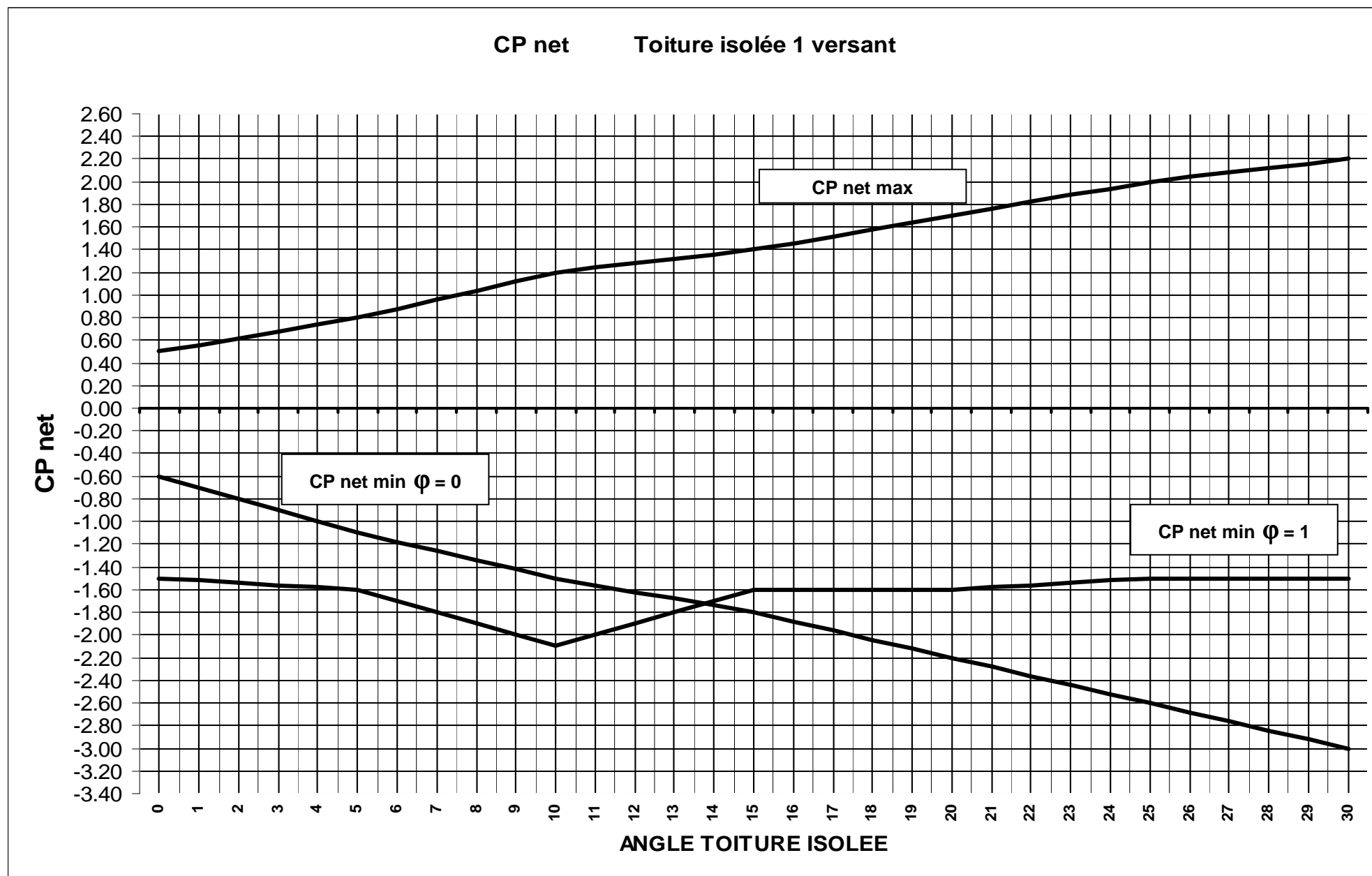
d, dimension // au vent



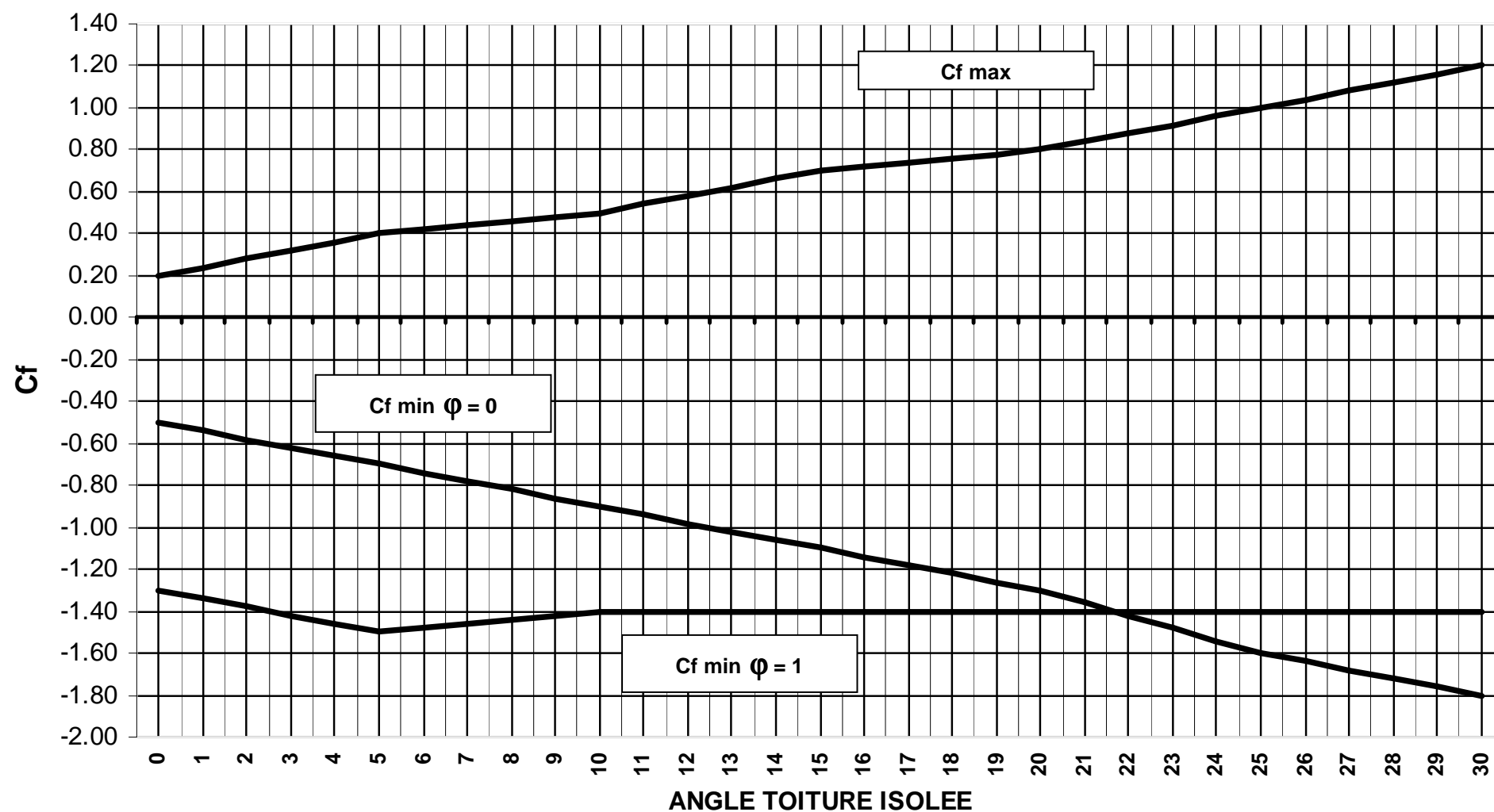


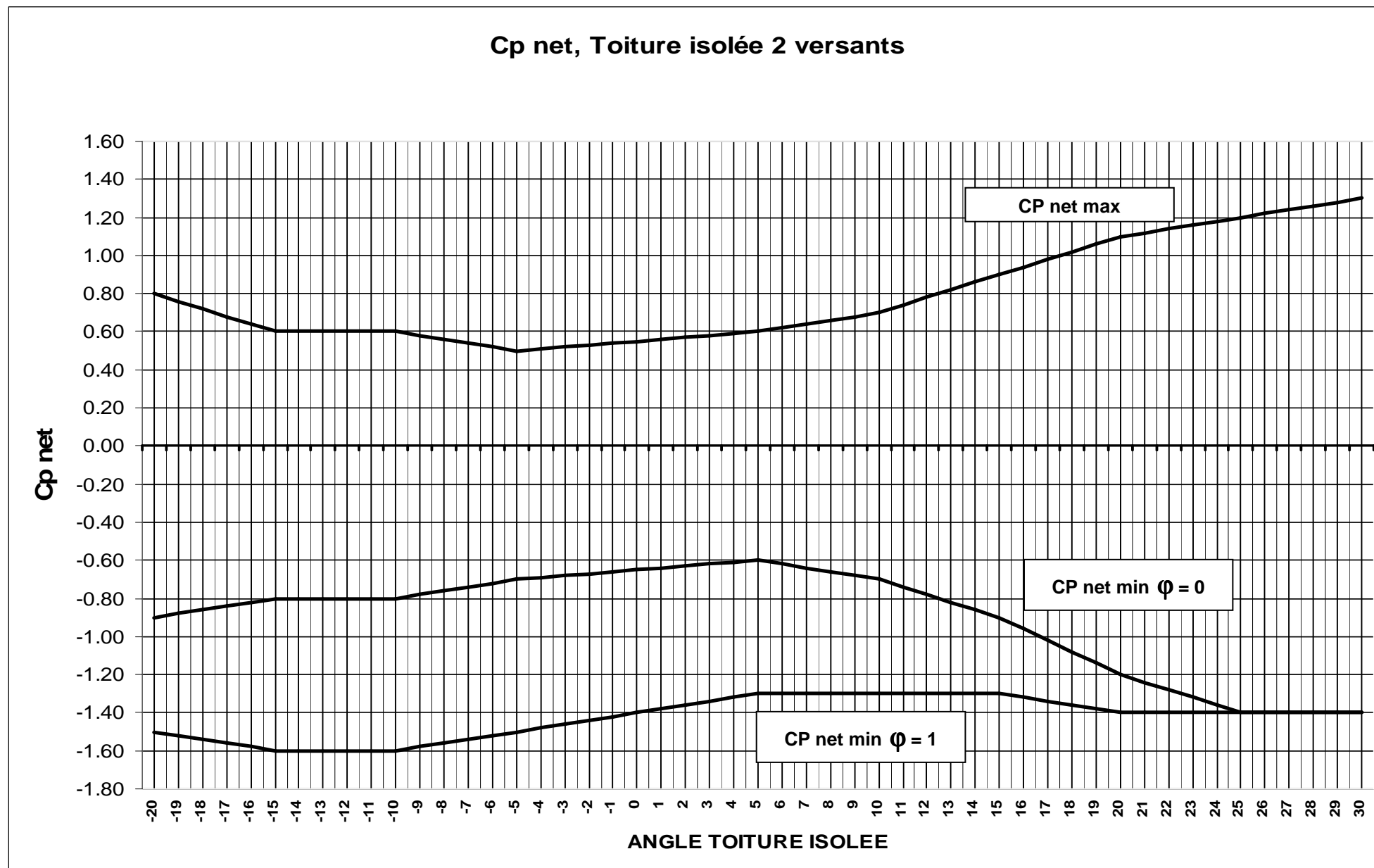




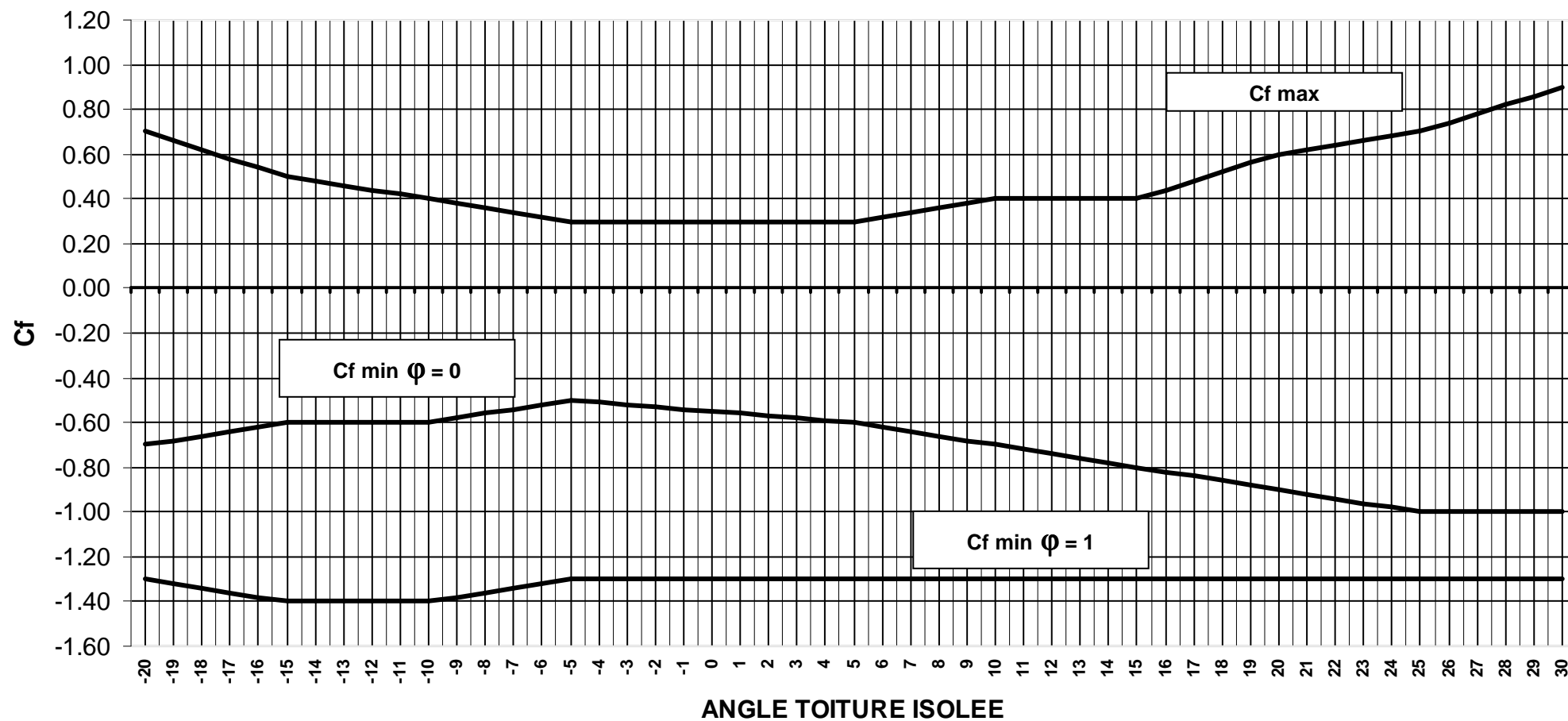


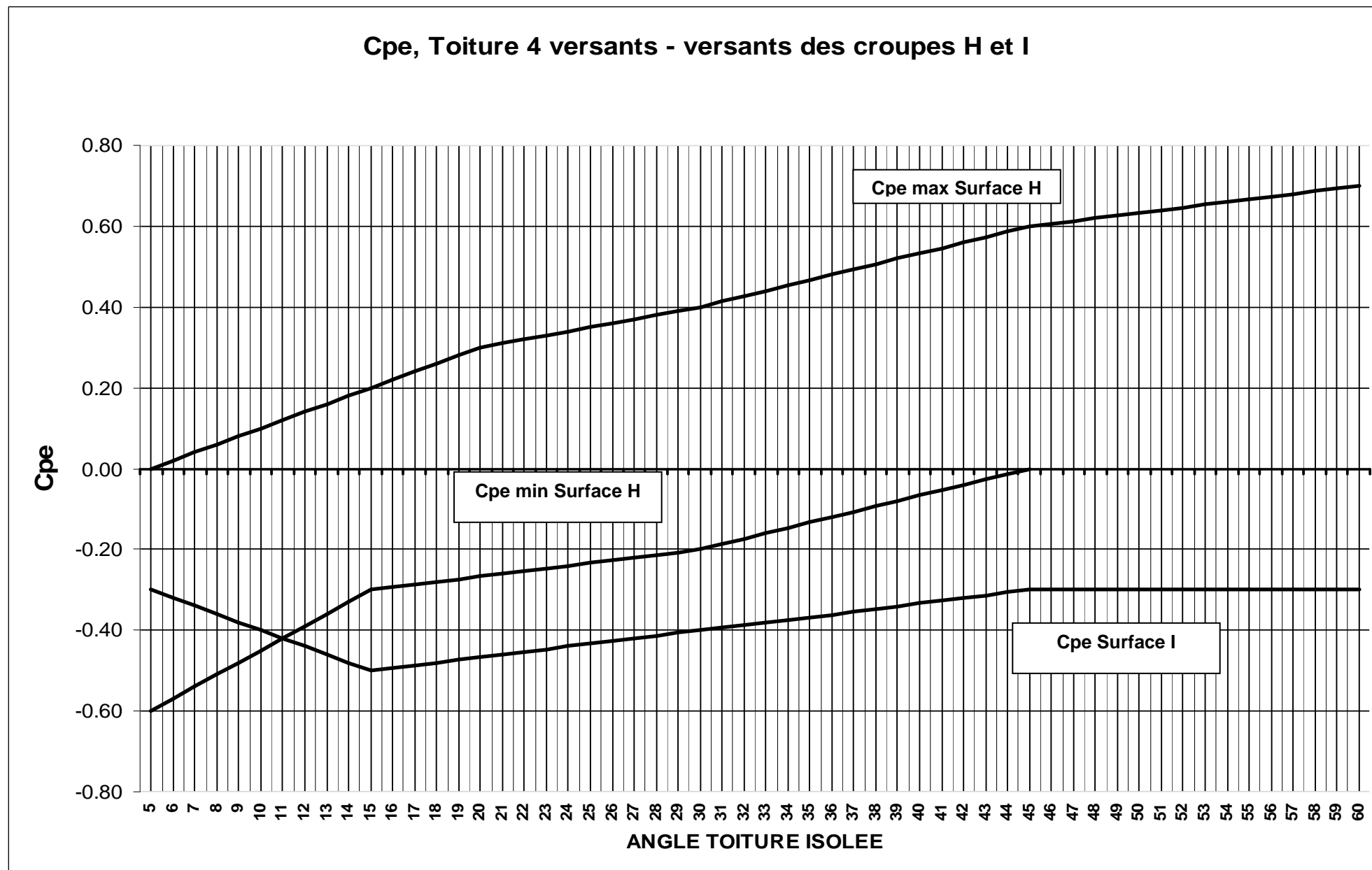
**Cf, Coefficient de force      Toiture isolée 1 versant**  
**résultante applicable au 1/4 du versant**





**Cf, Coefficient de force      Toiture isolée 2 versants**  
**résultante applicable au 1/4 du versant**





# LES ACTIONS APPLIQUEES AUX STRUCTURES – LES COMBINAISONS D'ACTIONS

## 1) Les différentes actions à prendre en compte...

Dans l'attente de l'application intégrale de l' Eurocode 1, qui concerne les différentes charges appliquées aux structures, l' Eurocode 5 distinguera les trois types d'actions suivantes :

Tableau 2.1 : Actions sur les structures - Désignation

SYMBOLE	TYPE	DESIGNATION	NORME - REGLEMENT
<b>G</b>	<b>Actions permanentes</b>	Poids propre de la structure	NF-P-06.111-1
		Poids propre des équipements	
<b>Q</b>	<b>Actions variables</b>	Charges d'exploitation <b>Q</b>	NF-P-06.111-1
		Charges climatiques de neige <b>S</b>	EC1 1-3
		Charges climatiques de vent <b>W</b>	EC1 1-4
<b>A</b>	<b>Actions accidentelles</b>	Explosions, chocs	
		Actions sismiques <b>Ag</b>	PS 92

## 2) Pratique des combinaisons pour les situations les plus fréquentes ...dans le cadre du BTS SCBH

Afin de faciliter l'établissement des combinaisons de vérification, on pourra dans le cadre de ce cours se référer aux situations décrites ci-dessous.

La notation se fera à partir des abréviations suivantes :

- Charges permanentes G
- Charges d'exploitation Q
- Charges de neige pour les barres isolées
  - . neige pour les barres isolées (max de Si,Sii,Siii) Si
  - (attention ne pas oublier les accumulations de neige éventuelles)
- Charges de neige pour les bâtiments dans leur ensemble
  - . neige sans distribution par le vent Si
  - . neige après distribution par le vent Sii et Siii
  - . neige accidentelle Sa
- Charges de vent pour les barres isolées
  - . vent exerçant une pression sur la barre W+
  - . vent exerçant une dépression sur la barre W-
- Charges de vent pour les bâtiments dans leur ensemble
  - . vent long pan W1, W2, W3 ...
  - (on se limitera à 1, 2 ou 3 cas de vent selon le long pan)
  - . vent pignon et pression intérieure WP1, WP2
  - (on se limitera à 1 ou 2 cas de vent selon le pignon)

**Pour les projets du BTS SCBH, vous pouvez utiliser les feuilles de calcul automatique de recherche des combinaisons (COACH CHARGEMENTS) :**

- **Barres isolées**
- **Structures symétriques**
- **Structures dissymétriques**
- **Toitures accessibles**



## COMBINAISONS REGLEMENTAIRES à L'EUROCODE 5

Combinaisons simplifiées dans le cadre du BTS SCBH

Tableau des valeurs $\Psi_0$ et $\Psi_2$			
CHARGES D'EXPLOITATION BATIMENTS		$\Psi_0$	$\Psi_2$
A Habitations, résidentiels		0.7	0.3
B Bureaux		0.7	0.3
C Lieux de réunion		0.7	0.6
D Commerce		0.7	0.6
E Stockage		1.0	0.8
G Circulation véhicules < 30kN		0.7	0.6
F Circulation véhicules > à 30kN et > à 160kN		0.7	0.3
H Toîts		0.0	0
<b>Neige</b>	Altitude H > 1000 m	0.7	0.2
	Altitude H = 1000 m	0.5	0.0
<b>Charges dues au vent</b>		0.6	0.0

$$\text{ELU} \quad \sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_j \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

EC0 NF EN 1990 mars 2003  
AN NF P 06-100-2 Juin 2004  
Approche 2

<b>ELS</b>	<b>Combinaison Caractéristique</b>
	$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	<b>Combinaison Quasi-permanente</b>
	$\sum_j G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Altitude H > 1000 m	NF EN 1990 de Mars 2003
Altitude H = 1000 m	NF P 06-100-2 de Juin 2004

Barre isolée <b>G et Q</b>						
<b>ELU</b>	STR	1.35	<b>G</b>	+	1.5	<b>Q</b>
<b>ELS</b>	NET,FIN	$1+k_{def}$	<b>G</b>	+	$1+k_{def} \Psi_2$	<b>Q</b>

(\*2)  $\Psi_2$  voir tableau

Barre isolée <b>G et S</b>						
<b>ELU</b>	STR	1.35	<b>G</b>			
		1.35	<b>G</b>	+	1.5	<b>Si</b>
		1	<b>G</b>	+	1	<b>Sa</b>
<b>ELS</b>	NET,FIN	$1+k_{def}$	<b>G</b>	+	$1+k_{def} \Psi_2$	<b>Si</b>

(\*1)

(\*4)

(\*2)  $\Psi_2$  voir tableau

Barre isolée <b>G et W</b>						
<b>ELU</b>	STR	1.35	<b>G</b>			
		1	<b>G</b>	+	1.5	<b>W-</b>
		1.35	<b>G</b>	+	1.5	<b>W+</b>
<b>ELS</b>	INST				1	<b>W</b>
	NET,FIN	$1+k_{def}$	<b>G</b>	+	1	<b>W+</b>

[RETOUR MENU CHARGEMENTS](#)

Barre isolée <b>G, S et W</b>										
<b>ELU</b>	<b>STR</b>	1.35	<b>G</b>				(*1)			
		1.35	<b>G</b>	+	1.5	<b>Si</b>				
		1	<b>G</b>	+	1	<b>Sa</b>	(*5)			
		1.35	<b>G</b>	+	1.5	<b>W+</b>				
		1	<b>G</b>	+	1.5	<b>W-</b>				
		1.35	<b>G</b>	+	1.5	<b>S</b>	+	1.5xΨ0	<b>W+</b>	(*3)
	<b>INST</b>				1	<b>W</b>				
	<b>NET,FIN</b>	1+k <sub>def</sub>	<b>G</b>	+	1+k <sub>def</sub> Ψ2	<b>Si</b>				
1+k <sub>def</sub>		<b>G</b>	+	1	<b>W+</b>				(*2)	

W+ agit dans le sens de G, W- agit dans le sens contraire de G

(STRUCTURE BAT) <b>G, S et W</b>										
<b>ELU</b>	<b>STR</b>	<b>1.35</b>	<b>G</b>				(*1)			
		<b>1.35</b>	<b>G</b>	+	<b>1.5</b>	<b>Si</b>				
		<b>1</b>	<b>G</b>	+	<b>1</b>	<b>Sa</b>				
		<b>1.35</b>	<b>G</b>	+	<b>1.5</b>	<b>W</b>	(*6)			
		<b>1</b>	<b>G</b>	+	<b>1.5</b>	<b>W</b>		(*6)		
		<b>1.35</b>	<b>G</b>	+	<b>1.5</b>	<b>S</b>	+	1.5x <b>Ψ0</b>	<b>W</b>	(*3) (*6)
		<b>1</b>	<b>G</b>	+	<b>1.5</b>	<b>W</b>	+	1.5x <b>Ψ0</b>	<b>S</b>	
<b>ELS</b>	<b>INST</b>					<b>W</b>				
	<b>NET,FIN</b>	<b>1+k<sub>def</sub></b>	<b>G</b>	+	<b>1+k<sub>def</sub> Ψ2</b>	<b>Si</b>	(*2)			
		<b>1+k<sub>def</sub></b>	<b>G</b>	+	<b>1</b>	<b>W</b>				

- (\*1) Si  $S1 < 0.45G$  (classe risque 1 et 2, neige court terme) alors 1.35G + défavorable que 1.35G+1.5S  
 Si  $S1 < 0.36G$  (classe risque 3, neige court terme) alors 1.35G + défavorable que 1.35G+1.5S1  
 Si  $S1 < 0.30G$  (classe risque 1 et 2, neige moyen terme) alors 1.35G + défavorable que 1.35G+1.5S  
 Si  $S1 < 0.27G$  (classe risque 3, neige moyen terme) alors 1.35G + défavorable que 1.35G+1.5S

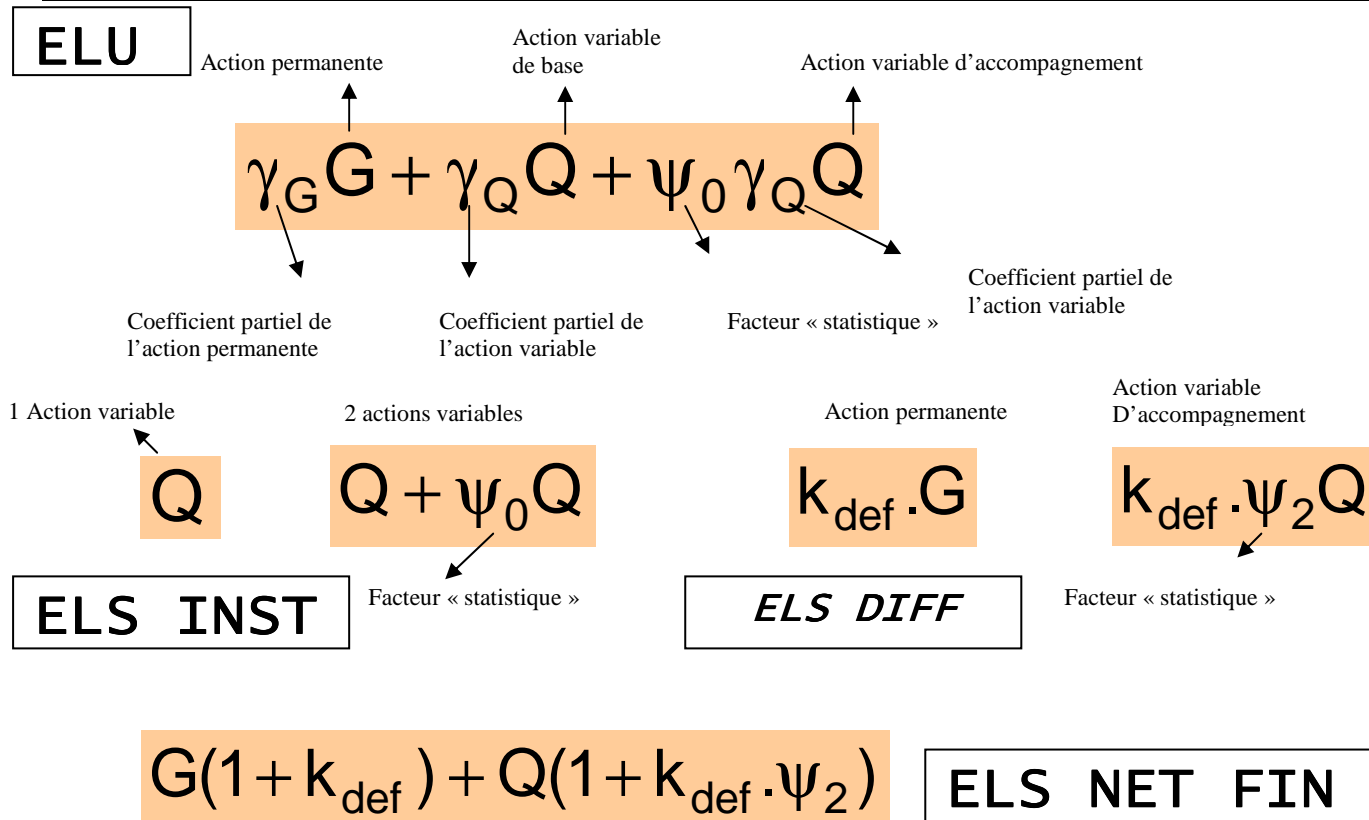
(\*2) Ψ2 voir tableau

(\*3) Pour W, 1,5 x Ψ0 soit 0,9 = 1,5 x Ψ0 (Ψ0 = 0,6)

(\*4) Si, neige cas i

(\*5) Sa est rarement défavorable

(\*6) Par W, on entend W1 max en effort horizontal, W2 max en soulèvement vertical, W3 max en écrasement vertical



# FIABILITE DU MATERIAU BOIS – INTRODUCTION A L'EC5

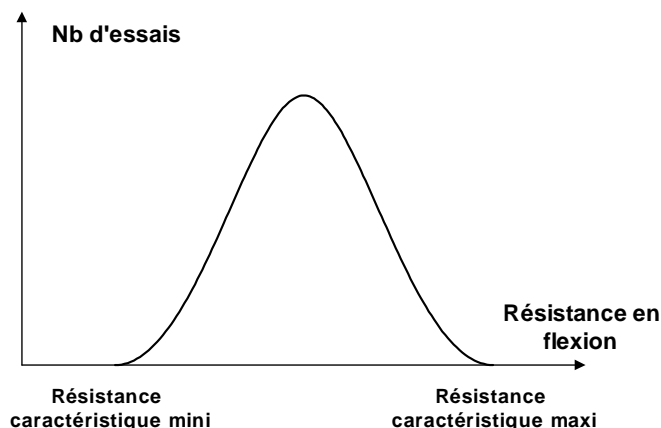
## LES CLASSES DE RESISTANCE : BOIS MASSIF ET BOIS LAMELLE COLLE

### 1) Les variations de propriétés mécaniques des bois.

Le bois est un matériau qui présente de grandes variations de propriétés mécaniques (résistance et élasticité) selon les essences mais également à l'intérieur d'un même arbre. Il est fréquent de constater pour une même essence des variations de propriétés entre la résistance mini et la résistance maxi allant de 1 à 10.

Il est donc nécessaire de classer le bois en catégories de résistance définies parfaitement, de manière à :

- ne pas utiliser du bois pour des sollicitations trop importantes par rapport à sa résistance. (**sécurité**)
- ne pas utiliser du bois avec de fortes qualités de résistance pour des emplois ne le nécessitant pas (**économie**)

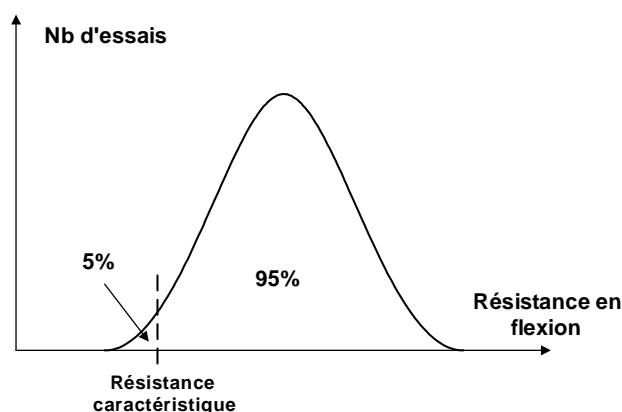


### 2) De la nécessité d'un classement aux valeurs caractéristiques.

Les bois sont classés en catégories de résistance par un classement visuel (EN 518, NFB 52001) ou par un classement machine (EN 519). Actuellement le classement le plus utilisé est le classement visuel, toutefois il sera certainement remplacé par le classement mécanique qui est plus objectif mais pour le moment plus coûteux.

On retiendra pour chaque catégorie issue du classement la **valeur caractéristique**. Elle représente par catégorie de bois une limite inférieure assurant que 95% des bois auront une contrainte de rupture en flexion  $\geq$  à la valeur de la classe. On nomme également cette valeur caractéristique « résistance au fractile de 5% ».

Par exemple dans la classe de résineux C22, 95% des bois de cette catégorie ont une résistance à la rupture en flexion  $\geq$  à 22MPa.



**3) La lecture des tableaux des valeurs caractéristiques.**

L'EC5 utilise une notation spécifique pour laquelle nous retiendrons pour l'instant les particularités suivantes :

**f** : résistance du matériau + des indices :

m : flexion

c : compression

t : traction

v : cisaillement

0, 90 : angle direction d'effort / fil du bois

k : valeur caractéristique sans coef de

sécurité

d : valeur de calcul avec coef de sécurité

**C** : Bois massif résineux

**D** : Bois massif feuillus

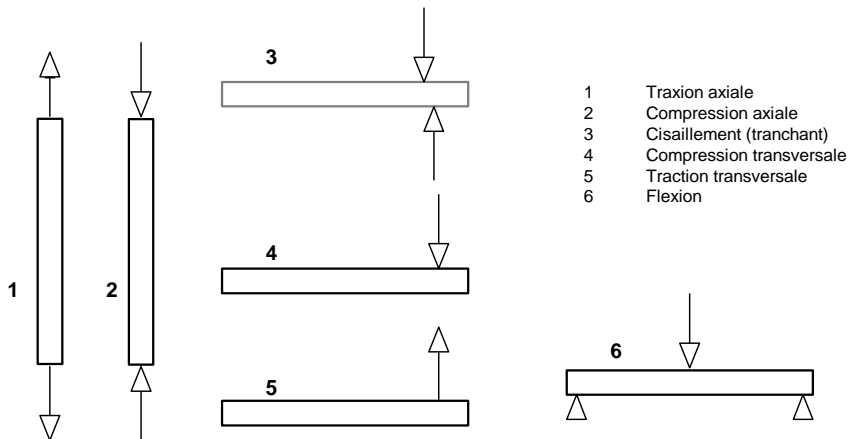
**GL** : Lamellé collé (Glulam)

Tableau 1.1 : Valeurs caractéristiques du BM (résineux et feuillus)

Caractéristiques	Symbole	C14	C16	C18	C22	C24	C27	C30
Propriétés de résistance en N/mm²								
Flexion	$f_{m,k}$	14	16	18	22	24	27	30
Traction axiale	$f_{t,0,k}$	8	10	11	13	14	16	18
Traction transversale	$f_{t,90,k}$	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4	0.4
Compression axiale	$f_{c,0,k}$	16	17	18	20	21	23	23
Compression transversale	$f_{c,90,k}$	4.3	4.6	4.8	5.1	5.3	5.6	5.7
Cisaillement	$f_{v,k}$	1.7	1.8	2	2.4	2.5	2.8	3
Propriétés de rigidité en kN/mm²								
Module moyen d'élasticité axial	$E_{0,moy}$	7	8	9	10	11	12	12
Module d'élasticité axial au fractile 5%	$E_{0,0,5}$	4.7	5.4	6	6.7	7.4	8	8
Module moyen d'élasticité transversal	$E_{90,moy}$	0.23	0.27	0.3	0.33	0.37	0.4	0.4

Extraits du tableau des valeurs caractéristiques BM (Voir Dossier technique)

**Rappel : les modes de sollicitations usuels du bois sont :**



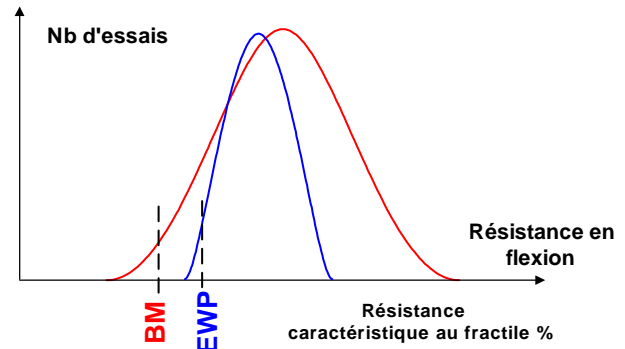
Pour une charge inclinée d'un angle  $\alpha$  par rapport au bois, on appliquera les formules suivantes :

$$f_{c,\alpha,k} = \frac{f_{c,0,k}}{\frac{f_{c,0,k}}{f_{c,90,k}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

$$f_{t,\alpha,k} = \frac{f_{t,0,k}}{\frac{f_{t,0,k}}{f_{t,90,k}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

#### **4) Les performances des produits industriels bois (EWP) comme le bois lamellé collé ou le LVL.**

Les produits industriels de structure comme le LC ou bien le LVL ne possèdent pas des qualités supérieures au bois massif. Leur résistance moyenne est même souvent < à celle du bois. Toutefois la fabrication industrielle à éliminer les aléas propres au bois massif, la dispersion de la résistance est plus faible et la valeur caractéristique au fractile 5% est donc > à celle du bois massif.



### **L'APPROCHE REGLEMENTAIRE DES VERIFICATIONS A L'EUROCODE 5**

#### **5) La définition des états limites.**

On distinguera les **ELU** (états limites ultimes) et les **ELS** (états limites de service). Un état limite est un état à partir duquel l'ouvrage ne remplit plus les fonctions pour lesquelles il a été prévu.

Ces fonctions sont pour les **ELU** :

- La résistance du matériau (ruine du matériau)
- L'équilibre statique (effondrement de la structure)

Pour les **ELS**, nous distinguerons :

- La déformation ou la vibration (dépassement des déformations admises) en instantanée et également dans le temps (phénomène de fluage)

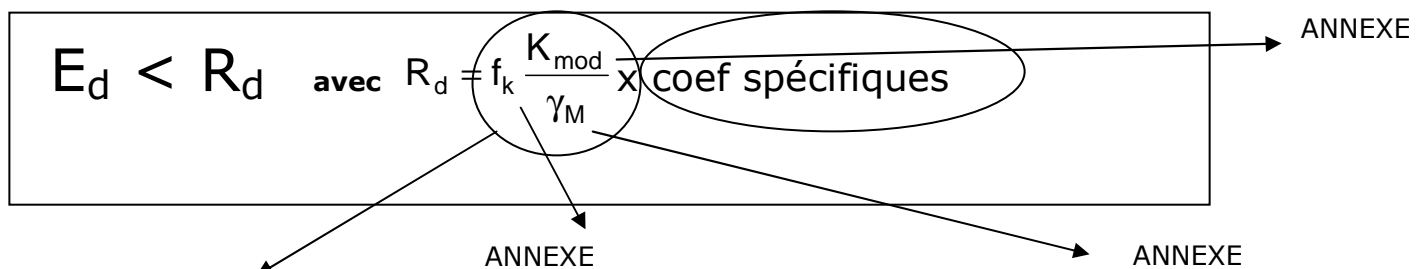
#### **6) L'approche probabilistique.**

##### **POUR LES ELU.**

Les contraintes que subira une structure à un endroit donné (section ou assemblage) ou en totalité doivent rester inférieures aux résistances de calcul du matériau bois. Le risque de dépassement doit être limité pour la durée de vie de l'ouvrage à environ 1/10000. Pour garantir cette probabilité, on :

- **majorera** les chargements par des coefficients de pondération selon la nature de la charge : permanente **G** (poids de la structure et des équipements), variables **Q** (charges d'exploitation, vent et neige) et accidentelles **A** (chocs, actions sismiques). Ces chargements permettront de calculer les sollicitations de calcul **E<sub>d</sub>**.
- **diminuera** les valeurs caractéristiques de résistance **f<sub>k</sub>** par un coefficient partiel de sécurité propre au matériau **γ<sub>m</sub>** et par un coefficient modificatif **K<sub>mod</sub>** propre à la durée d'application de la charge selon la classe de service (fonction du taux d'humidité dans le matériau bois). Selon les vérifications à effectuer on prendra en compte des coefficients spécifiques. On obtient ainsi une résistance de calcul **R<sub>d</sub>**.

On écrira que les effets des actions doivent rester inférieures aux résistances de calcul.



« **Forme commune à toutes les vérifications** »

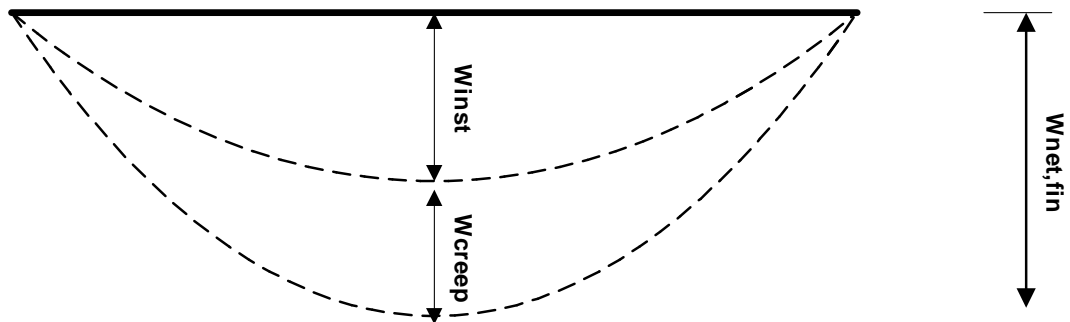
**coef spécifiques**, coefficients spécifiques propres au type de vérification.

**Nota :** on nommera la forme commune  $f_d = f_k \frac{K_{mod}}{\gamma_M}$ , c'est-à-dire valeur de résistance de calcul sans les coefficients spécifiques

**Nota :** Si lors d'une combinaison de chargements, on a des chargements de durée différente, on appliquera le coef Kmod relatif au chargement de moins longue durée.

#### POUR LES ELS.

- Les chargements ont des effets de déformation instantanée,  $W_{inst}$ .
  - Les chargements permanents ou quasi permanents ont des effets de déformation différée,  $W_{creep}$ .
  - La flèche résultante (en dessous des appuis) se nomme :  $W_{net,fin} = W_{inst} + W_{creep} (- W_c)^*$
- $W_{inst}$  : flèche instantanée, provoquée par l'ensemble des charges (charges permanentes incluses) sans tenir compte de l'influence de la durée de la charge et de l'humidité du bois sur la flèche.
- $W_{creep}$  : flèche différée provoquée par la durée de la charge et l'humidité du bois
- $(W_c)^*$  : contre-flèche fabriquée, inexistante dans cet exemple.



Il faut vérifier que la flèche provoquée par les actions appliquées à la structure reste inférieure ou égale à la flèche limite  $W_{verticale\ ou\ horizontale\ limite}$  (DT-Tab 4.1 ET 4.2).

On distingue deux vérifications :

#### La vérification de la déformation instantanée sous charges variables

$$W_{inst}(Q) \leq W_{verticale.ou.horizontal.limite.ins\ tan\ tan\ ée} \quad \text{ou} \quad \frac{W_{inst}(Q)}{W_{verticale\ ou\ horizontale\ limite\ ins\ tan\ tan\ ée}} \leq 1$$

#### La vérification de la déformation finale

$$W_{net,fin} \leq W_{verticale.ou.horizontal.limite.net.finale} \quad \text{ou} \quad \frac{W_{net,fin}}{W_{verticale\ ou\ horizontale\ limite\ net\ finale}} \leq 1$$

On calculera  $W_{\text{creep}}$  de la manière suivante

Pour G

$$W_{\text{creep}} = K_{\text{def}} \cdot W_{\text{inst}}$$

Pour les charges variables (Q,S )

$$W_{\text{creep}} = K_{\text{def}} \cdot \psi_2 \cdot W_{\text{inst}}$$

**Kdef, tableau 4.2 DT**

**$\psi_2$ , tableau 4.3 DT**

**Exemple : G et Q** - On calcule :

$$W_{\text{inst},G}$$

$$W_{\text{inst},Q}$$

$$W_{\text{creep},G} = K_{\text{def}} \cdot W_{\text{inst},G}$$

$$W_{\text{creep},Q} = K_{\text{def}} \cdot \psi_2 \cdot W_{\text{inst},Q}$$

$$W_{\text{net,fin},G} = W_{\text{inst},G} + W_{\text{creep},G} = (1 + k_{\text{def}}) \cdot W_{\text{inst},G}$$

$$W_{\text{net,fin},Q} = W_{\text{inst},Q} + W_{\text{creep},Q} = (1 + k_{\text{def}} \cdot \psi_2) \cdot W_{\text{inst},Q}$$

On vérifie :

$$W_{\text{inst},Q} \leq W_{\text{limite, inst}}$$

$$W_{\text{net,fin},G} + W_{\text{net,fin},Q} \leq W_{\text{limite, net finale}}$$

**Exemple : G et S** - On calcule :

$$W_{\text{inst},G}$$

$$W_{\text{inst},Q}$$

$$W_{\text{creep},G} = K_{\text{def}} \cdot W_{\text{inst},G}$$

$$W_{\text{creep},S} = K_{\text{def}} \cdot \psi_2 \cdot W_{\text{inst},S}$$

$$W_{\text{net,fin},G} = W_{\text{inst},G} + W_{\text{creep},G} = (1 + k_{\text{def}}) \cdot W_{\text{inst},G}$$

$$W_{\text{net,fin},Q} = W_{\text{inst},S} + W_{\text{creep},S} = (1 + k_{\text{def}} \cdot \psi_2) \cdot W_{\text{inst},S}$$

On vérifie :

$$W_{\text{inst},Q} \leq W_{\text{limite, inst}}$$

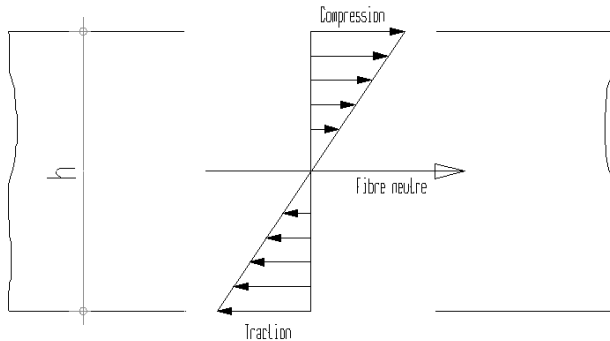
$$W_{\text{net,fin},G} + W_{\text{net,fin},S} \leq W_{\text{limite, net finale}}$$

# VERIFICATIONS DES SECTIONS (ELU)

## 1 - LA FLEXION (Poutres droites)

### 11) Petit rappel de RDM...

La flexion produit une contrainte normale dans la section d'une poutre. Cette contrainte normale peut être illustrée par les schémas suivants :



$$\sigma = \frac{My}{I/v}$$

$M$  moment de flexion  
 $I$  moment quadratique  
 $y$  distance à la fibre neutre  
 $\sigma$  contrainte normale

### 12) Vérification des poutres sollicitées en flexion selon un axe principal de la poutre

On vérifie donc :

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_h \cdot k_{ls} \cdot k_{crit}$$

$f_{m,d}$  = résistance de flexion (valeur de calcul)  
 $k_{mod}$  = DT Tableau 1.5  
 $f_{m,k}$  = résistance caractéristique en flexion  
 $\gamma_M$  = DT Tableau 1.6

$k_h$  = Coef de hauteur (DT, Tableaux 3.1 et 3.2)  
 $k_{ls}$  = Coef d'effet de système  
 $k_{crit}$  = Coef d'instabilité (déversement)

### Coefficient $k_h$ DT Tableaux 3.1, 3.2)

Le coefficient  $k_h$  est l'inverse d'un coef de sécurité, il majore les résistances. L'EC5 dit que plus la section est petite, moins il y a de chances de rencontrer un défaut dans la structure du bois.  $h$  est la hauteur de la pièce (pour la flexion).

**$k_h$  BM** si  $h \geq 150$  mm  $k_h = 1$   
 si  $h \leq 150$  mm  $k_h = \min(1,3 ; (150/h)^{0.2})$

**$k_h$  LC** si  $h \geq 600$  mm  $k_h = 1$   
 si  $h \leq 600$  mm  $k_h = \min(1,1 ; (600/h)^{0.1})$

### Coefficient $k_{ls}$

Lorsque plusieurs éléments porteurs de même nature et de même fonction (solives, fermes) sont sollicités par un même type de chargement réparti uniformément, la résistance de l'ensemble est supérieure à la résistance d'un seul élément pris isolément, c'est l'effet système. Nous limiterons son application aux solives et fermes assemblées par connecteurs.

L'EC5 prévoit l'application du coef **1,1**.



**Coefficient  $K_{crit}$  (DEVERSEMENT)**

Une poutre soumise à un moment de flexion peut se déverser (flambement latéral) dans sa partie comprimée. Cette possibilité d'instabilité est prise en compte de la manière suivante :

- Calcul de la contrainte critique, contrainte à partir de laquelle apparaît le déversement :

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78.E_{0,05}.b^2}{h.l_{ef}}$$

**$l_{ef}$  : longueur efficace définie comme un rapport de la portée. ( $l_{ef}/l$ )**

Sur appuis simples

Porte à faux

Charge répartie 0.9

Charge concentrée 0.8

Charge répartie 0.5

Charge concentrée 0.8

Si la poutre est chargée sur sa fibre comprimée  $l_{ef}$  est augmentée de la valeur  $2h$ .

Si la poutre est chargée sur sa partie tendue  $l_{ef}$  est diminuée de  $0.5h$ .

- Calcul de l'élancement relatif de flexion :

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,critique}}}$$

- Valeur du coefficient  $K_{crit}$  (DT, tableau 3.3)

CAS 1  $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$

$K_{crit} = 1$ , pas de déversement

CAS 2  $0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4$

$K_{crit} = 1,56 - 0.75 \lambda_{rel,m}$

CAS 3  $1,4 < \lambda_{rel,m}$

$K_{crit} = 1 / \lambda_{rel,m}^2$

Nota : Le coef  $K_{crit}$  peut être pris = à 1, si le déplacement latéral de la face comprimée est évité sur toute sa longueur, ainsi que si la rotation est évitée au niveau des appuis.

**$K_{crit}$  selon  $\lambda_{rel}$**

$K_{crit}$	0	1	2	3
0.00	1.00	0.81	0.25	0.11
0.05	1.00	0.77	0.24	0.11
0.10	1.00	0.74	0.23	0.10
0.15	1.00	0.70	0.22	0.10
0.20	1.00	0.66	0.21	0.10
0.25	1.00	0.62	0.20	0.09
0.30	1.00	0.59	0.19	0.09
0.35	1.00	0.55	0.18	0.09
0.40	1.00	0.51	0.17	0.09
0.45	1.00	0.48	0.17	0.08
0.50	1.00	0.44	0.16	0.08
0.55	1.00	0.42	0.15	0.08
0.60	1.00	0.39	0.15	0.08
0.65	1.00	0.37	0.14	0.08
0.70	1.00	0.35	0.14	0.07
0.75	1.00	0.33	0.13	0.07
0.80	0.96	0.31	0.13	0.07
0.85	0.92	0.29	0.12	0.07
0.90	0.89	0.28	0.12	0.07
0.95	0.85	0.26	0.11	0.06

Exemple : pour  $\lambda = 1,45$  on lit  $k_{crit} = 0.48$

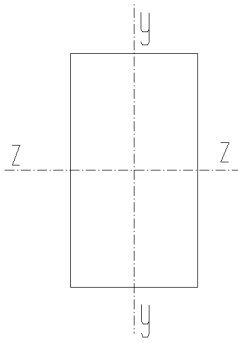
## 2 - LA COMPRESSION – LA TRACTION ... ( // au fil du bois et $\perp$ au fil du bois)

### 21) Compression axiale

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,k} \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{c,y}$$

$k_{c,y}$  ou  $k_{c,z}$  = coef de flambement selon l'axe y ou l'axe z.

#### Prise en compte du flambement :



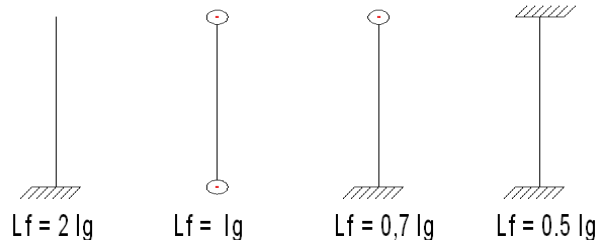
Le flambement est le résultat de l'instabilité d'une pièce soumise à de la compression axiale. Il y a risque de déplacement soudain selon l'inertie minimum de la pièce, sauf si des dispositions de constructions sont prévues. Une pièce rectangulaire présente deux directions principales d'inertie :

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} \quad \text{et} \quad I_{zz} = \frac{bh^3}{12}$$

#### Procédure pour calculer $K_{c,y}$

- (élancement mécanique)  $\lambda = \frac{l_f}{i}$   
 $l_f$ , longueur de flambement

$i$ , rayon de giration  $\longrightarrow i = \sqrt{\frac{I}{S}}$        $I$ , inertie minimum et  $S$ , section



- (élancement relatif)  $\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}}$  avec  $f_{c,0,k}$ , contrainte caractéristique en compression

- **CAS 1** :  $\lambda_{rel} \leq 0,45$       Pas de risque de flambement  $K_{c,y} = 1$

- **CAS 2** :  $\lambda_{rel} > 0,45$       Risque de flambement  $K_{c,y} = \frac{1}{\left(k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel}^2}\right)}$

Avec :  $K_y = 0,5 \times (1 + \beta_c (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2)$

$\beta_c = 0.2$  pour le BM

$\beta_c = 0.1$  pour le LC

Nota : Voir extraits DT, tableau 3.4 ; 3.4' et graphique 3.4

Tableau 3.4 Kcy (flambement BM) selon lambda relatif

K <sub>cy</sub>	0	1	2	3
0.05	1.000	0.652	0.215	0.101
0.10	1.000	0.615	0.206	0.098
0.15	1.000	0.579	0.197	0.095
0.20	1.000	0.545	0.188	0.092
0.25	1.000	0.512	0.181	0.089
0.30	1.000	0.482	0.173	0.087
0.35	1.000	0.453	0.166	0.084
0.40	1.000	0.427	0.160	0.082
0.45	1.000	0.402	0.154	0.079
0.50	0.950	0.379	0.148	0.077
0.55	0.935	0.358	0.142	0.075
0.60	0.918	0.339	0.137	0.073
0.65	0.899	0.321	0.132	0.071
0.70	0.877	0.304	0.128	0.069
0.75	0.853	0.288	0.123	0.068
0.80	0.825	0.274	0.119	0.066
0.85	0.795	0.260	0.115	0.064
0.90	0.762	0.248	0.111	0.063
0.95	0.726	0.236	0.108	0.061
1.00	0.689	0.225	0.104	0.060

Tableau 3.4' Kcy Flambement LC Selon lambda relatif

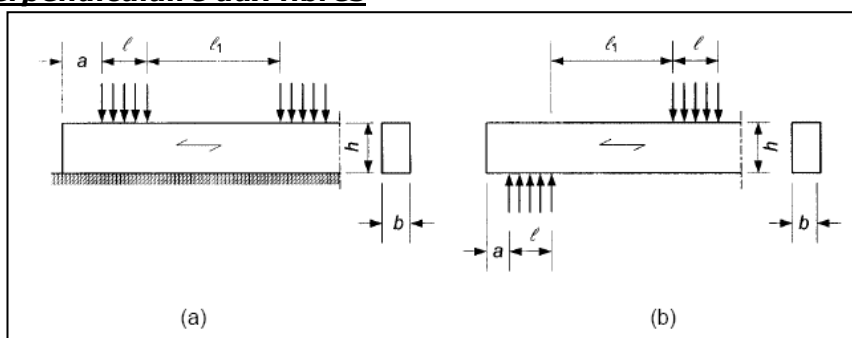
K <sub>cy</sub>	0	1	2	3
0.05	1.000	0.726	0.226	0.104
0.10	1.000	0.684	0.216	0.101
0.15	1.000	0.641	0.206	0.098
0.20	1.000	0.600	0.197	0.095
0.25	1.000	0.562	0.189	0.092
0.30	1.000	0.526	0.181	0.089
0.35	1.000	0.493	0.173	0.087
0.40	1.000	0.462	0.166	0.084
0.45	1.000	0.434	0.160	0.082
0.50	0.974	0.408	0.154	0.079
0.55	0.966	0.384	0.148	0.077
0.60	0.956	0.362	0.142	0.075
0.65	0.945	0.342	0.137	0.073
0.70	0.931	0.323	0.132	0.071
0.75	0.915	0.306	0.127	0.069
0.80	0.895	0.290	0.123	0.067
0.85	0.871	0.275	0.119	0.066
0.90	0.841	0.261	0.115	0.064
0.95	0.807	0.249	0.111	0.063
1.00	0.768	0.237	0.107	0.061

**22) Compression transversale, perpendiculaire aux fibres**

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,k} \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{c,90}$$

Figure a, appuis continus

Figure b, appuis discrets



Pour des éléments reposant sur des appuis continus, figure a :

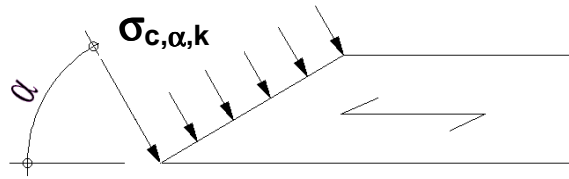
**k<sub>c,90</sub> = 1,25** pour le bois résineux massif**k<sub>c,90</sub> = 1,5** pour le bois résineux lamellé collé

Pour des éléments reposant sur des appuis discrets, figure b :

**k<sub>c,90</sub> = 1,5** pour le bois résineux massif**k<sub>c,90</sub> = 1,75** pour le bois résineux lamellé collé**Pour le calcul de la contrainte de compression transversale**

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

On déterminera l'aire de contact efficace perpendiculaire au fil,  $A_{ef} = l_{ef} \times b$  $l_{ef} = l$  + majoration de 30 mm, cette majoration ne doit pas dépasser  $a$ ,  $l$  ou  $l_1/2$  (voir figure ci-dessus)

**23) Compression oblique**

$$f_{c,\alpha,k} = \frac{f_{c,0,k}}{\frac{f_{c,0,k}}{f_{c,90,k}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

**On vérifiera que**

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq f_{c,\alpha,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

**24) Traction axiale****On vérifiera que**

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} k_h$$

Le coefficient  $K_h$ , effet de dimension, est l'inverse d'un coef de sécurité, il majore les résistances. L'EC5 dit que plus la section est petite, moins il y a de chances de rencontrer un défaut dans la structure du bois. Il est basé pour la plus grande dimension de la pièce.

<b><math>K_h</math> BM</b>	si $b \geq 150$ mm	$K_b = 1$
	si $b \leq 150$ mm	$K_b = \min(1,3 ; (150/h)^{0.2})$
<b><math>K_h</math> LC</b>	si $b \geq 600$ mm	$K_b = 1$
	si $b \leq 600$ mm	$K_b = \min(1,1 ; (600/h)^{0.1})$

**25) Traction transversale, perpendiculaire aux fibres****On vérifiera que**

$$\sigma_{t,90,d} \leq f_{t,90,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_h$$

*Nota 1 : la traction transversale se combine avec du cisaillement. Les affaiblissement de section par entaillage seront vérifiés avec le cisaillement et les affaiblissements par la mise en place des assembleurs (boulons, broches ...) seront pris en compte par les conditions de positionnement de ces mêmes assembleurs et une vérification spécifique au fendage, (voir cisaillement).*

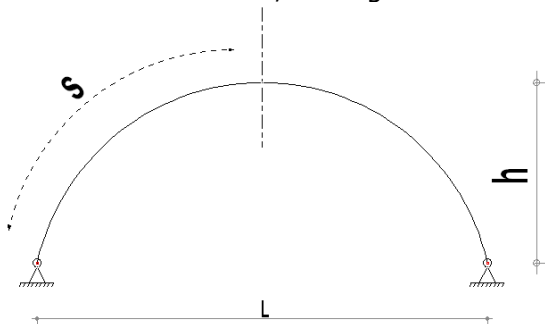
*Nota 2 : (En l'absence de précision, La section qui permettra le calcul de la contrainte de traction transversale sera la largeur au carré, soit  $b^2$ )*

*Nota 3 : le coef de hauteur sera pris selon la largeur de la pièce*

**26) Compression avec flambement des structures assemblées.**

Pour les structures courantes et afin de déterminer les longueurs effectives de flambement nous utiliserons la démarche simplifiée proposée par le « STEP IV-7 ». (voir également cours LC, S1CH15)

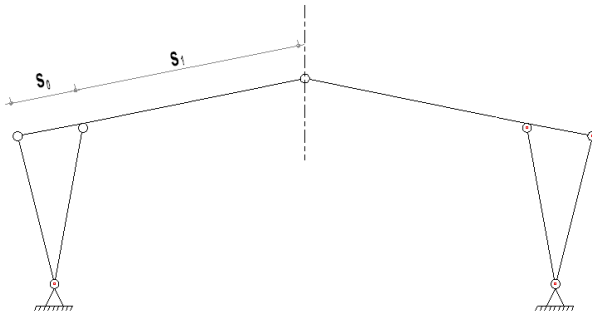
**Les arcs à deux ou trois articulations** de section constante avec un rapport  $h/l$  compris entre  $0.15 L$  et  $0.5 L$ , la longueur effective de flambement sera de  $1,25 s$



$$l_{ef} = 1,25s$$

**Les portiques avec jambes de force .**

La longueur effective de flambement sera :  $2 S_1 + 0.7 S_0$



$$l_{ef} = 2s_1 + 0,7s_0$$

**Les portiques à deux ou trois articulations,** avec une inclinaison des poteaux  $< 15^\circ$ .

La longueur effective de flambement des **poteaux** sera :

$$l_{ef} = h \sqrt{4 + 3,2 \frac{I s}{I_0 h} + 10 \frac{EI}{h K_r}}$$

La longueur effective de flambement des **arbalétriers** sera :

$$l_{ef} = h \sqrt{4 + 3,2 \frac{I s}{I_0 h} + 10 \frac{EI}{h K_r} \sqrt{\frac{I_0 N}{I N_0}}}$$

avec

N effort normal dans le poteau

$N_0$  effort normal dans l'arbalétrier

I moment quadratique du poteau à  $0,65h$

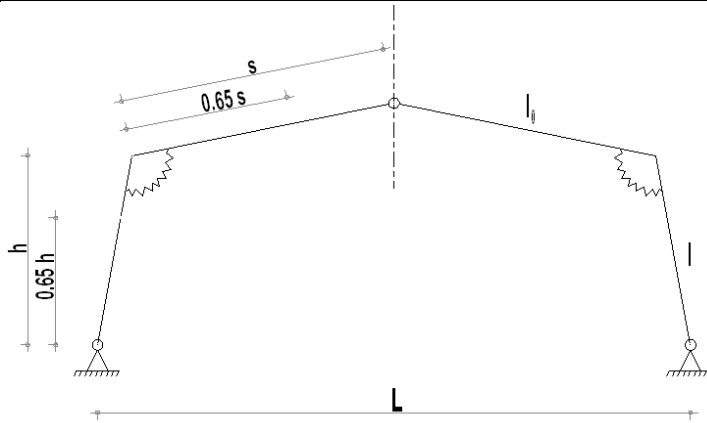
$I_0$  moment quadratique de l'arbalétrier à  $0,65s$

$K_r$ , rigidité rotationnelle

$$K_r = \sum_{i=1}^n K_u r_i^2$$

$K_u$ , module de glissement d'un organe d'assemblage =  $2/3 K_{ser}$  (Tab 5.1)

$r$ , rayon entre le centre de gravité de l'assemblage et un assembleur  $i$ .



(\*) En construction bois, il est difficile de considérer les assemblages encastrés comme parfaitement rigides, les rotations de ces assemblages encastrés modifient les déformations de la structure et les longueurs de flambement.

La rigidité rotationnelle  $K_r$  introduite dans les formules ci-dessus définit le couple nécessaire pour engendrer une rotation de un radian, elle est calculée à partir du module de glissement instantané  $K_u$  de chaque organe d'assemblage.

## 27) Compression axiale des poteaux assemblés

(nota : voir hypothèses EC5 page 136)

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot K_{c,y(ou.z)}$$

$f_{c,0,d}$  = résistance de compression de calcul  
 $K_{c,y}$  ou  $K_{c,z}$  = coef de flambement selon l'axe y ou l'axe z.

Le sens y ou z est donné par le schéma ci-dessous.

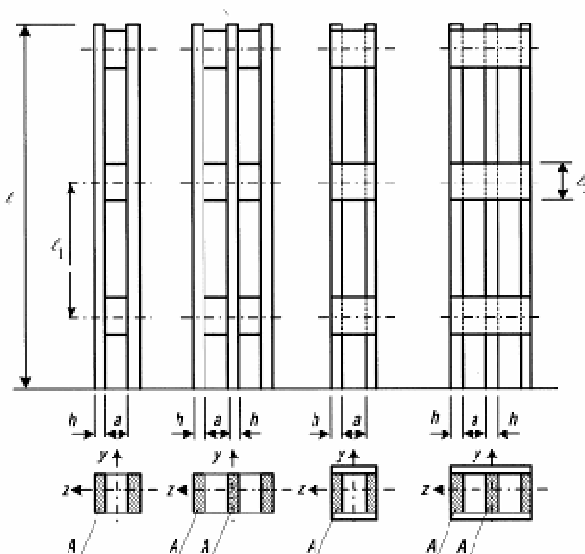
On calculera  $K_{c,y}$  selon le mode vu ci-avant.

Pour  $K_{c,z}$  : on calculera  $\lambda_{ef}$  de la manière suivante

Facteur  $\eta$

Chargements	Fourrures			Goussets	
	Collées	Clouées	Boulon.	Collés	Cloués
Permanent	1	4	3.5	3	6
Autres	1	3	2.5	2	4.5

$\lambda$ , rapport d'élancement pour un poteau massif de même aire et de même inertie  
 $\lambda_1$ , rapport d'élancement pour les membrures



$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \eta \frac{n}{2} \lambda_1^2}$$

avec  $\lambda = L \sqrt{\frac{A_{tot}}{I_{tot}}}$

$A_{tot}$ , aire totale  
 $I_{tot}$ , inertie totale  
 $L$ , longueur du poteau

$$\lambda_1 = \sqrt{12} \frac{L_1}{h}$$

$L_1$ , voir schéma  
 $h$ , voir schéma  
 $n$ , nombre de membrures (moises)  
 $\eta$ , facteur voir tableau ci-contre.  
 $\lambda_1$ , max (valeur ci-dessus ou 30 mini)

NOTA 1 :  
 $\lambda_{ef}$  calculé ainsi remplace  $\lambda$  dans la procédure de calcul de  $K_{c,z}$ .

NOTA 2 :  
 Pour les poteaux à Inertie Variable, on calculera  $h$  (hauteur de la section) selon la méthode approchée donnée en CH15, 524, page 42.

### 3- LE CISAILLEMENT

*Le cisaillement (vérification à l'effort tranchant) – Effet des entailles*

#### 31) Cisaillement

$$\tau_d \leq f_{v,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_v$$

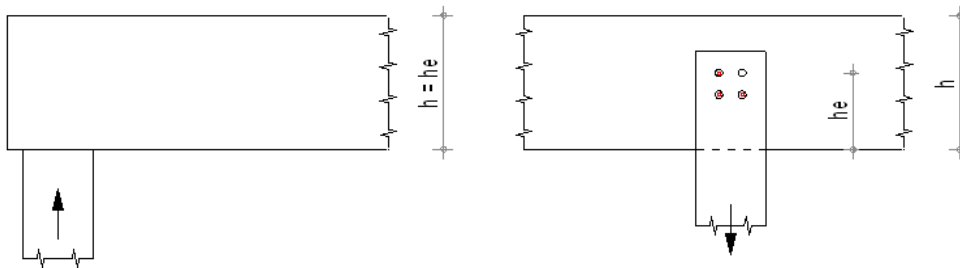
$k_v$  = coef d'entailage (si entailage de la poutre)

#### Procédure à suivre :

##### ➤ Calcul de $\tau_d$ :

$$\tau_d = \frac{1,5.V}{k_{cr}.b.h_e}$$

he, correspond à la hauteur réelle exposée au cisaillement, voir schéma ci-après. L'EC5 permet de prendre en compte l'influence des réservations de type perçage en considérant  $h_e$  comme la distance entre le bord chargé et le perçage le plus éloigné (STEP V14).

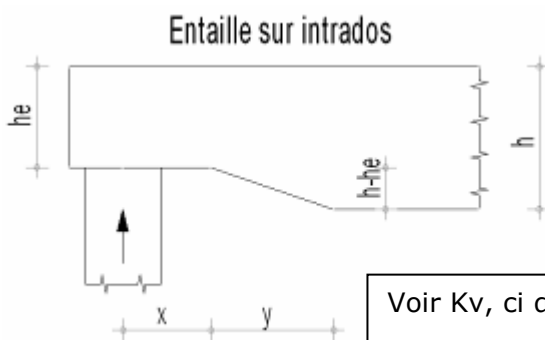


$k_{cr} b$ , (pour les poutres soumises à de la flexion) correspond à la largeur efficace, soit

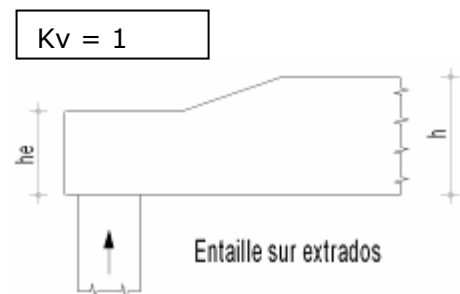
$k_{cr}$	CLASSE DE SERVICE 1		CLASSE DE SERVICE 2		CLASSE DE SERVICE 3
BM	$h \leq 150\text{mm}$	1	$h \leq 150\text{mm}$	1	0.67
	$h > 150\text{mm}$	0.67	$h > 150\text{mm}$	0.67	
BLC (GL GT)	1		$G/(G+\Sigma Q) < 0.7$	1	
			$G/(G+\Sigma Q) > 0.7$	0.67	

\* autres matériaux,  $k_{cr} = 1$

➤ **Calcul de  $K_v$  :** Ce coefficient traduit l'effet de concentration de contrainte que provoque un usinage sur une zone sollicitée au cisaillement. L'EC5 ne traite que des entailles comme ci-dessous.



Voir  $K_v$ , ci dessous



$$k_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ k_n \left( 1 + \frac{1,1 i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right) \\ \sqrt{h} \left( \sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right) \end{array} \right\}$$

<b>Kn</b>	$Kn = 5 \text{ BM} ; Kn = 6.5 \text{ LC}, Kn = 4.5 \text{ LVL}$
<b>i</b>	$i = \text{pente, soit } y/(h-h_e)$
<b>h</b>	Hauteur totale de la poutre
<b>x</b>	Distance de l'angle au point d'appui
<b><math>\alpha</math></b>	rapport $h_e/h$

**Remarques sur les entailles de poutres :**

L'entailage des appuis de poutres affaiblit considérablement la résistance. Il est conseillé d'éviter les entailles droites (fig1) sans prévoir un renforcement par perçage (fig2), par étrier métallique (fig3) ou bien par renforcement local à l'aide de fibre de verre. Il est déconseillé d'utiliser des boulons (fig 4) sauf avec des grandes rondelles qui assurent le contact.

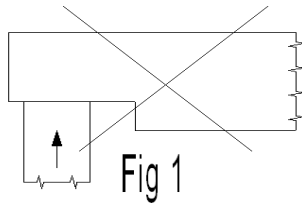


Fig 1

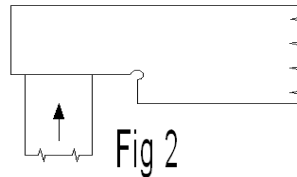


Fig 2

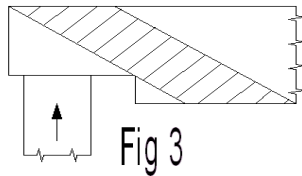


Fig 3

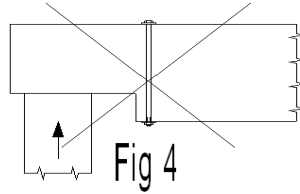


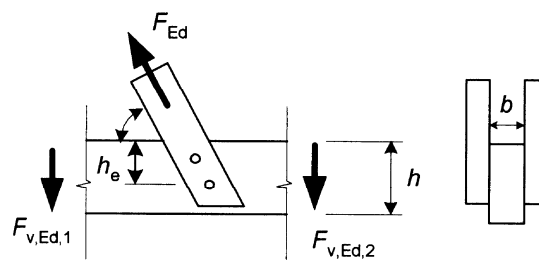
Fig 4

La justification au cisaillement s'accompagnera d'une **vérification au fendage** dans le cas d'assemblage agissant avec un angle par rapport au fil (EC5, p72)

$$F_{V,d} \leq F_{90,Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

$F_{V,d}$   
 $F_{90,Rk}$

Effort tranchant max au niveau de l'assemblage  
Résistance caractéristique de fendage



$$F_{90,Rk} = 14bw \sqrt{\frac{h_e}{1 - \frac{h_e}{h}}}$$

avec

$$w = \begin{cases} \max \left\{ \left( \frac{w_{pl}}{100} \right)^{0.35} \right\} & \text{Pour Plaque métalliques} \\ 1 & \text{Pour autres assemblages} \end{cases}$$

$w_{pl}$ , largeur plaque // au fil du bois  
 $b$ ,  $h$  largeur, hauteur du bois

**NOTA :**

Ne pas oublier de calculer dans les deux sens de sollicitations si l'effort est alterné.  
Si l'effort est alterné et provient de charges de longue durée ou de moyenne durée, voir le règlement page 73. Toutefois, dans nos études, cette situation me semble extrêmement rare.

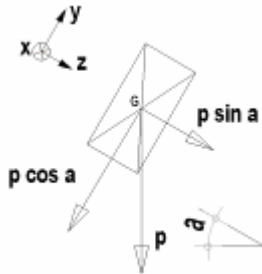


## 4 - LES SOLLICITATIONS COMPOSEES

*Flexion composée ; flexion + traction axiale ; flexion + compression axiale ; Les structures fléchies et comprimées*

### 41) Flexion oblique

- Petit rappel de RDM...



Soit une poutre b x h déversée d'un angle  $\hat{a}$  et sollicitée en flexion par une charge p,

la contrainte normale de flexion correspond à la contrainte selon y,  $\sigma_{m,y,d}$  issue de  $(p \cos.a)$  + la contrainte selon z,  $\sigma_{m,z,d}$  issue de  $(p \sin.a)$ .

- On vérifiera les deux équations ci-dessous :

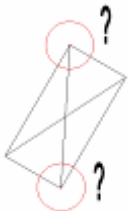
$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d} \cdot k_h} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d} \cdot k_h} \leq 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d} \cdot k_h} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d} \cdot k_h} \leq 1$$

$f_{m,y,d}$	=	résistance à la flexion (valeur de calcul selon y)
$f_{m,z,d}$	=	résistance à la flexion (valeur de calcul selon z)
$\sigma_{m,y,d}$	=	contrainte de flexion selon y
$\sigma_{m,z,d}$	=	contrainte de flexion selon z
$k_m$	=	coef de plastification (voir ci-dessous)
		. $k_m = 0.7$ (section rectangulaire)
		. $k_m = 1$ (autres sections)
$k_h$	=	coef de hauteur (plus grande dimension)

$$f_{m,y,d} \text{ ou } f_{m,z,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}$$

Nota : Les coef spécifiques  $k_{ls}$  et  $K_{crit}$  ne sont pas pertinents pour la flexion oblique



- $K_m$ , coefficient de plastification

La flexion oblique peut entraîner ponctuellement un dépassement de la zone élastique par les contraintes exercées dans la poutre. Ce possible passage en zone plastique se rencontre dans les parties les plus éloignées de la fibre neutre. L'EC5 prévient ce phénomène par le coefficient  $k_m$ .

### 42) Flexion et traction axiale combinées

- On vérifiera les deux équations ci-dessous :

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d} \cdot k_h} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d} \cdot k_h} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d} \cdot k_h} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d} \cdot k_h} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d} \cdot k_h} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d} \cdot k_h} \leq 1$$

$f_{t,0,d}$	=	résistance à la traction axiale
$\sigma_{t,0,d}$	=	contrainte de traction selon y
$f_{m,y,d}$	=	résistance à la flexion (valeur de calcul selon y)
$f_{m,z,d}$	=	résistance à la flexion (valeur de calcul selon z)
$\sigma_{m,y,d}$	=	contrainte de flexion selon y
$\sigma_{m,z,d}$	=	contrainte de flexion selon z
$k_m$	=	Coef de plastification (voir ci-dessous)
		. $k_m = 0.7$ (section rectangulaire)
		. $k_m = 1$ (autres sections)

- Les critères relatifs à la flexion oblique  $f_{m,y,d}$ ,  $f_{m,z,d}$ ,  $\sigma_{m,y,d}$ ,  $\sigma_{m,z,d}$  et  $k_m$  seront calculés comme expliqué ci-dessus .
- $\sigma_{t,0,d}$  correspond à l'effort normal de traction sur la section tendue

**43) Flexion et compression axiale (poteaux)**

- Pour les faibles élancements,  $\lambda_{réel} \leq 0,3$ , pas de flambement, on vérifiera les deux équations ci-dessous :

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d} k_h} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d} k_h} \leq 1$$

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d} k_h} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d} k_h} \leq 1$$

$F_{t,0,d}$  = résistance à la traction axiale  
 $\sigma_{c,0,d}$  = contrainte de traction selon y  
 $f_{m,y,d}$  = résistance à la flexion (valeur de calcul selon y)  
 $f_{m,z,d}$  = résistance à la flexion (valeur de calcul selon z)  
 $\sigma_{m,y,d}$  = contrainte de flexion selon y  
 $\sigma_{m,z,d}$  = contrainte de flexion selon z  
 $k_m$  = Coef de plastification (voir ci-dessous)  
 .  $k_m = 0.7$  (section rectangulaire)  
 .  $k_m = 1$  (autres sections)

LORSQUE L'ON DOIT VERIFIER DES **INSTABILITES** (DEVERSEMENT et FLAMBEMENT) ON APPLIQUERA LES RELATIONS 45.

**44) POUTRES APLOMB- Flexion (axe fort) + compression axiale**

- On vérifiera Les équations ci-dessous :

**VERIFICATIONS ZONES INSTABLES**

- FLAMBEMENT AXE FAIBLE

$$\left( \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d} \cdot k_h \cdot k_{crit}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1$$

FLAMBEMENT AXE FORT

$$\left( \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d} \cdot k_h \cdot k_{crit}} \right) + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1$$

**VERIFICATIONS ZONES STABLES**

$$\left( \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d} \cdot k_h} \right) + \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \leq 1$$

**45) POTEAUX- Compression axiale [FLAMBEMENT]+ Flexion oblique**

(on vérifiera également les pannes déversées sollicitées par du vent en compression)

- Pour les élancements important (**POTEAUX**),  $\lambda_{réel} > 0,3$ , risque de flambement , on vérifiera les deux équations ci-dessous :

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} \right) + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d} k_h} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d} k_h} \leq 1$$

$k_{c,y}$  ou  $k_{c,z}$  = coef de flambement selon l'axe y ou l'axe z.

Autres paramètres idem ci-dessus.

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d} k_h} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d} k_h} \leq 1$$

- Les critères relatifs à la flexion oblique  $f_{m,y,d}$ ,  $f_{m,z,d}$ ,  $\sigma_{m,y,d}$ ,  $\sigma_{m,z,d}$  et  $k_m$  seront calculés comme expliqué ci-avant dans le cours.  
 ➤  $\sigma_{c,0,d}$  correspond à l'effort normal de compression sur la section comprimée  
 ➤  $k_{c,y}$  se calculera comme convenu dans le chapitre 5.

**Petit aide mémoire :**

Type de barres	Instabilité	Formules
Panne droite fléchie	Déversement	$\sigma_{m,d} \leq f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_h \cdot k_{ls} \cdot k_{crit}$
Panne déversée fléchie		$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d} \cdot k_h} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d} \cdot k_h} \leq 1$ <p>et</p> $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d} \cdot k_h} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d} \cdot k_h} \leq 1$
Poteau comprimé	Flambement	$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,k} \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{c,y}$
- Panne droite fléchie et comprimée  -Arbalétrier, arêtier fléchis et comprimés	Déversement + flambement         Vérif sans prise en compte des instabilités	<b>VERIFICATIONS ZONES INSTABLES</b> - FLAMBEMENT AXE FAIBLE $\left( \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d} \cdot k_h \cdot k_{crit}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1$ - FLAMBEMENT AXE FORT $\left( \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d} \cdot k_h \cdot k_{crit}} \right) + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1$ <b>VERIFICATIONS ZONES STABLES</b> $\left( \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d} \cdot k_h} \right) + \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \leq 1$
- Poteau comprimé et fléchi  - Panne déversée fléchie et comprimée	Flambement	$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} \right)^{(*)} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d} \cdot k_h} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d} \cdot k_h} \leq 1$ <p>et</p> $\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} \right)^{(*)} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d} \cdot k_h} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d} \cdot k_h} \leq 1$ <p>(*) <b>1</b> si <math>\lambda_{réel} &gt; 0.3</math> et <b>2</b> si <math>\lambda_{réel} \leq 0.3</math></p>

**Rappel**

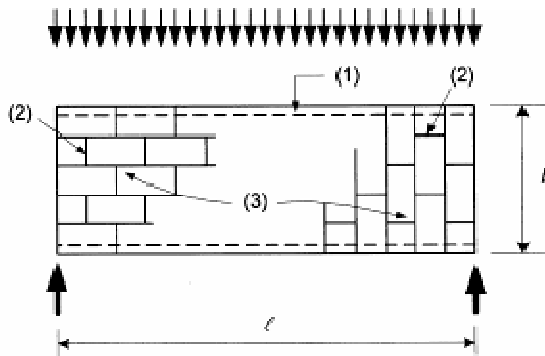
$$f_d = \frac{k_{mod} \cdot f_k}{\gamma_M}$$

## 5 - LES STRUCTURES ASSEMBLEES PAR PANNEAUX

### 51) Diaphragmes des planchers et des toitures

#### ANALYSE SIMPLIFIEE :

- Le plancher se comporte sous l'effet du vent comme une poutre en flexion, si la portée  $l$  est comprise entre  $2b$  et  $6b$  (voir schéma ci-dessous)
- Les panneaux sont disposés en quinconce
- La condition critique est la limite ultime de rupture d'un assembleur (pointes ou vis)
- Les espacements des pointes ou des vis sur les coutures des panneaux sont  $\leq$  à 150 mm en périphérie et  $\leq$  à 300 mm en partie courante.
- Les poutres de rive (1) reprennent la totalité des efforts de traction  $F_t$  et de compression  $F_c$ .
- Les liaisons des rives de panneaux (2) reprennent les efforts de cisaillement  $V_d$ .



Clé :

(1) Poutre de rive

(2) Rives discontinues

(3) Arrangement des panneaux

#### ON VERIFIERA : (STEP2-II-3-3)

- les poutres de rive

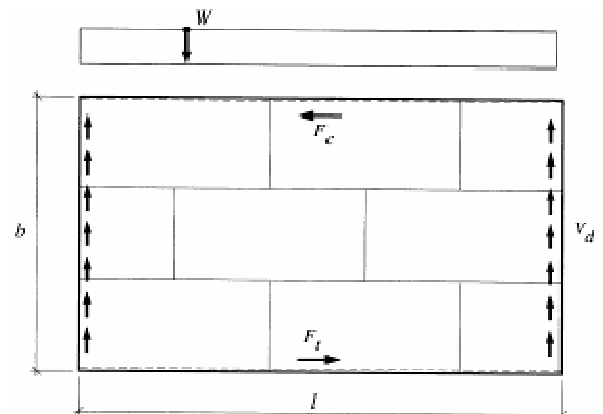
$$F_t = F_c = M_{\max} / b$$

$$\frac{F_t \text{ ou } F_c}{\text{aire.lisse}} = \sigma_{t,0,d} \text{ ou } \sigma_{c,0,d}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \leq 1 \quad f_{c,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M}$$

$$f_{t,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_M}$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \leq 1$$



- les fixations des panneaux

$$\text{Effort}_{\text{ELU}} \text{ sur une fixation} \leq R_d \text{ de la fixation}$$

$R_d$ , résistance de calcul de la fixation =  $V_d$  (effort tranchant) / nb de fixations

Nota : Il est indispensable de regarder « l'écoulement » des efforts de cisaillement le long des panneaux, notamment si le diaphragme de plancher comporte de grandes ouvertures.

### **52) Diaphragmes de murs**

Le mur est conçu pour reprendre les efforts verticaux et horizontaux.



**Les efforts verticaux sont repris par les montants,**

ils se vérifieront aux **ELU** :

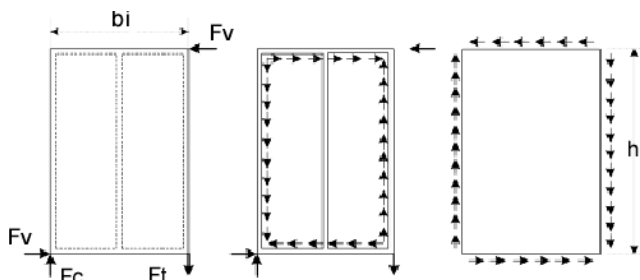
- . en compression avec flambement dans le plan  $\perp$  au mur + flexion (si vent)
- . en compression transversale sur traverse

ils se vérifieront aux **ELS** :

- . pour la déformation  $\perp$



**Le voile travaillant (panneau, dans le sens de la dimension de la plaque clouée ou agrafée) reprend les efforts horizontaux du vent  $F_v$  par le cisaillement des pointes,**



Ci contre, une plaque de panneau de voile travaillant reprend un effort de vent  $F_v$ , les efforts sont repris de la manière suivante :

- Couture horizontale haute  $F_v$
  - Couture horizontale basse  $F_v$
  - Couture verticale comprimée  $F_c$
  - Couture verticale tendue  $F_t$
- (Généralement les plaques font 1200 mm de largeur)

## 6 - LA FLEXION (Poutres à inertie variable et courbes)

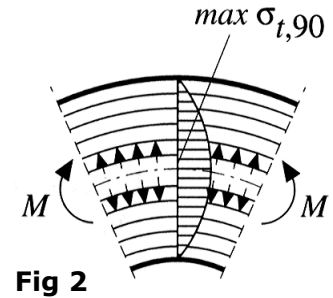
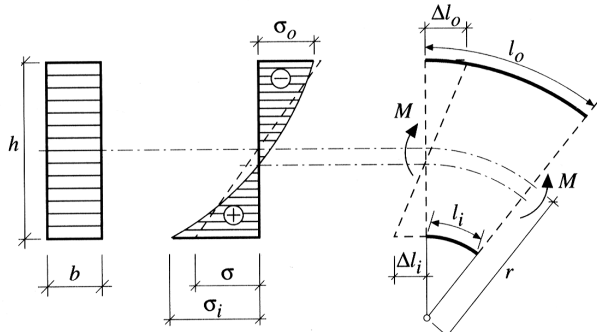
*Vérification des poutres courbes ou à inertie variable sollicitées en flexion.*

### **Rappel :**

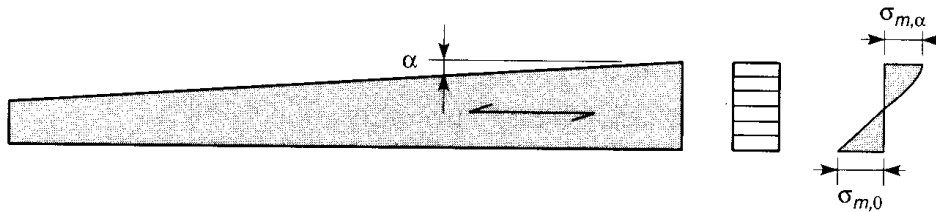
Dans les poutres courbes ou à inertie variable les fibres extrêmes sont de longueurs différentes. La flexion entraîne un déplacement de la fibre neutre  $\sigma_i > \sigma_o$  et une distribution non linéaire des contraintes (fig 1). De plus dans les zones courbes la flexion crée une contrainte supplémentaire de compression transversale ou de traction transversale (fig.2).

La vérification doit prendre en compte ces particularités.

**Fig 1**



### **6.1) Poutres à simple décroissance**

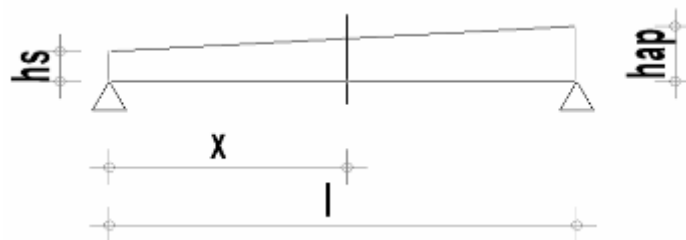


### **On calculera les contraintes**

- Pour le fil du bois // à la rive comme pour le coté en décroissance :

$$\sigma_{m,0,d} = \sigma_{m,\alpha,d} = \frac{6M_d}{bh^2}$$

La condition de maximum de contrainte est atteinte au point x, où  $\delta\sigma/\delta x = 0$ . Dans le cas d'une charge répartie  $x = l/(1 + h\alpha/h_s)$ .



### **On vérifiera que :**

Dans les zones où les fibres sont // aux rives que

$$\frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,0,d}} \leq 1$$

Dans les zones de décroissance que :

$$\frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{k_{m,\alpha} \cdot f_{m,0,d}} \leq 1$$

- face inclinée tendue

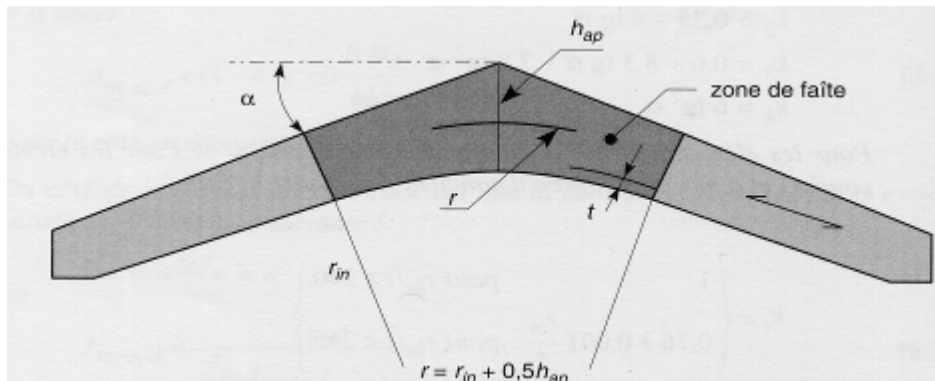
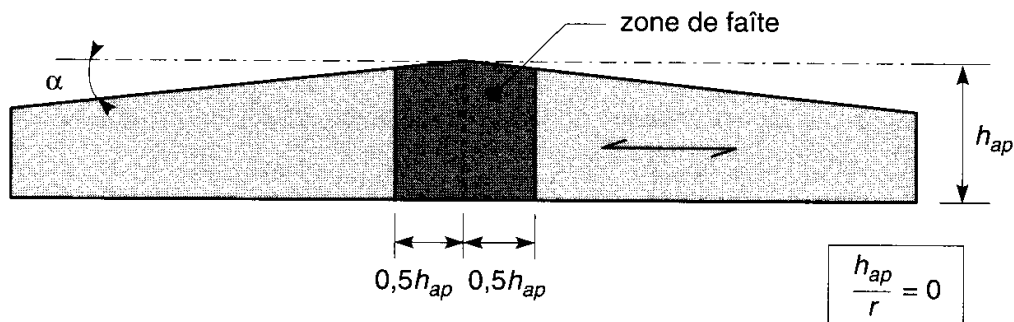
$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left( \frac{f_{m,0,d}}{0,75f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left( \frac{f_{m,0,d}}{f_{t,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2}}$$

- face inclinée comprimée

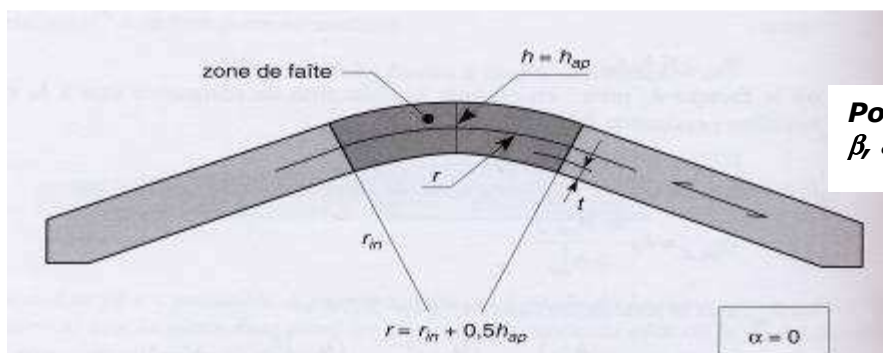
$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left( \frac{f_{m,0,d}}{1,5f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left( \frac{f_{m,0,d}}{f_{c,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2}}$$

## 62) Poutres à double décroissance courbes et à inertie variable

### Poutre double décroissance



**Poutre intrados courbe**



**Poutre courbe, hauteur constante  
 $\beta$ , angle du faîte à l'appui**

- Il conviendra d'appliquer pour chaque zone en simple décroissance les vérifications du paragraphe a.
- On vérifiera également la **contrainte de flexion** dans la zone de faîtage (zone grisée schémas ci-dessus) :

Pour la zone de faîtage,  $\frac{\sigma_{m,d}}{k_r \cdot f_{m,d}} \leq 1$

$$k_r = \begin{cases} 1, \dots \text{pour } \frac{r_{in}}{t} \geq 240 \\ 0,76 + 0,001 \cdot \frac{r_{in}}{t}, \dots \text{pour } \frac{r_{in}}{t} < 240 \end{cases}$$

avec  $K_r$ , réduction de résistance due à la courbure et  $\sigma_{m,d}$  calculée comme suit :

$$\sigma_{m,d} = k_l \cdot \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2}$$

$$k_l = k_1 + k_2 \left( \frac{h_{ap}}{r} \right) + k_3 \left( \frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_4 \left( \frac{h_{ap}}{r} \right)^3$$

$$k_1 = 1 + 1,4 \cdot \text{tg} \alpha + 5,4 \cdot \text{tg}^2 \alpha$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \cdot \text{tg} \alpha$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \cdot \text{tg} \alpha - 7,8 \cdot \text{tg}^2 \alpha$$

$$k_4 = 6 \cdot \text{tg}^2 \alpha$$

$$r = r_{in} + 0,5 h_{ap}$$

$$M_{ap,d} = \text{Moment au faîtage}$$

- De plus, on vérifiera la **traction perpendiculaire aux fibres**

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \cdot \left( \frac{V_o}{V} \right)^{0,2} \cdot f_{t,90,d}} < 1$$

$K_{dis}$  Coef de distribution des contraintes

- poutres courbes ou double décroissance,  $k_{dis} = 1,7$
- poutres à intrados courbe,  $k_{dis} = 1,4$

$V_o$  Volume de référence = 0,01m<sup>3</sup>

$V$  Volume dans la zone de faîtage, avec  $V = 2/3$  volume total de la poutre

On calculera  $\sigma_{t,90,d}$  de la manière suivante :

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2}$$

$$k_p = k_5 + k_6 \left( \frac{h_{ap}}{r} \right) + k_7 \left( \frac{h_{ap}}{r} \right)^2$$

$$k_5 = 0,2 \cdot \text{tg} \alpha$$

$$k_6 = 0,25 - 1,25 \cdot \text{tg} \alpha + 2,6 \cdot \text{tg}^2 \alpha$$

$$k_7 = 2,1 \cdot \text{tg} \alpha - 4 \cdot \text{tg}^2 \alpha$$

*Nota :* Pour les poutres courbes à section constante  $\alpha = 0^\circ$

- Pour une combinaison de **traction perpendiculaire aux fibres et de cisaillement**

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \cdot \left( \frac{V_o}{V} \right)^{0,2} \cdot f_{t,90,d}} < 1$$



## VERIFICATIONS DES ASSEMBLAGES (ELU)

### 1 - COMPORTEMENT GENERAL DES ASSEMBLAGES PAR TIGES

#### 11) Principe général de vérification

$$\text{Effort}_{\text{ELU}} \leq \text{Résistance}, R_d$$

- Etablir une solution technologique,
- Déterminer l'effort ELU à reprendre par l'assemblage
- Estimer le nb des tiges d'assemblages et les prédisposer
  
- Calculer la résistance caractéristique par tige et par plan de cisaillement  $R_k$ . Cette résistance caractéristique dépend de :
  - La portance locale du bois  $f_{h,k}$
  - Du moment plastique de la tige  $M_{y,k}$
  - Du mode de rupture
    - Mode 1 : rupture du bois
    - Mode 2 : rupture mixte
    - Mode 3 : rupture de l'acier
- Calculer  $R_d$ , résistance de calcul

$$R_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_k}{\gamma_M} \times \text{nb.de.plans.cisaillés.par.tige} \times \text{nb.efficace}$$

- $k_{\text{mod}}$ , DT tableau 1.5
- $\gamma_M = 1,3$  pour les assemblages
- Nombre de plans cisaillés par tige
- Nombre efficace de tiges dans l'assemblage
  
- Vérifier que  $\text{Effort}_{\text{ELU}} \leq R_d$
  
- Disposer définitivement les tiges
  - distance entre tiges
  - distance bord chargé
  - distance bord libre
- 🔧 conditions particulières selon type de tige

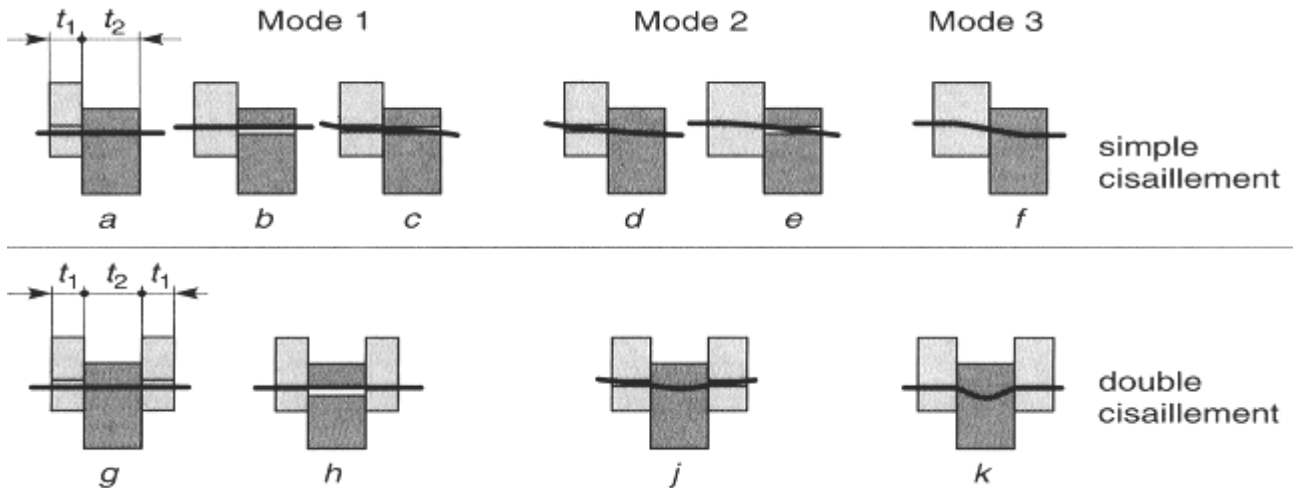
#### 12) Les modes de rupture

L'EC5 prévoit 3 modes de rupture (voir ci-dessus) classés en deux familles (simple cisaillement et double cisaillement).

Nous distinguerons les assemblages ;      Bois / bois  
    Bois / métal

*L'EC5 donne une série d'équations (voir ci-dessous) qui correspondent aux résistances caractéristiques pour 1 plan de cisaillement et pour 1 organe d'assemblage*

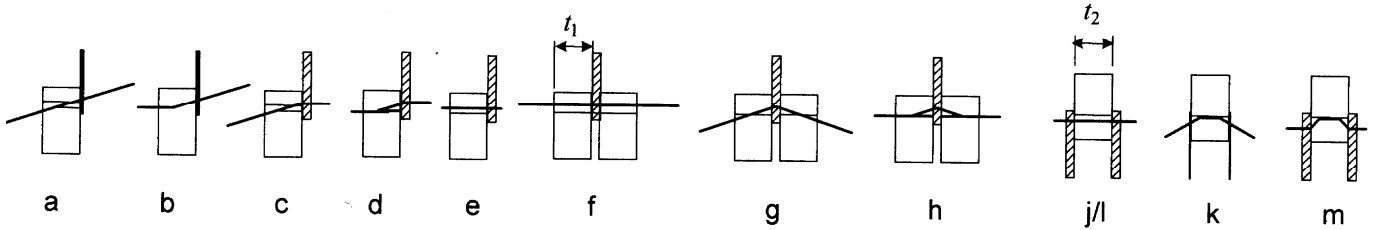
*Les calculs fastidieux seront évités par l'utilisation des feuilles de calcul automatiques du fichier excel « COACH-EC5 »*

**BOIS / BOIS****R<sub>k</sub> sera le minimum des formules ci dessous**

- |     |  |                                   |
|-----|--|-----------------------------------|
| (a) | $f_{h,1} t_1 d$  | rupture de t1                     |
| (b) | $f_{h,2} t_2 d$  | rupture de t2                     |
| (c) | $\frac{f_{h,1} t_1 d}{1+\beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right) + \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right]$ | rupture de t1 et de t2            |
| (d) | $1,05 \frac{f_{h,1} t_1 d}{2+\beta} \left[ \sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_y}{f_{h,1} t_1^2 d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,rk}}{4}$  | rupture mixte t1 et tige (6.2.1e) |
| (e) | $1,05 \frac{f_{h,1} t_2 d}{2+\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta)M_y}{f_{h,1} t_2^2 d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,rk}}{4}$   | rupture mixte t2 et tige          |
| (f) | $1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_y f_{h,1} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$   | rupture tige                      |
| (g) | $f_{h,1} t_1 d$  | rupture de t1                     |
| (h) | $0.5 f_{h,2} t_2 d$  | rupture de t2                     |
| (j) | $1.05 \frac{f_{h,1} t_1 d}{2+\beta} \left[ \sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_y}{f_{h,1} t_1^2 d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$  | rupture mixte t1 et tige          |
| (k) | $1.15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_y f_{h,1} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$   | rupture tige                      |

Avec :

- |  |  |
|--|--|
| t1, t2                                   | épaisseur pièces latérales et t2 épaisseur pièce centrale                |
| f <sub>h,1,k</sub> et f <sub>h,2,k</sub> | résistance caractéristique en portance locale en t1 et t2                |
| β,                                       | rapport (f <sub>h,2,k</sub> /f <sub>h,1,k</sub> )                        |
| d,                                       | diamètre de la tige  |
| M <sub>y,k</sub>                         | moment plastique caractéristique de la tige                              |
| F <sub>ax,Rk</sub>                       | effet de corde, à prendre en compte s'il est connu, sinon prendre 0. Les |
| feuilles                                 | de calcul en annexe négligent l'effet de corde.                          |

**BOIS / METAL**

Mode de rupture 1 : a, e, f, j, l, (rupture du bois)  
 Mode de rupture 2 : b, c, g, (rupture mixte)  
 Mode de rupture 3 : b, d, h, k, m (rupture de l'acier)

1. Simple cisaillement - Plaque métallique mince,  $t \leq 0,5d$ , prendre le mini des deux équations

$$(a) \quad 0,4 f_{h,1} t_1 d \quad (b) \quad 1,15 \sqrt{2 M_y f_{h,1} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

2. Simple cisaillement - Plaque métallique épaisse,  $t > d$ , prendre le mini des trois équations

$$(c) \quad f_{h,1} t_1 d \left[ \sqrt{2 + \frac{4 M_y}{f_{h,1} t_1^2 d}} - 1 \right] \quad (d) \quad 2,3 \sqrt{2 M_y f_{h,1} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$$(e) \quad f_{h,1} t_1 d$$

Pour  $0,5d < t < d$ , effectuer une interpolation linéaire

3. Double cisaillement - Plaque métallique centrale, prendre le mini des trois équations

$$(f) \quad f_{h,1} t_1 d \quad (g) \quad f_{h,1} t_1 d \left[ \sqrt{2 + \frac{4 M_y}{f_{h,1} t_1^2 d}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$$(h) \quad 2,3 \sqrt{M_y f_{h,1} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

4. Double cisaillement - Plaques métalliques latérales minces, prendre le mini des deux équations






$$(j) \quad 0,5 f_{h,2} t_2 d \quad (k) \quad 1,15 \sqrt{2 M_y f_{h,2} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

5. Double cisaillement - Plaques métalliques latérales épaisses, prendre le mini des deux équations

$$(l) \quad 0,5 f_{h,2} t_2 d \quad (m) \quad 2,3 \sqrt{M_y f_{h,2} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

Pour  $0,5d < t < d$ , effectuer une interpolation linéaire

Avec :

-   $t_1, t_2$  épaisseur pièces latérales et  $t_2$  épaisseur pièce centrale
-   $f_{h,1,k}$  et  $f_{h,2,k}$  résistance caractéristique en portance locale en  $t_1$  et  $t_2$
-   $d$ , diamètre de la tige
-   $M_{y,k}$  moment plastique caractéristique de la tige
-   $F_{ax,Rk}$  effet de corde, à prendre en compte s'il est connu, sinon prendre 0

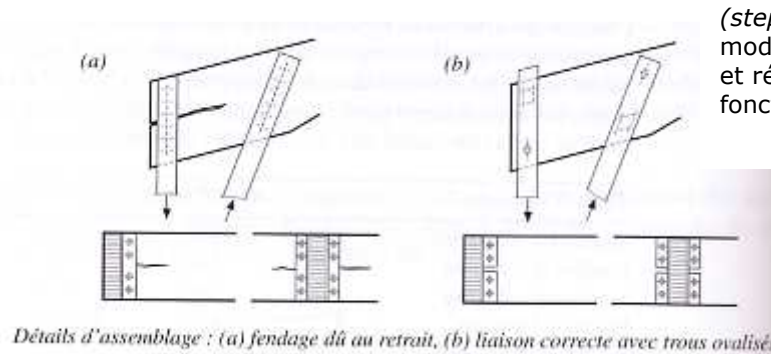
### **13) Conception générale des assemblages**

Les performances des assemblages dépendent :

- ✚ des conditions de vérification examinées ci-dessus
- ✚ du positionnement correct des organes d'assemblages les uns par rapport aux autres et également par rapport aux rives et aux abouts de pièces.

Toutefois, ces conditions ne sont pas suffisantes si les principes ci-dessous ne sont pas respectés :

#### **a) Prendre en compte le gonflement et retrait**

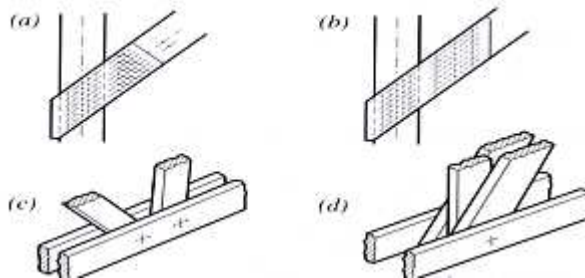


(step V-2.10)

modérer la surface de l'assemblage, et répartir les assembleurs selon le fonctionnement de la liaison

#### **b) Maîtriser les excentricités de la liaison**

- . faire coïncider la ligne d'épure et le centre de gravité de l'assemblage
- . limiter les excentricités
- . intégrer dans le calcul les moments secondaires provoqués par l'excentricité.



(step V-2.10)

Excentricités dues aux assemblages (a) et aux éléments (b). Supprimer ces excentricités (c) et (d)

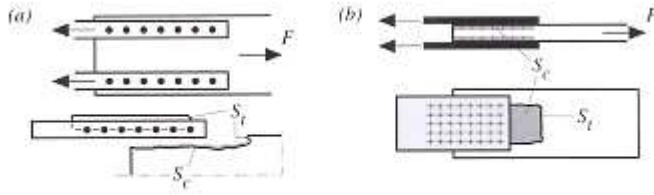
#### **c) Vérifier la tenue au feu**

- généralement toutes les quincailleries ci-après satisfont une exigence de  $\frac{1}{4}$  h si les pièces assemblées les satisfont elles mêmes.
- généralement toutes les quincailleries ci-après satisfont une exigence de  $\frac{1}{2}$  h si les pièces assemblées ont une épaisseur mini de 72 mm. On peut ramener cette épaisseur mini à 62 mm si un crampon double face est interposé entre deux pièces de bois assemblées ou bien lorsque on assemble trois pièces de bois.
- l'ép des sabots est  $>$  à 4 mm et celles des plaques est  $>$  à 6mm.

#### **d) Eviter la stagnation d'eau (pb des rétentions d'eau)**

#### **e) Anticiper la compatibilité des produits de traitements (cuivre par exemple) avec les parties métalliques des assemblages.**

### f) Vérifier l'action globale d'un groupe d'organes d'assemblage (rupture de bloc)

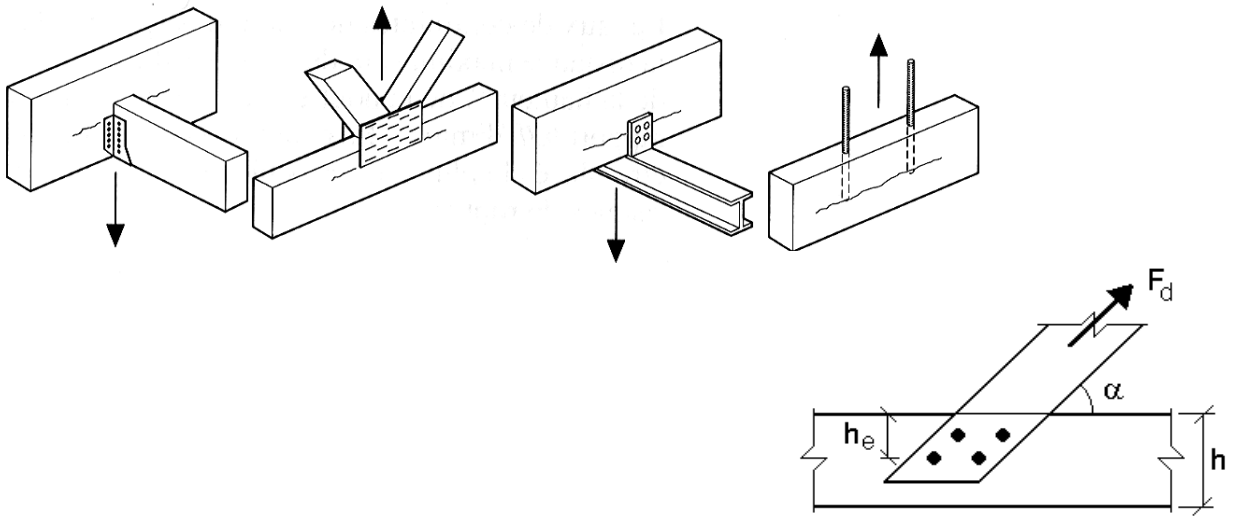


Rupture de bloc dans les assemblages : (a) rupture en traction sur la surface nette  $S_t$ , (b) rupture en cisaillement de la surface nette  $S_e$ .

(step V-2.11)

Pour un groupe d'organes d'assemblage, la rupture en bloc par traction ou bien par cisaillement est en jeu. Il conviendra de vérifier les surfaces en jeu en traction et en cisaillement.

### g) Vérifier la traction transversale (risque de fendage)



La justification au cisaillement s'accompagnera d'une vérification au fendage dans le cas d'assemblage agissant avec un angle par rapport au fil

$$\frac{F_{V,d}}{F_{90,Rd}} \leq 1$$

$F_{V,d}$   
 $F_{90,Rd}$

Effort tranchant max au niveau de l'assemblage  $\perp$  aux fibres

Résistance de calcul au fendage, calculée à partir de  $K_{mod}$ ,  $\gamma_m$  et de  $F_{90,Rk}$  valeur caractéristique au fendage calculée comme ci-dessous :

$$F_{90,Rk} = 14bw \sqrt{\frac{he}{1 - \frac{he}{h}}}$$

avec

$$w = \begin{cases} \max \left\{ \left( \frac{w_{pl}}{100} \right)^{0.35} \right\} & \text{Pour Plaque métalliques} \\ 1 & \text{Pour autres assemblages} \end{cases}$$

$w_p$ , largeur plaque // au fil du bois  
 $b$ ,  $h$  largeur, hauteur du bois

## 2 - ASSEMBLAGES PAR BOULONS ET PAR BROCHES

### Assemblage par boulons

Un assemblage par boulons suppose un perçage avec un jeu maximal de 1mm par rapport au diamètre du boulon. Les règles ci-dessous s'appliqueront pour des boulons d'un diamètre  $< \text{à } 30 \text{ mm}$

### Assemblage par broches

Un assemblage par broches suppose un perçage avec un jeu  $< \text{ou } =$  au diamètre de la broche, sauf dans les éléments métalliques où il sera de 1mm par rapport au diamètre du boulon.

Les règles ci-dessous s'appliqueront pour des broches d'un diamètre  $> \text{à } 6 \text{ mm}$  et  $< \text{à } 30 \text{ mm}$ .

Les broches ont un diamètre  $\varnothing$  avec les tolérances de fabrication suivantes :  $-0,0 \text{ à } +0,1 \text{ mm}$ .

### 21) Principe de vérification des boulons et des broches

#### **Cas n°1 : LES BOULONS (OU BROCHES) SONT CHARGES AVEC LA MEME INTENSITE, ON VERIFIE L'ASSEMBLAGE DANS SON ENSEMBLE**

On vérifie  $\text{Effort}_{\text{ELU}} \leq R_d$  avec

$$R_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_k}{\gamma_M} \cdot n_{\text{ef}} \cdot n_{\text{pc}}$$

Effort ELU, effort sur l'assemblage  
 $R_k$ , résistance d'un plan de cisaillement  
 $n_{\text{ef}}$ , nb de boulons efficace dans l'assemblage  
 $n_{\text{pc}}$ , nb de plans cisailés par tige

### Procédure :

- **Déterminer l'effort ELU** à reprendre par l'assemblage
- **Estimer le nb de boulons** (COACH)
- **Calculer  $R_k$ , selon :**

- La portance locale du bois  **$f_{h,k}$**

<u>BOIS MASSIF</u>	$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d)p_k$  <i>si angle effort du bois / fil du bois</i> $f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad \alpha, \text{ angle effort / fil du bois}$  $k_{90} = 1,35 + 0,015d$ Pour les résineux $k_{90} = 0,90 + 0,015d$ Pour les feuillus
<u>CONTREPLAQUE</u>	$f_{h,k} = 0,11(1 - 0,01d)p_k$
<u>OSB, PP</u>	$f_{h,k} = 50d^{-0,6}t^{0,2}$

Avec :  $N/mm^2$ ,  $d$  en mm,  $p$  en  $kg/m^3$

- Du moment plastique de la tige  **$M_{y,k}$**   $M_{y,k} = 0,3f_{u,k} \cdot d^{2,6}$   
 $f_{u,k}$ , Résistance caractéristique des boulons ou des broches en traction

Tableau 5.2 : Nuances acier pour les assemblages.

Classe	4,6	4,8	5,6	5,8	6,8
F <sub>uk</sub> en MPa	400	400	500	500	600

Pour les nuances d'acier E24, E36, E43, E51, F<sub>u,k</sub> = respectivement 240 Mpa, 360 Mpa, 430 Mpa, 510 Mpa

- Du mode de rupture (équations de (a à k) pour assemblage BOIS/BOIS et (a à l) pour assemblage BOIS/METAL

- **Calculer R<sub>d</sub>**, résistance de calcul de l'assemblage

$$R_d = \frac{k_{mod} \cdot R_k}{\gamma_M} \cdot n_{ef} \cdot n_{pc}$$

- K<sub>mod</sub>, DT tableau 1.5
- $\gamma_M = 1,3$
- n<sub>ef</sub>, nb de boulons efficace dans l'assemblage
- n<sub>pc</sub>, nb de plans cisailés par tige
- 

- **Calculer n<sub>pc</sub>**, nb de plans de cisaillement, par boulon ou broche.

X1 CISAILLEMENT 1 PLAN DE CISAILLEMENT PAR BOULON

X2 CISAILLEMENT 2 PLANS DE CISAILLEMENT PAR BOULON

- **Calculer n<sub>ef</sub>**, nb efficace de boulons. (% d'efficacité du nb de boulons) [Uniquement BOIS/BOIS]

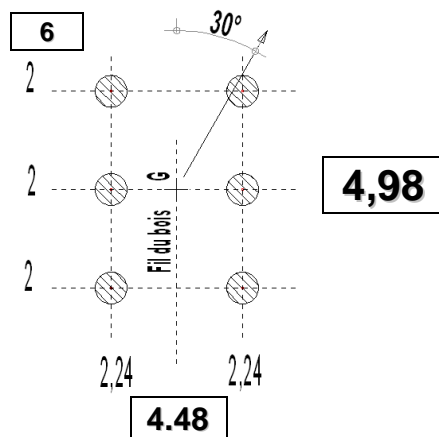
(On appliquera cette notion lorsque l'on est en présence de bois massif ou reconstitué)

- lorsque un effort agit sur une file de plusieurs boulons // aux fibres du bois, on calcule le n<sub>ef</sub>, nb efficace de boulons // au fil du bois,

// au fil du bois 
$$n_{ef} = \min \left\{ n, n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \right\} \quad \text{avec } n = \text{nb de boulons dans une file // au fil}$$

⊥ au fil du bois, n<sub>ef</sub> = n

Pour les efforts compris entre 0° et 90° on effectuera une interpolation linéaire.



**N<sub>ef</sub> UNIQUEMENT ASSEMBLAGES BOIS / BOIS**  
**AUTRES ASSEMBLAGES n<sub>ef</sub> = nb boulons**

Exemple ci contre :

Assemblage de 6 boulons, effort à 30°.

n<sub>ef</sub> // au fil du bois = 4,48

n<sub>ef</sub> ⊥ au fil du bois = 6

n<sub>ef</sub> pour effort à 30° = 4,98

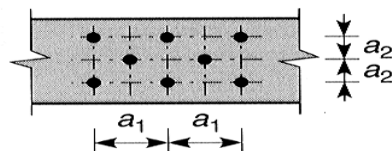
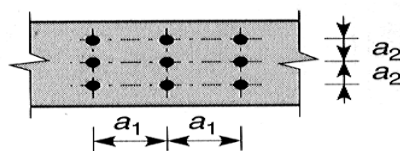
[soit 4,48 + (6 - 4,48) / (90x30) ]

➤ **Vérifier que**  $\text{Effort}_{\text{ELU}} \leq R_d$

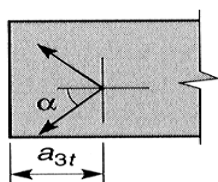
➤ **Disposer les boulons ou les broches par rapport au bois** (bois / bois et acier / bois)

- distance entre tiges
- distance bord chargé
- distance bord libre

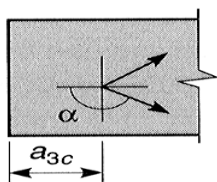
Espacements parallèle et perpendiculaire au fil :



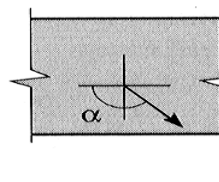
Distances aux rives :



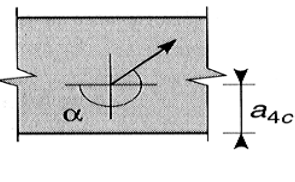
$-90^\circ < \alpha < 90^\circ$   
Extrémité  
chargée



$90^\circ < \alpha < 270^\circ$   
Extrémité  
non chargée



$0^\circ < \alpha < 180^\circ$   
Rive  
chargée



$180^\circ < \alpha < 360^\circ$   
Rive  
non chargée

Tableau 5.3 Positionnement des boulons

a1	// au fil	$(4 +  \cos \alpha ) d$
a2	⊥ au fil	4d
a3,t	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	Max [7d ; 80 mm]
a3,c	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	4d
	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	Max [ $1+6 \sin \alpha d$ ; 4d ]
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	
a4,t	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	Max [ $(2+2 \sin \alpha)d$ ; 3d ]
a4,c	autres valeurs de $\alpha$	3d

Tableau 5.4 Positionnement des broches

a1	// au fil	$(3 + 2  \cos \alpha ) d$
a2	⊥ au fil	3d
a3,t	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	Max [7d ; 80 mm]
a3,c	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	3d
	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	Max [ a3,t  sin α  ; 3d ]
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	
a4,t	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	Max [ $(2+2 \sin \alpha)d$ ; 3d ]
a4,c	autres valeurs de $\alpha$	3d

➤ **Disposer les boulons ou les broches par rapport au métal** des ferrures (Acier sur bois) En l'absence de spécification particulière, nous prendrons 2.5d par rapport au bord.

➤ Pour les boulons sollicités axialement, **on vérifiera la résistance axiale et l'épaisseur de la rondelle.**

La contrainte de compression sous rondelle ne devra pas dépasser :  $3f_{c,90,d}$



**Cas n°2 : LES BOULONS (OU BROCHES) NE SONT CHARGES AVEC LA MEME INTENSITE,  
ON VERIFIE LE BOULON (ou LA BROCHE) LE PLUS SOLLICITE  
(exemple : couronne de boulons)**

On vérifie  $\text{Effort}_{\text{ELU}} \leq R_d$  avec  $R_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_k}{\gamma_M} \cdot n_{\text{pc}}$

Effort ELU, effort max sur boulon  
 $R_k$ , résistance d'un plan de cisaillement  
 $n_{\text{pc}}$ , nb de plans cisailés par boulon

### **Gamme commerciale boulons de charpente**

ø/lg	180	200	220	240	260	280	300	320	340	360	380	400	420	440	460	480	500
<b>16</b>	0.90	1.00	1.05	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00	2.10	2.10	2.15	2.20
<b>18</b>		1.25	1.35	1.45	1.55	1.65	1.75	1.90	2.00	2.10	2.20	2.30	2.40	2.55	2.70	2.85	
<b>20</b>					2.35	2.50	2.70	2.90	3.10	3.30	3.45	3.60					

(gamme commerciale FTFI, prix HT en €, par boulon)

**Nota : Pour tous les assemblages par boulons, on vérifiera le cisaillement de bloc**

### 3 - ASSEMBLAGES PAR POINTES

#### **31- Pointes sollicitées en cisaillement**

Les règles ci-dessous s'appliquent pour des pointes d'un diamètre  $< 8$  mm.  
Pour les pointes carrées,  $d$  = la dimension du côté.

##### CONDITIONS

**pointes  $\varnothing < 8$  mm**

##### **Particularités BOIS / BOIS**

*Un avant trou est nécessaire si l'épaisseur minimale des bois est  $< t_{max}$*

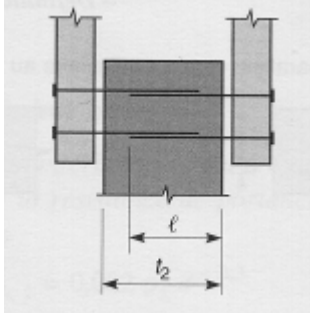
$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} 7d \\ (13d - 30) \frac{\sigma_k}{400} \end{array} \right\}$$

et pour les bois sensibles à la fissuration, on aura en plus  $a_4 > 14\varnothing$   $t = \max \left\{ \begin{array}{l} 14d \\ (13d - 30) \frac{\sigma_k}{200} \end{array} \right\}$

##### **Un avant trou est également nécessaire si :**

- $\varnothing$  pointe  $> 6$  mm
- $\rho_k > 500$  kg/m<sup>3</sup>

##### **La longueur de pénétration dans le bois sera de :**



- pointes lisses  $\geq 8d$
- pointes crantées torsadées  $\geq 6d$

Particularités chevauchement des pointes pour enfoncement en 2x cisaillement sans avant trous :

si  $(t_2 - l) > 4d$ , les pointes enfoncées sans avant trous peuvent se chevaucher dans la partie centrale.

**On vérifie**  $\text{Effort}_{ELU} \leq R_d$

avec 
$$R_d = \frac{k_{mod} \cdot R_k}{\gamma_M} \cdot n_{ef} \cdot n_{pc}$$

Effort ELU,  
 $R_k$ ,  
 $n_{ef}$ ,  
 $n_{pc}$ ,  
 $k_{mod}$ ,  
 $\gamma_M$

effort sur l'assemblage  
résistance d'un plan de cisaillement  
nb de pointes efficace dans l'assemblage  
nb de plans cisailés par pointe  
selon durée application et classe service,  
1,3

##### **Principe de vérification des pointes sollicitées en cisaillement**

- Déterminer l'effort ELU à reprendre par l'assemblage
- Estimer le nb de pointes (prédimensionnement) directement à partir de COACH EC5

- Calculer la résistance caractéristique par pointe et par plan de cisaillement  $R_k$ . Cette résistance caractéristique dépend de :

- **La portance locale du bois**  $f_{h,k}$ , quelque soit l'angle de l'effort par rapport au bois dépend de :

*Nota : l'angle de l'effort par rapport au fil du bois n'a pas d'influence sur la portance*

BOIS MASSIF sans avant trou

$$f_{h,k} = 0,082 \rho_k d^{-0.3} \quad \text{N/mm}^2, d \text{ en mm}, \rho \text{ en kg/m}^3$$

BOIS MASSIF avec avant trou (0.7 d), obligatoire si  $\rho_k > 500 \text{ kg/m}^3$

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01d) \rho_k \quad \text{N/mm}^2, d \text{ en mm}, \rho \text{ en kg/m}^3$$

CONTREPLAQUE

$$f_{h,k} = 0,11 \rho_k d^{-0.3} \quad \text{N/mm}^2, d \text{ en mm}, \rho \text{ en kg/m}^3$$

PANNEAUX OSB

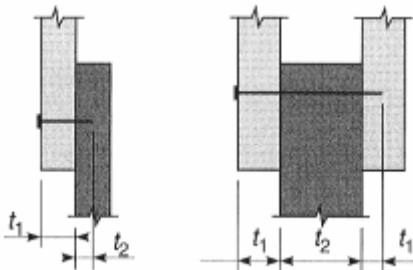
$$f_{h,k} = 65 d^{-0.7} t^{0.1} \quad \text{N/mm}^2, d \text{ en mm}, t \text{ ep panneau en mm}$$

- **Du moment plastique de la tige**  $M_{y,k}$  en N.mm  
avec  $f_{u,k}$  résistance en traction acier pointe en  $\text{N/mm}^2$ , toujours  $\geq 600$  Mpa.

$$M_{y,k} = \frac{f_{u,k}}{600} 180 d^{2.6} \quad \text{N.mm} \quad (\text{pointes cylindriques})$$

$$M_{y,k} = \frac{f_{u,k}}{600} 270 d^{2.6} \quad \text{N.mm} \quad (\text{pointes carrées})$$

- **Du mode de rupture** (équations de (a à k) pour assemblage BOIS/BOIS et (a à m) pour assemblage BOIS/METAL **[VOIR M3/01]**)



**t1** s'entend en double cisaillement comme la plus petite des deux valeurs signalées sur le croquis.

### **Particularités pointes en bout de fil (ex : chevron / planche de rive)**

- autorisées sur les structures secondaires
- la capacité résistante = 1/3 de la résistance d'un clouage perpendiculaire
- les pointes sont seulement chargées latéralement
- la pénétration coté pointe est  $\geq 10\phi$
- 3 pointes par assemblages

- **Du nb de plans de cisaillement,  $n_{pc}$**

X1 CISAILEMENT 1 PLAN DE CISAILEMNT PAR POINTES

X2 CISAILEMENT 2 PLANS DE CISAILEMENT PAR POINTES

Exemple dans un assemblage de 12 POINTES en X2 cisaillement, il y a 24 plans de cisaillement

- **Du nb efficace de pointes selon le tableau ci-dessous :**

*Kef- Uniquement BM avec BM*

Espacement	Coefficient k efficace	
	Sans avant trou	Avec avant trou
$a_1 \geq 14\varnothing$	1.00	1.00
$a_1 = 13\varnothing$	0.96	0.96
$a_1 = 12\varnothing$	0.92	0.92
$a_1 = 11\varnothing$	0.86	0.86
$a_1 = 10\varnothing$	0.85	0.85
$a_1 = 9\varnothing$	0.80	0.80
$a_1 = 8\varnothing$	0.75	0.75
$a_1 = 7\varnothing$	0.70	0.70
$a_1 = 6\varnothing$	0.46	0.64
$a_1 = 5\varnothing$	0.24	0.57
$a_1 = 4\varnothing$	0.00	0.50

Le nb de pointes efficaces dans **une file** est =  
au nb de pointes dans la file  $\wedge$  kefficace, soit  
 **$n_{ef} = n^{kef}$**

Si disposition en quinconce,  
décalage de  $1\varnothing$  entre pointes de la  
même file, alors **kef = 1**

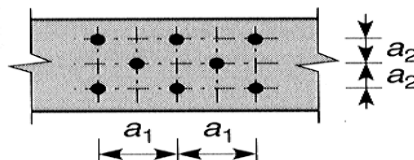
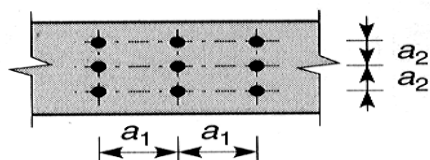
➤ Calculer  $R_d$ , résistance de calcul 
$$R_d = \frac{k_{mod} \cdot R_k}{\gamma_M} \cdot \sum n_{ef} \cdot n_{pc}$$

- $k_{mod}$ , DT tableau 1.5
- $\gamma_M = 1,3$  DT tableau 1.6

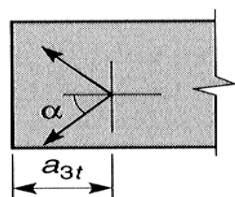
Vérifier que **Effort<sub>ELU</sub> ≤ R<sub>d</sub>**

- Disposer les pointes par rapport au bois (bois sur bois ou CP et acier sur bois)
- distance entre pointes
  - distance bord chargé
  - distance bord libre

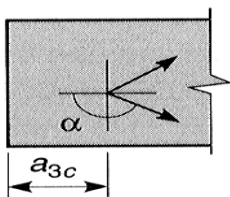
Espacements parallèle et perpendiculaire au fil :



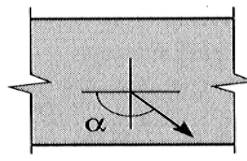
Distances aux rives :



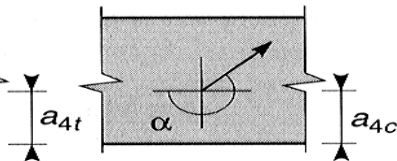
$-90^\circ < \alpha < 90^\circ$   
Extrémité  
chargée



$90^\circ < \alpha < 270^\circ$   
Extrémité  
non chargée



$0^\circ < \alpha < 180^\circ$   
Rive  
chargée



$180^\circ < \alpha < 360^\circ$   
Rive  
non chargée

**Tableau 5.5 Positionnement des pointes**

	Sans avant trous		Avec avant trous
	$\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$	$420 \text{ kg/m}^3 < \rho_k < 500 \text{ kg/m}^3$	
<b>a1</b>	$d < 5\text{mm}$ $(5+5 \cos\alpha )d$	$(7 + 8  \cos \alpha ) d$	$(4 +  \cos \alpha ) d$
	$d \geq 5\text{mm}$ $(5+7 \cos\alpha )d$		
<b>a2</b>	$5d$	$7d$	$(3+ \sin\alpha )d$
<b>a3,t</b>	$(10+5 \cos\alpha )d$	$(15+5 \cos\alpha )d$	$(7+5 \cos\alpha )d$
<b>a3,c</b>	$10d$	$15d$	$7d$
<b>a4,c</b>	$5d$	$7d$	$3d$
<b>a4,t</b>	$d < 5\text{mm}$ $(5+2 \sin\alpha )d$	$d < 5\text{mm}$ $(7+2 \sin\alpha )d$	$d < 5\text{mm}$ $(3+2 \sin\alpha )d$
	$d \geq 5\text{mm}$ $(5+5 \sin\alpha )d$	$d \geq 5\text{mm}$ $(7+5 \sin\alpha )d$	$d \geq 5\text{mm}$ $(3+4 \sin\alpha )d$

**Particularités BOIS / PANNEAU**

- les espacements du tableau ci –dessus multipliés par 0.85 (dans le bois)
- les espacements mini a4t ou a3t sont :  **$(3+4 \sin\alpha)d$**  (dans le panneau)
- les espacements mini a4c ou a3c sont :  **$3d$**  (dans le panneau)

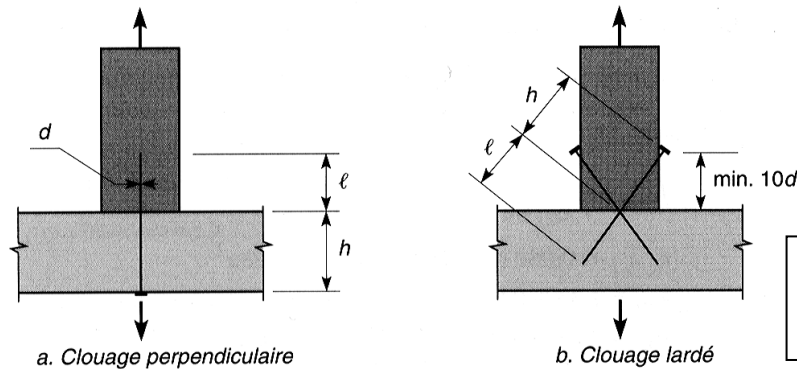
**Particularités BOIS / METAL**

- les espacements du tableau ci –dessus sont multipliés par 0.7
- les plaques métalliques sont d'une  $e_p \leq 0.5d$

**Attention, effectuer également la vérification de rupture de bloc**

### 32) Pointes sollicitées axialement

Deux modes de rupture sont envisagés, l'arrachement dans l'élément recevant l'extrémité pointue et la perforation du bois sous la tête.



$l \geq 12d$  pointes lisses  
 $l \geq 8d$  pointes torsadées ou crantées

La résistance  $R_k$  à l'arrachement sera :

$$R_k = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{1,k} d l \\ f_{1,k} d h + f_{2,k} d_{\text{tête}}^2 \\ f_{2,k} d_{\text{tête}}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{(a)} \\ \text{(b)} \\ \text{(c)} \end{array}$$

(a) toutes les pointes  
 (b) pointes lisses  
 (c) pointes torsadées ou crantées

$l$  et  $d$  voir schéma ci-dessus  
 $d_{\text{tête}}$  diamètre tête de pointe

avec  $f_{1,k}$  valeur caractéristique à l'arrachement du côté de la pointe =  $20 \cdot 10^{-6} \rho_k^2$

et  $f_{2,k}$ , valeur caractéristique à l'arrachement du côté de la tête =  $70 \cdot 10^{-6} \rho_k^2$

#### Pointes lisses

La pénétration du côté de la pointe ( $l$ , selon schéma ci-dessus) doit être  $\geq 8\phi$ . Pour les pénétrations  $< 12\phi$ , on multipliera la capacité  $f_{1,k}$  par  $(l/4d-2)$ .

#### Pointes crantées

La pénétration du côté de la pointe ( $l$ , selon schéma ci-dessus) doit être  $\geq 6\phi$ . Pour les pénétrations  $< 8\phi$ , on multipliera la capacité  $f_{1,k}$  par  $(l/2d-3)$ .

### 33) Pointes sollicitées axialement et en cisaillement

$$\frac{\text{Effort.axial}}{R_d(\text{axial})} + \frac{\text{Effort.cisaillement}}{R_d(\text{cisaillement})} \leq 1 \quad \cdot \text{ pointes lisses}$$

$$\left( \frac{\text{Effort.axial}}{R_d(\text{axial})} \right)^2 + \left( \frac{\text{Effort.cisaillement}}{R_d(\text{cisaillement})} \right)^2 \leq 1 \quad \cdot \text{ pointes torsadées ou crantées}$$

exemple de GAMME COMMERCIALE.

L	60	70	80	90	100	110	125	140	160	180	200
Ø lisse	2,7	3	3,4	3,9	4,4	4,9	5,4	5,9	6,4	6,4	7
Ø torsa.	2,8	3,1	3,1	3,7	4,1	4,5	4,5	5,1			
Ø cranté.	2,7	3	3	3,4							

## 4 - ASSEMBLAGES PAR VIS

### 41) Vis, tire-fonds sollicités en cisaillement

Pour les tire-fonds d'un  $\varnothing < 6$  mm, on applique les mêmes règles que pour les pointes.  
 Pour les tire-fonds d'un  $\varnothing > 6$  mm, on applique les mêmes règles que pour les boulons

Avant trou : il est supposé que :

- les tire-fonds sont vissés dans des avant trous si  $\varnothing$  du tire-fond est  $> 6$  mm,
- la  $l_g$  de la partie lisse est  $\geq$  à l'épaisseur de la partie située sous la tête,
- le  $\varnothing$  de la vis est = au  $\varnothing$  de la partie lisse.

### 42) Vis, tire-fonds sollicités à l'arrachement

La résistance à l'arrachement  $R_d$  sur un tirefonds est calculée de la manière suivante :

$$F_{ax,k,Rk} = \frac{n^{0.9} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad \text{avec} \quad f_{ax,k} = 0.52 d^{-0.5} l_{ef}^{-0.1} \rho_k^{0.8}$$

en N

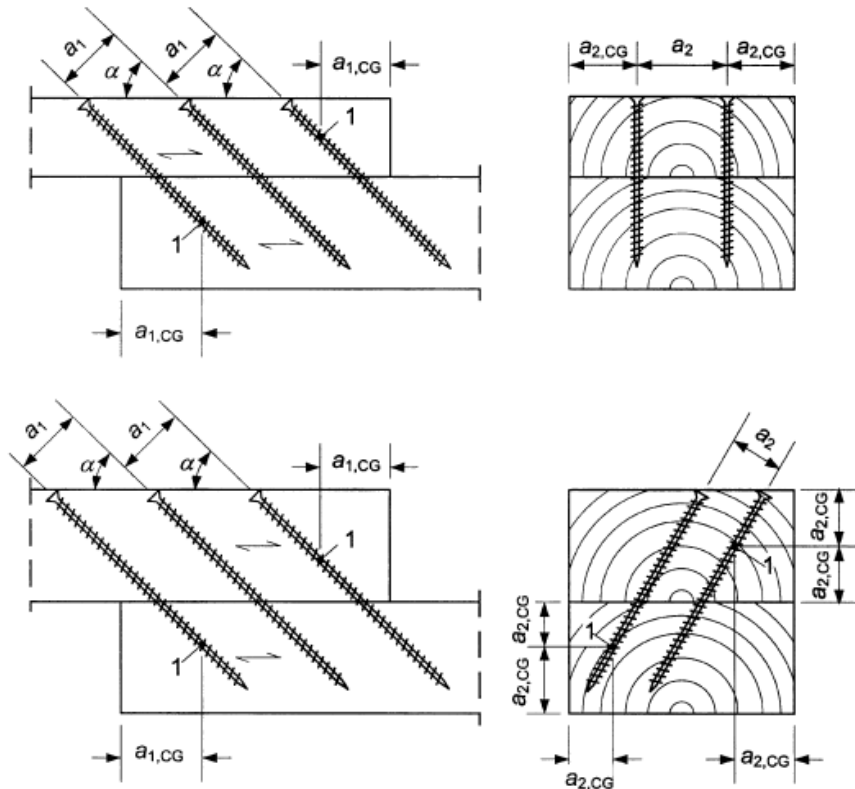
$$k_d = \min \left| \frac{d/8}{1} \right|$$

$l_{ef}$  = longueur efficace de la partie filetée dans la partie où elle est fixée

$d$  = diamètre extérieur sur partie filetée

$n$  = nb de tire fonds sollicités axialement dans un assemblage

$\alpha \geq 30^\circ$  par rapport au fil du bois



**Tableau 8.6 — Espacements et distances d'extrémité et de rive minimaux  
des tire-fonds chargés axialement**

Espacement minimal d'un tire-fonds sur un plan parallèle au fil	Espacement minimal d'un tire-fonds perpendiculaire à un plan et parallèle au fil	Distance d'extrémité minimale du centre de gravité de la partie filétée du tire-fonds dans l'élément	Distance minimale de rive du centre de gravité de la partie filétée du tire-fonds dans l'élément
$a_1$	$a_2$	$a_{1,CG}$	$a_{2,CG}$
$7d$	$5d$	$10d$	$4d$

Calcul de  $R_d$ , puis vérification

$$\text{Effort}_{ELU} \leq R_d$$

$$R_d = \frac{k_{mod} \cdot R_k}{\gamma_M}$$

### Vis, tire-fonds sollicités à l'arrachement et en cisaillement

$$\left( \frac{\text{Effort.axial}}{R_d(\text{axial})} \right)^2 + \left( \frac{\text{Effort.cisaillement}}{R_d(\text{cisaillement})} \right)^2 \leq 1 \quad . \text{ vis, tire-fonds}$$

#### Gamme commerciale vis, tirefonds

ø/lg	25	30	35	40	45	50	60	70	80	90	100	120	140	160	180	200
5	0.015	0.016	0.017	0.018	0.019	0.020										
6	0.020	0.024	0.027	0.031	0.035	0.038	0.042	0.046	0.049	0.053						
7		0.035	0.037	0.039	0.041	0.043	0.045	0.047	0.050							
8		0.040	0.043	0.045	0.048	0.051	0.054	0.056	0.059	0.062	0.064	0.067	0.070			
10				0.070		0.093	0.116	0.139	0.162	0.185	0.208	0.231	0.254	0.277	0.300	
12						0.150	0.175	0.200	0.225	0.250	0.275	0.300	0.325	0.350	0.375	0.400
14											0.400	0.463	0.525	0.588	0.650	
16											0.500	0.600	0.700	0.800	0.900	1.000

(gamme commerciale FTFI, prix HT en €, par vis)

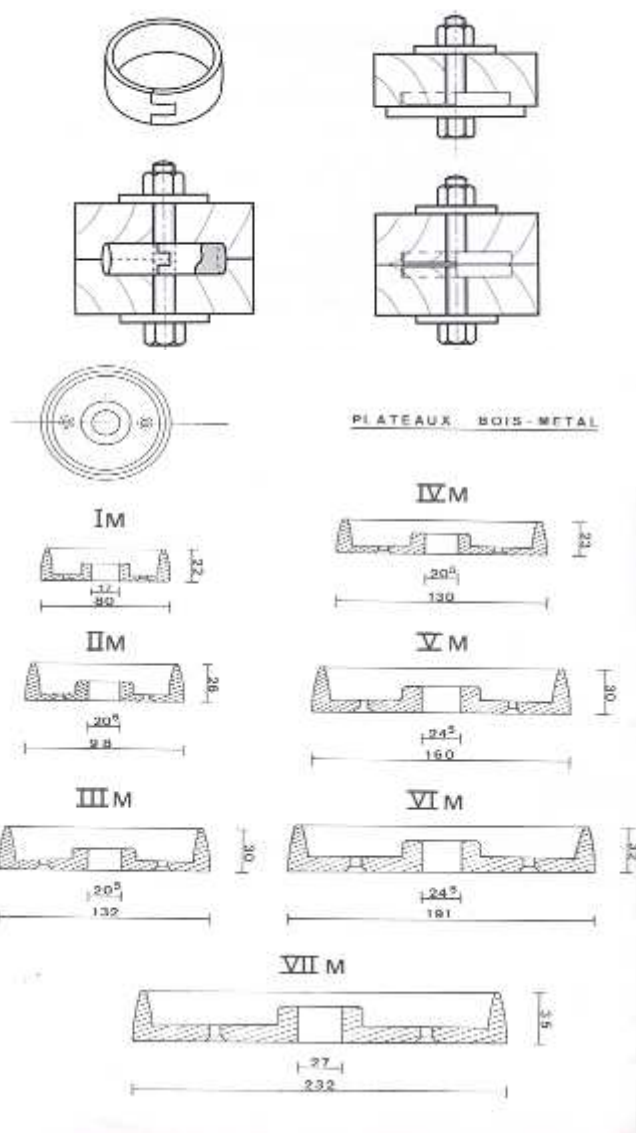
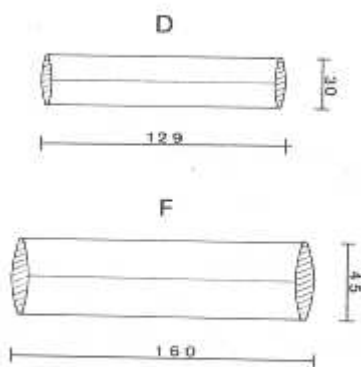
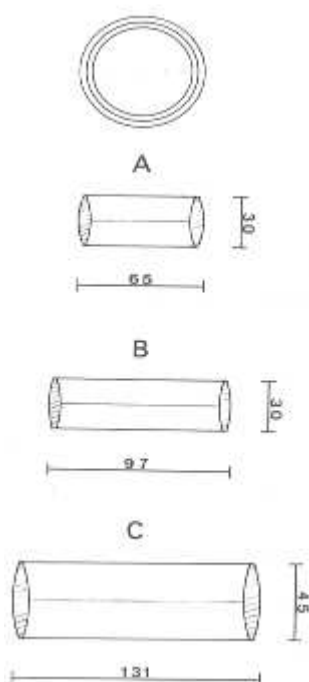


## 5 - ASSEMBLAGES PAR ANNEAUX ou PAR CRAMPONS

### 51) ASSEMBLAGES PAR ANNEAUX

#### a) Technologie

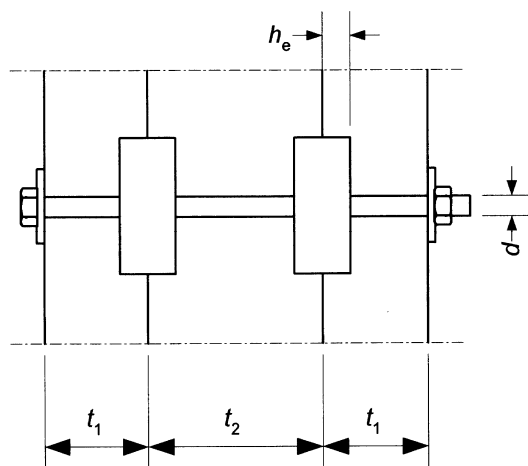
Un assemblage par anneau permet de transférer un effort d'une pièce à l'autre par compression en portance locale sur le bois et par cisaillement du bois sous l'asembleur. On distinguera selon la norme EN 912 les assembleurs bois - bois (**type A**) et les anneaux bois - métal (**type B**). Généralement un boulon reliera l'ensemble.

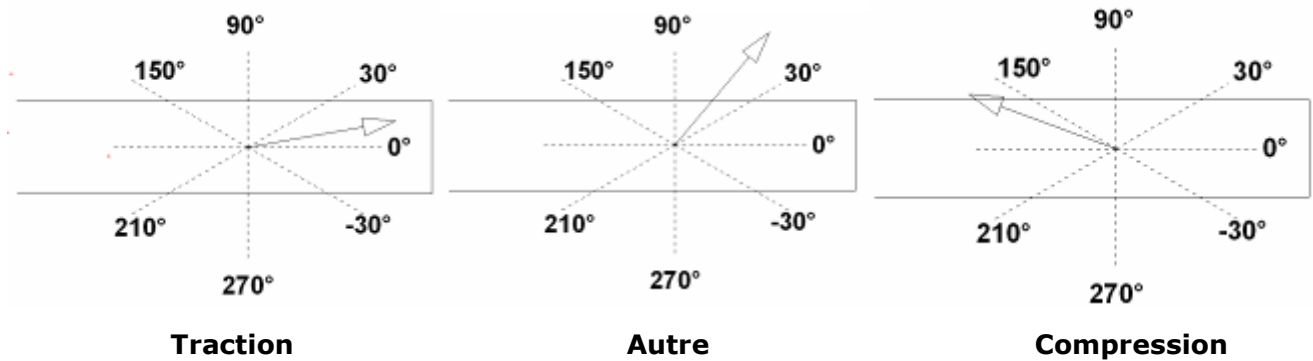


	Type	ø	hauteur	Prix
TYPE A	A	65	30	1.60 €
	B	95	30	2.50 €
	C	131	45	4.75 €
	D	129	30	3.15 €
	F	160	45	8.60 €
TYPE B	IM	80	22	2.75 €
	IIM	98	26	4.70 €
	IIIM	132	30	9.25 €
	IVM	130	23	6.70 €
	VM	160	30	14.25 €
	VIM	191	32	21.40 €
	VIIM	232	35	34.00 €

#### Nota : épaisseur mini des bois

Bois extérieurs > 2.25 hauteur pénétration anneau  
Bois intérieur > 3.75 hauteur pénétration anneau



**b : Les modes de rupture**

On distinguera 3 modes de rupture selon l'angle de sollicitation du fil du bois (voir ci-dessus).

$30^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	Traction T ,	rupture par cisaillement
$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	Compression C,	rupture par écrasement et fendage
autres angles		rupture par fendage

Le mode le plus pénalisant est la traction, et le moins pénalisant la compression.

Pour un assemblage Bois/Bois avec plusieurs pièces, la valeur de la résistance sera donnée par le mode de rupture le plus pénalisant.

**c. Résistance par anneau et par plan de cisaillement**

$$\text{➤ } R_{c,0,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot (35 \cdot d^{1.5}) \\ k_1 \cdot k_3 \cdot h_e \cdot (31,5 \cdot d) \end{array} \right\}$$

- d, diamètre de l'anneau
- la première condition ne s'applique pas si assemblage chargé en compression

$$k_1 = \min \left[ 1, \frac{t_1}{3h_e}, \frac{t_2}{5h_e} \right]$$

he, pénétration anneau

$$k_2 = \min \left[ 1, \frac{a_{3t}}{2d_c} \right]$$

- k2, s'applique si l'assemblage est chargé en traction ( $-30^\circ < \alpha < 30^\circ$ )

$$k_3 = \min \left[ 1.75, \frac{\rho_k}{350} \right]$$

$k_4 = 1$  pour bois bois et 1.1 pour bois métal

$$\text{➤ Pour un angle } \alpha, \quad R_{c,\alpha,k} = \frac{R_{c,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad \text{avec } k_{90} = 1.3 + 0.001 d$$

- Pour plus de deux anneaux en ligne, on calculera le nombre efficace d'anneaux de la manière suivante :

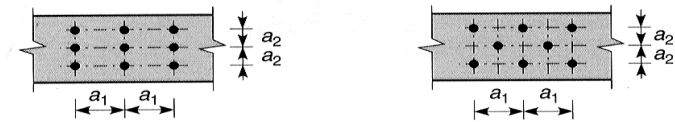
$$n_{ef} = 2 + \left(1 - \frac{n}{20}\right)(n - 2)$$

#### d. Positionnement

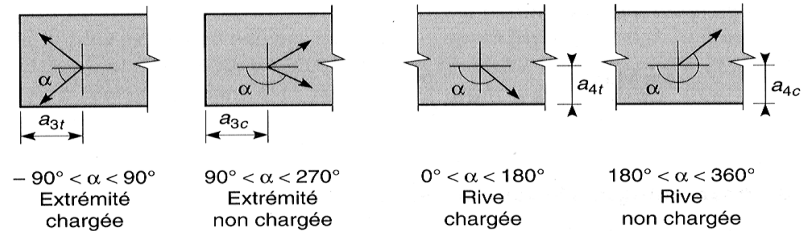
Tableau 5.6 Positionnement des anneaux

$a_1$	$(1,2 + 0,8(\cos \alpha)) d$
$a_2$	$1,2d$
$a_{3,t}$	$1,5d$
$a_{3,c}$	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ \quad (0,4 + 1,6(\sin \alpha)) d$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ \quad 1,2 d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ \quad (0,4 + 1,6(\sin \alpha)) d$
$a_{4,t}$	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ \quad (0,6 + 0,2(\sin \alpha)) d$
$a_{4,c}$	$0,6d$

Espacements parallèle et perpendiculaire au fil :



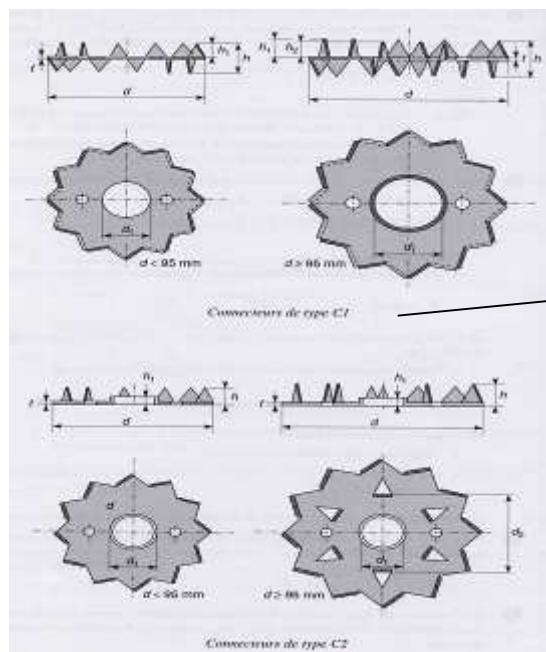
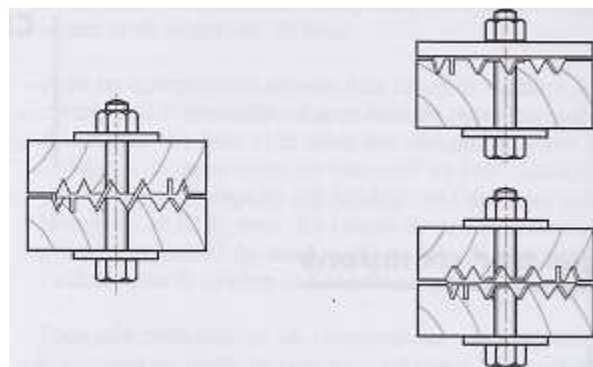
Distances aux rives :



- Lorsque les anneaux sont en quinconce, il convient que les espacements minimum soient  $(ka_1)^2 + (ka_2)^2 \geq 1$  avec  $ka_1$  et  $ka_2$  compris entre 0 et 1.
- $a_1$  peut être encore réduit par un facteur  $k_{s,red}$  avec  $0,5 \leq k_{s,red} \leq 1$  à condition que la capacité résistante soit multipliée par le facteur  $k_{R,red}$  soit  $0,2 + 0,8 k_{s,red}$

**52) ASSEMBLAGES PAR CRAMPONS****a) Technologie**

Un assemblage par crampons permet de transférer un effort d'une pièce à l'autre par compression en portance locale sur le bois et par cisaillement du bois sous l'assembleur. Ces assembleurs sont de **type C**. Ci-dessous, les différents types selon la norme EN912 sont présentés

**b) Gamme commerciale****C1****C2**

On distinguera les crampons

bois – bois (double denture et les  
crampons  
bois – métal (simple denture).

YPE	DIMENSIONS	Ø BOULON	EP MIN BOIS
C1-C2	Ø 48	10	60
		12	
		16	
C1-C2	Ø 62	12	60
		16	
		20	
C1-C2	Ø 75	12	60
		16	
		22	
C1-C2	Ø 95	16	64
		20	
		24	
C1-C2	Ø 117	20	80
		22	
		24	
C5	100x100	16	60
		20	
		24	
C5	130x130	20	60
		22	
		24	
C3-C4	70x100	16	74
		20	
		24	

**c. Résistance par crampon et par plan de cisaillement**

$$R_{j,\alpha,k} = R_{c,k} + R_{b,\alpha,k}$$

$R_{c,k}$  Résistance de l'anneau pour un effort transmis selon un angle  $\alpha$  par rapport au fil.

$R_{b,\alpha,k}$  Résistance du boulon par plan de cisaillement et pour un effort transmis selon un angle  $\alpha$  par rapport au fil.

➤  $R_{c,0,k} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot (18 \cdot d^{1.5})$

**Crampons type C1 à C9**

➤  $R_{c,0,k} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot (25 \cdot d^{1.5})$

**Crampons type C10 et C11**

$$k_1 = \min \left[ 1, \frac{t_1}{3h_e}, \frac{t_2}{5h_e} \right]$$

$h_e$ , pénétration du crampon.

Type C1 à C9 :

$$k_2 = \min \left[ 1, \frac{a_{3t}}{1,5d} \right]$$

avec  **$a_{3t} \geq \max (1.1d_{\text{anneau}}, 7d_{\text{boulon}}, 80\text{mm})$**

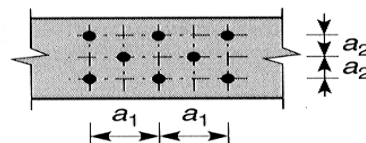
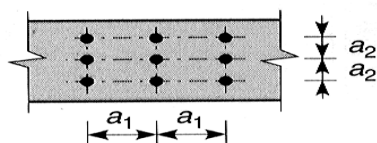
$$k_3 = \min \left[ 1.5, \frac{\rho_k}{350} \right]$$

- Pour plus de deux crampons en lignes, on calculera le nombre efficace de crampons de la manière suivante :

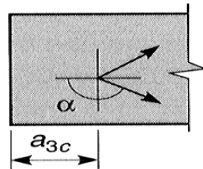
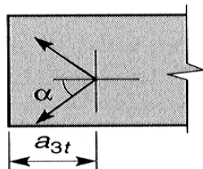
$$n_{\text{ef}} = 2 + \left( 1 - \frac{n}{20} \right) (n - 2)$$

**d. Positionnement**

Espaces parallèle et perpendiculaire au fil :

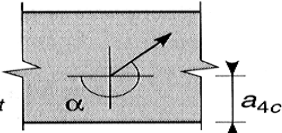
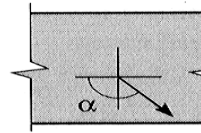


Distances aux rives :



$-90^\circ < \alpha < 90^\circ$   
Extrémité  
chargée

$90^\circ < \alpha < 270^\circ$   
Extrémité  
non chargée



$0^\circ < \alpha < 180^\circ$   
Rive  
chargée

$180^\circ < \alpha < 360^\circ$   
Rive  
non chargée

Tableau 5.7 Positionnement des crampons C1 à C9

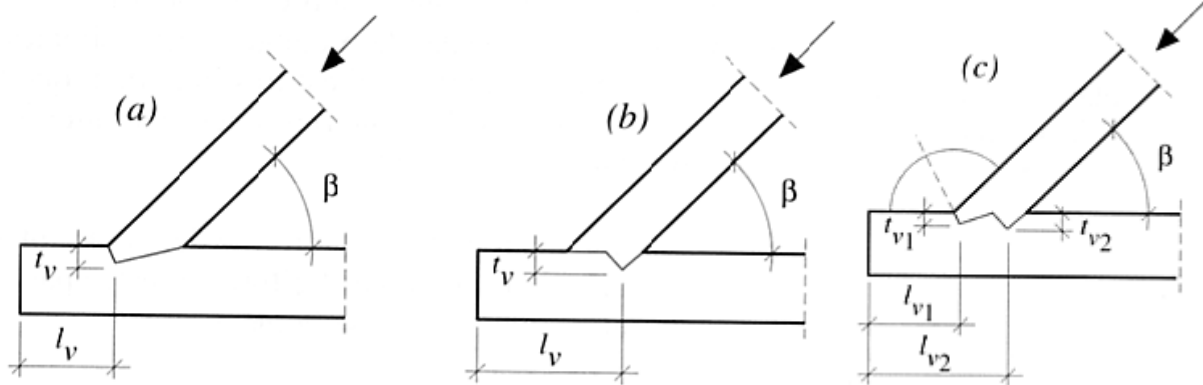
$a_1$	$(1,2 + 0,3(\cos \alpha)) d$
$a_2$	$1,2d$
$a_{3,t}$	$2 d$
$a_{4,c}$	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ \quad (0,9 + 0,6(\sin \alpha)) d$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ \quad 1,2 d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ \quad (0,9 + 0,6(\sin \alpha)) d$
$a_{4,t}$	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ \quad (0,6 + 0,2(\sin \alpha)) d$
$a_{4,c}$	$0,6d$

Tableau 5.8 Positionnement des crampons C10 à C11

$a_1$	$(1,2 + 0,8(\cos \alpha)) d$
$a_2$	$1,2d$
$a_{3,t}$	$2 d$
$a_{4,c}$	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ \quad (0,4 + 1,6(\sin \alpha)) d$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ \quad 1,2 d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ \quad (0,4 + 1,6(\sin \alpha)) d$
$a_{4,t}$	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ \quad (0,6 + 0,2(\sin \alpha)) d$
$a_{4,c}$	$0,6d$

## 6 - ASSEMBLAGES TRADITIONNELS

### ASSEMBLAGES PAR EMBREVEMENT



#### a) Technologie

Un assemblage par emboîtement transfère des efforts de compression par contact sur la surface frontale de l'assemblage. On distinguera l'emboîtement : avant, arrière et double. La vérification à pour objectif de valider la profondeur de l'emboîtement  $t_v$  et la longueur du talon  $l_v$ . Généralement, en charpente traditionnelle l'emboîtement est mis en position par un tenon, toutefois il peut être remplacé par des vis, des boulons.

#### b) Vérification de l'emboîtement

##### ➤ Calcul de la contrainte de compression sur la surface de contact

**Nota :**  $l_v$  talon,  
 $t_v$  profondeur emboîtement,  
 $b$  et  $h$  largeur de la pièce, et hauteur de la pièce,

$\beta$ , angle de l'assemblage

$\alpha$ , angle de l'entaille de l'emboîtement (cas de l'emboîtement avant)  $\alpha = \frac{\pi - \beta}{2}$ ,

(c'est l'angle de contact entre les fibres du bois et la coupe de l'emboîtement)

**Contrainte sur surface de l'emboîtement avant**  $\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{F \cos^2 \frac{\beta}{2}}{b \cdot t_v}$

**Contrainte sur surface de l'emboîtement arrière**  $\sigma_{c,\alpha,d} \geq \frac{F \cos \beta}{b \cdot t_v}$

#### Contrainte sur emboîtement double

L'effort  $F$  est réparti proportionnellement aux surfaces de l'emboîtement avant et de l'emboîtement arrière.

$F$  sur emboîtement avant =  $F / (\text{surface emboîtement avant} / \text{surface totale des emboîtements})$

$F$  sur emboîtement arrière =  $F / (\text{surface emboîtement arrière} / \text{surface totale des emboîtements})$

Les profondeurs d'emboîtement doivent respecter la règle ci-dessous :

$$t_{v1} \leq \begin{cases} t_{v2} - 10\text{mm} \\ 0,8t_{v2} \end{cases}$$

**Calcul de la contrainte de cisaillement , vérification de la longueur du talon**

$$\tau_d = \frac{F \cos \beta}{b \cdot l_v}$$

**Vérification de la résistance à la compression**

On vérifiera que  $\sigma_{c,\alpha,d} \leq f_{c,\alpha,d}$  ou  $\frac{\sigma_{c,\alpha,d}}{f_{c,\alpha,d}} \leq 1$  avec  $f_{c,\alpha,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,\alpha,k}}{\gamma_M}$

**Vérification de la contrainte de cisaillement**

On vérifiera que  $\tau_d \leq f_{v,d} \cdot k_v$  ou  $\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$  avec  $f_{v,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M}$

**ASSEMBLAGES PAR TENON**

Tenons verticaux (dans le sens de la hauteur),  $h_e$  = hauteur efficace du tenon

Tenons horizontaux (dans le sens de la largeur),  $h_e$  = épaisseur du tenon

On vérifiera que  $\tau_d \leq f_{v,d} \cdot k_v$  ou  $\frac{\tau_d}{k_v \cdot f_{v,d}} \leq 1$  avec  $f_{v,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M}$



# VERIFICATIONS DES DEFORMATIONS (ELS)

## 1 - DEFORMATIONS DES POUTRES FLECHIES

### 11) Les combinaisons d'actions aux ELS...

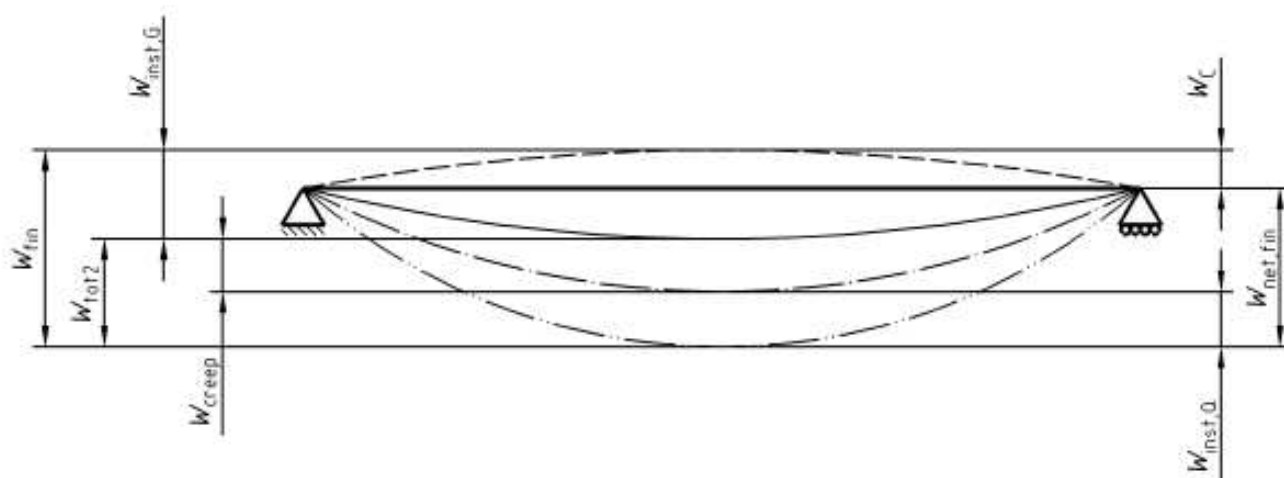
Voir CH31 ou bien dossier technique tab 2.1, 2.2, 2.3 et 2.4

### 12) Le calcul des déformations.

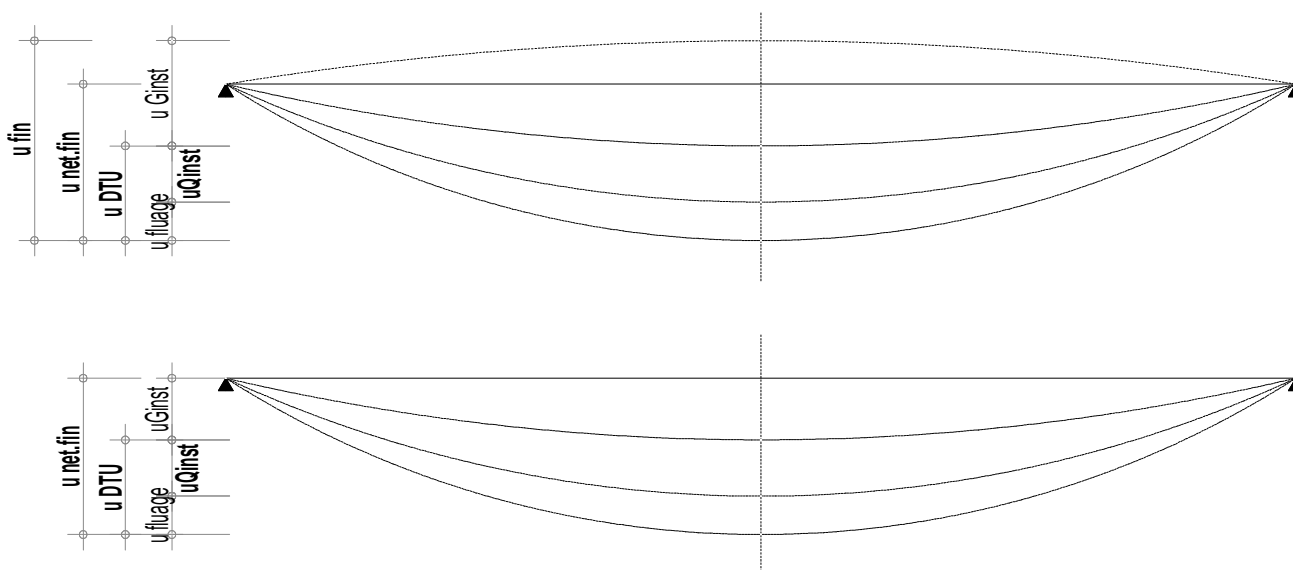
- Les chargements permanents ont des effets de déformation instantanée,  $\mathbf{W}_{inst \cdot G}$
- Les chargements variables ont des effets de déformation instantanée,  $\mathbf{W}_{inst \cdot Q}$
- Les chargements permanents ou quasi permanents ont des effets de déformation différée,  $\mathbf{W}_{creep}$  (c'est le cas de G et d'une partie de Q et exceptionnellement de de S en altitude)
- La flèche résultante (en dessous des appuis) se nomme :

$$\mathbf{W}_{net,fin} = \mathbf{W}_{inst} + \mathbf{W}_{creep} \quad (\text{lorsqu'il n'y a pas de contreflèche})$$

$$\mathbf{W}_{fin} = \mathbf{W}_{inst} + \mathbf{W}_{creep} + \mathbf{W}_c \quad (\text{lorsqu'une contreflèche } \mathbf{W}_c \text{ est fabriquée})$$



### SCHEMAS PLUS EXPLICITES



Il faut vérifier que la flèche provoquée par les actions appliquées à la structure reste inférieure ou égale à la flèche limite  $W_{\text{verticale ou horizontale limite}}$  (DT-Tab 4.1 ET 4.2).

On distingue trois vérifications :

**La vérification de la déformation instantanée sous charges variables**

$$W_{\text{inst}}(Q) \leq W_{\text{verticale.ou.horizontale.limite.ins tan tan ée}}$$

**La vérification de la déformation finale**

$$W_{\text{net,fin...ou..fin}} \leq W_{\text{verticale.ou.horizontale.limite....net.fin...ou...fin}}$$

**La vérification spécifique de  $W_{\text{tot2}}$ , c'est-à-dire  $W_{\text{fin}} - W_{G,\text{instr}}$ , qui peut être imposée par les DTU ou avis technique**

On calculera  $W_{\text{creep}}$  de la manière suivante

Pour G

$$W_{\text{creep}} = K_{\text{def}} \cdot W_{\text{inst}}$$

Pour les charges variables (Q,S et W)

$$W_{\text{creep}} = K_{\text{def}} \cdot \psi_2 \cdot W_{\text{inst}}$$

**Kdef, tableau 4.2 DT**

**$\psi_2$ , tableau 4.3 DT**

**Exemple : G et Q** - On calcule :

$$W_{\text{inst,G}}$$

$$W_{\text{inst,Q}}$$

$$W_{\text{creep,G}} = K_{\text{def}} \cdot W_{\text{inst,G}}$$

$$W_{\text{creep,Q}} = K_{\text{def}} \cdot \psi_2 \cdot W_{\text{inst,Q}}$$

$$W_{\text{net,fin,G}} = W_{\text{inst,G}} + W_{\text{creep,G}} \text{ soit } (1 + k_{\text{def}}) \cdot W_{\text{inst,G}}$$

$$W_{\text{net,fin,Q}} = W_{\text{inst,Q}} + W_{\text{creep,Q}} \text{ soit } (1 + k_{\text{def}} \cdot \psi_2) \cdot W_{\text{inst,Q}}$$

On vérifie :

$$W_{\text{inst,Q}} \leq W_{\text{limite, inst}}$$

$$W_{\text{net,fin,G}} + W_{\text{net,fin,Q}} \leq W_{\text{limite, net finale}}$$

**Exemple : G et S** - On calcule :

$$W_{\text{inst,G}}$$

$$W_{\text{inst,Q}}$$

$$W_{\text{creep,G}} = K_{\text{def}} \cdot W_{\text{inst,G}}$$

$$W_{\text{creep,S}} = K_{\text{def}} \cdot W_{\text{inst,S}} + K_{\text{def}} \cdot \psi_2 \cdot W_{\text{inst,S}}$$

$$W_{\text{net,fin,G}} = W_{\text{inst,G}} + W_{\text{creep,S}} \text{ soit } (1 + k_{\text{def}}) \cdot W_{\text{inst,S}}$$

$$W_{\text{net,fin,S}} = W_{\text{inst,S}} + W_{\text{creep,S}} \text{ soit } (1 + k_{\text{def}} \cdot \psi_2) \cdot W_{\text{inst,S}}$$

On vérifie :

$$W_{\text{inst,S}} \leq W_{\text{limite, inst}}$$

$$W_{\text{net,fin,G}} + W_{\text{net,fin,S}} \leq W_{\text{limite, net finale}}$$

Tableau 4.1 : Valeurs limites pour les déplacements verticaux et horizontaux

	Bâtiments courants			Bâtiments agricoles et similaires		
	$W_{inst}(Q)$	$W_{net,fin}$	$W_{fin}$	$W_{inst}(Q)$	$W_{net,fin}$	$W_{fin}$
Chevrans	-	L/ 150	L/ 150	-	L/ 150	L/ 150
Éléments structuraux	L/ 300	L/ 200	L/ 125	L/ 200	L/ 150	L/ 100

**Consoles et porte à faux** : La valeur limite sera doublée. Si la valeur limite calculée est < à 5 mm on pourra prendre 5 mm comme valeur limite de vérification

**Panneaux de planchers ou supports de toiture** :  $W_{net,fin} < L/ 250$

**Flèche horizontale** : L/200 pour les éléments individuels soumis au vent.

**NOTA** : La contreflèche sera limitée à 1/333 de la portée, c'est la différence entre  $W_{fin}$  et  $W_{net,fin}$  soit  $1/125 - 1/200$ , c'est-à-dire 1/333.

Tableau 4.3 : Valeurs de  $K_{def}$ 

MATERIAU / CLASSE DE SERVICE		Classe de service		
		1	2	3
<b>Bois massif (1),</b>	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
<b>Lamellé collé</b>	EN 14080	0,60	0,80	2,00
<b>LVL</b>	EN 14374	0,60	0,80	2,00
<b>Contreplaqué</b>	EN 636			
	Partie 1	0.80		
	Partie 2	0.80	1,00	
	Partie 3	0.80	1,00	2,50
<b>OSB</b>	EN 300			
	OSB/2	2,25		
	OSB /3 /4	1,50	2,25	
<b>PP</b>	EN 312			...
	Partie 4	2,25		...
	Partie 5	2,25	3,00	...
	Partie 6	1,50		...

(1) – Pour les BM placés à une humidité > à 30%,  $K_{def}$  est augmenté de 1,00

(2) – Pour les bois avec  $H > 20\%$  et susceptible de sécher sous chargement et passant ainsi en classe 2, on ajoutera +1 à  $k_{def}$

	$\Psi_2$
<b>CHARGES D'EXPLOITATION BATIMENTS</b>	
Catégorie A Habitations, résidentiels	0.3
Catégorie B Bureaux	0.3
Catégorie C Lieux de réunion	0.6
Catégorie D Commerce	0.6
Catégorie E Stockage	0.8
Catégorie G Circulation véhicules < 30kN	0.6
Catégorie F Circulation véhicules > à 30kN et > à 160kN	0.3
Catégorie H Toîts	0
<b>CHARGES DE NEIGE &lt; 1000 m</b>	0
<b>CHARGES DE NEIGE &gt; 1000 m</b>	0.2

**13) exemples**

*Pour alléger les notations, on notera la flèche instantanée avec simplement la désignation  $W$*

**Exemple 1 :**

Une solive BM soumise à un chargement G et Q (Stockage cat E), classe de service 1.  
Le calcul des déformations se fera de la manière suivante :

Calcul de la flèche instantanée sous G  
Calcul de la flèche instantanée sous Q

$$W_G$$

$$W_Q$$

**Vérification de  $W_{inst}$**

$$W_Q \leq 1/300 \text{ de la portée}$$

Recherche de  $k_{def}$

$$K_{def} = 0,6$$

Calcul de la flèche finale sous G

$$W_G + k_{def} W_G \text{ soit } 1,6 W_G$$

Recherche de  $\Psi_2$

$$\Psi_2 = 0,8$$

Calcul de la flèche finale sous Q

$$W_Q + k_{def} \Psi_2 W_Q \text{ soit } 1,48 W_Q$$

Calcul de la flèche finale sous G + Q

$$1,6W_G + 1,48 W_Q$$

**Vérification  $W_{net,fin}$**

$$1,6W_G + 1,48W_Q \leq 1/200 \text{ portée}$$

**Exemple 2 :** Une panne BM soumise à un chargement G , S et W, avec une classe de service 2.  
Le calcul des déformations se fera de la manière suivante. (Altitude > 1000 m) :

Calcul de la flèche instantanée sous G  
Calcul de la flèche instantanée sous S  
Calcul de la flèche instantanée sous W  
Combinaisons pour effet instantané

$$W_G$$

$$W_Q$$

$$W_W$$

$$S, W$$

**Vérification de  $U_{inst}$**

$$W_S \leq 1/300 \text{ de la portée}$$

$$W_W \leq 1/300 \text{ de la portée}$$

Combinaisons à vérifier

$$G+S, G+W$$

Recherche de  $k_{def}$

$$K_{def} = 0,8$$

Calcul de la flèche finale sous G

$$W_G + k_{def} W_G \text{ soit } 1,8 W_G$$

Recherche de  $\Psi_2$  pour la neige

$$\Psi_2 = 0,2$$

Calcul de la flèche finale sous S

$$W_S + k_{def} \Psi_2 W_S \text{ soit } 1,16 W_S$$

Recherche de  $\Psi_2$  pour le vent

$$\Psi_2 = 0$$

Calcul de la flèche finale sous W

$$W_W + k_{def} \Psi_2 W_W \text{ soit } 1 W_W$$

**Vérification  $U_{net,fin}$**

$$1,8W_G + 1,16W_S \leq 1/200 \text{ portée}$$

$$1,8W_G + 1W_W \leq 1/200 \text{ portée}$$

## 2 - DEFORMATIONS DES STRUCTURES ASSEMBLEES

### 21) Rappels des règles de vérifications des déformations dans les structures assemblées..

- **COMBINAISONS USUELLES DE CHARGEMENTS (voir annexe 2)**
- **VALEURS LIMITES DES DEPLACEMENTS**

On vérifiera que :

**Les flèches  $U <$  aux flèches verticales ou horizontales limites (TAB 4.1 et 4.2)**

La déformation peut s'accroître avec le temps à cause du fluage, on parlera alors de  $u_{net,fin}$ . On calculera  $u_{net,fin}$  de la manière suivante  $u_{net,fin} = (1 + K_{def}) u_{inst}$ . Le coefficient  $K_{def}$  traduit les effets du fluage et de l'humidité sur les déformations.  
(Voir tableau 4.3)

### 22) SPECIFICITES DES DEFORMATIONS DANS LES STRUCTURES ASSEMBLEES

#### A- Le glissement des assemblages ou raideur d'assemblage.

Le calcul des structures considère soit des encastrement soit des articulations pour la modélisation des liaisons. Toutefois, on constate des glissements significatifs dans les assemblages, créés par les déformations du bois en portance locale, notamment dans les assemblages encastrés. L'EC5 permet de prendre en compte, dans les modèles de calcul, la rigidité des liaisons.

On peut écrire que le glissement de l'assemblage est proportionnel à la force exercée. Le tableau ci-dessous (Assemblages dans la construction bois – CTBA) donne le comportement de certains assemblages.

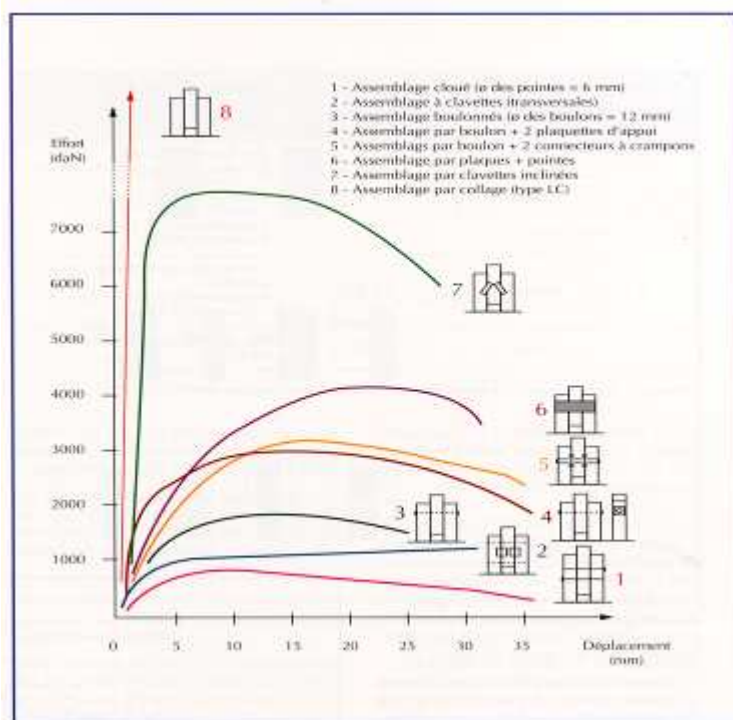
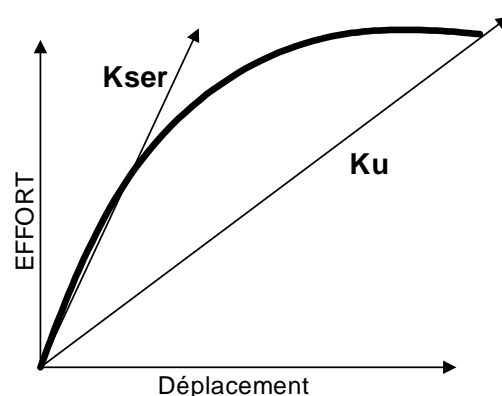


Figure 38 : Comportement mécanique des assemblages par juxtaposition sollicités en compression.

Le modèle pris en compte par l'EC5 sera le suivant :



l'assemblage sera caractérisé par deux modules de glissement instantané :

**$K_{ser}$**  pour le calcul des déformations aux ELS,  
 **$K_u$**  pour le calcul de rigidité aux ELU des composants bois. On prend  $K_u = 2/3 K_{ser}$ .

Tableau 5.1 : Valeurs de  $K_{ser}$  (glissement d'assemblage) en N/mm

BOULONS sans jeu (*) BROCHES VIS POINTES AVEC AVANT TROU	$\rho_m^{1,5} \cdot d / 23$
POINTES SANS AVANT TROU	$\rho_m^{1,5} \cdot d^{0,8} / 30$
AGRAFES	$\rho_m^{1,5} \cdot d^{0,8} / 80$
ANNEAUX type A et B	$\rho_m d_c / 2$
CRAMPONS Type C1 à C9	$\rho_m d_c / 5$
CRAMPONS Type C10 et C11	$\rho_m d_c / 3$

**(\*) le jeu est à rajouter à la déformation.**

**Cette raideur sera doublée dans le cas d'assemblage bois/métal.**

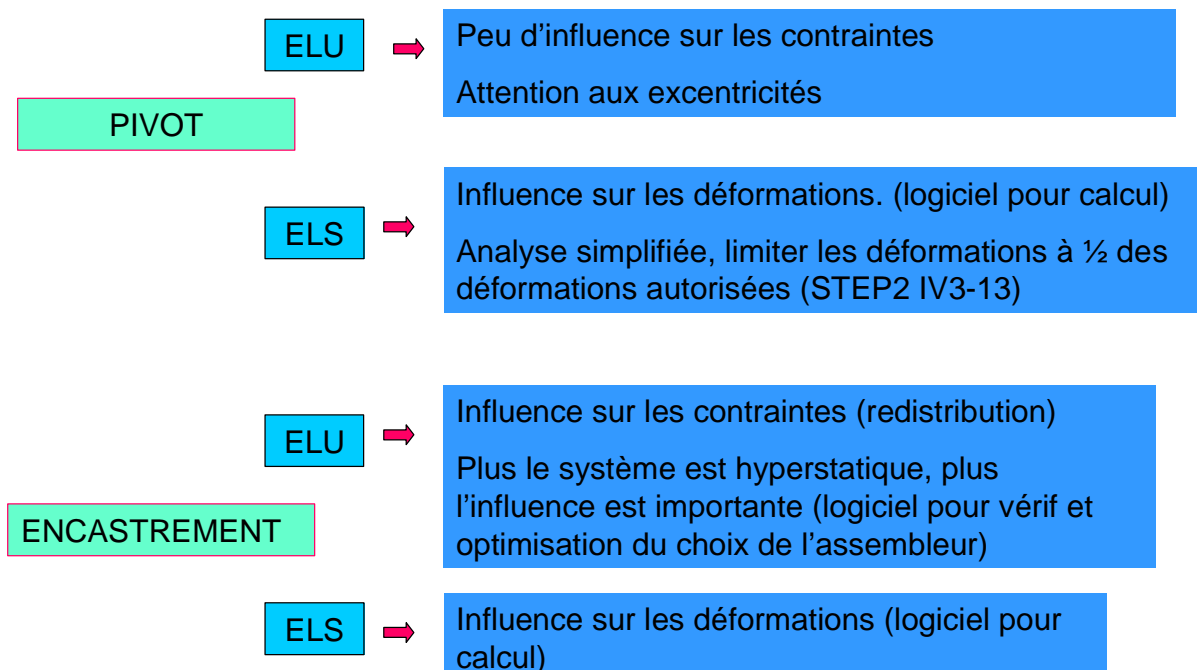
On calculera la déformation d'un assemblage de la manière suivante :

- déformation instantanée,  $u_{inst} = \frac{F}{K_{ser}}$  avec  $K_{ser}$ , valeur ci-dessus x nb d'asembleurs
- déformation différée,  $u_{fin} = u_{inst} (1 + k_{def})$

(on exprimera  $K_{ser}$  en N/mm, il traduira la raideur de l'assemblage)

### **B- comportement des assemblages dans les structures assemblées**

#### *Comportement des liaisons en fonction des sollicitations transmises*



**23- La rigidité rotationnelle des assemblages**

Pour le calcul des déformations globales dans une structure, on prendra en compte le coef de rigidité rotationnelle suivant :

$$K_{r,ser,d} = \sum_1^n K_{ser,i} \cdot r_i^2 \quad K_{r,ser,d} \text{ en } \underline{\mathbf{N.mm / radian}}$$

avec  $\sum_1^n r_i^2$ , inertie polaire de l'assemblage,  $r_i$  étant la distance d'un assembleur  $i$  au centre de gravité de l'assemblage et  $K_{ser,i}$ , glissement de chaque assembleur.

Nota : Cette rigidité rotationnelle sera introduite pour le calcul des déformations des structures aux ELS dans les logiciels de calcul.

## VERIFICATIONS DES STRUCTURES BOIS EXPOSEES AU FEU

Ce cours est un cours provisoire en l'attente de l'application définitive de l'Eurocode 5 1-2. Il s'appuie sur la norme expérimentale Eurocode 5 1-2 et la documentation IRABOIS. Des recommandations issues des Bois feu 88 sont encore citées.

### Avant propos : Contenu du cours, utilisation

#### Plan :

##### 1. LES CLASSEMENTS DE COMPORTEMENT AU FEU

*Distinguer Réaction au feu et Résistance au feu, le classement  $M$  et le classement en Euroclasses*

##### 2. DISPOSITIONS REGLEMENTAIRES

*Donner les classements des bâtiments par rapport au feu et les attentes réglementaires en matière de réaction et de résistance au feu.*

###### 21. BATIMENTS D'HABITATION

###### 22. ERP (établissements recevant du public)

##### 3. VERIFICATION DE LA RESISTANCE AU FEU DES STRUCTURES BOIS

*Apprendre à vérifier une section ou un assemblage au feu*

###### 31. Effet des actions

###### 32. Vitesse de carbonisation conventionnelle $\beta_0$ (mm/min) et calcul de la section efficace

###### 33. Calcul des propriétés réduites

###### 34. Vérifications des assemblages

###### 35. Résistance au feu des murs à ossature bois et des planchers

##### 4. LIMITATION DES RISQUES DE DECLENCHEMENT OU D'EXTENSION DE FEU

*Quelques recommandations avant de concevoir*

### Petite synthèse pour réaliser une vérification feu dans une section

- |   |            |
|---|------------|
| a) Rechercher la tenue au feu requise ex : SF30 min ou R30                  | CH1 et CH2 |
| b) Rechercher la section résiduelle   | CH3 (32)   |
| c) Rechercher l'effet des actions lors de la situation accidentelle de feu  | CH3 (31)   |
| d) Rechercher la résistance de la section lors de la situation accidentelle | CH3 (33)   |
| e) Vérifier que l'effet des actions est < à la résistance                   |            |

#### BIBLIOGRAPHIE

- Eurocode 5: Conception et calcul des structures en bois –1-2: Généralités - Calcul des structures au feu 12/2003
- Guide Véritas 2005



# 1. LES CLASSEMENTS DE COMPORTEMENT AU FEU

## 11. Réaction au feu

M3 La réaction au feu est l'aptitude d'un matériau à alimenter un incendie. Les matériaux sont classés par M0 M1 M2 M4, des incombustibles (M0) aux combustibles d'inflammabilité croissante (M1 à M4).

Exemples de classements : M0 Acier, béton, brique, cuivre, fer ...

Le bois et les matériaux à base de bois possèdent des réactions au feu particulières en fonction de leur épaisseur. Des procédés d'ignifugation permettent d'obtenir des classements M2 ou M1 pour les panneaux dérivés.

Matériau	Épaisseur	Classement
Bois massif non résineux	Supérieure ou égale à 14 mm	M3
	Inférieure à 14 mm	M4
Bois massif résineux	Supérieure ou égale à 18 mm	M3
	Inférieure à 18 mm	M4
Panneaux dérivés du bois (contreplaqués, lattés, particules, fibres)	Supérieure ou égale à 18 mm	M3
	Inférieure à 18 mm	M4
Parquets en bois massifs collés	Supérieure ou égale à 6 mm Avant ponçage	M3
	Inférieure à 6 mm Avant ponçage	M4

En matière de réaction au feu, **la réglementation Européenne** permet un classement des produits de constructions en « **Euroclasses** », le principe est de suivant :

### Critère 1 : Capacité à subir un niveau d'exposition au feu

Niveaux élevés	A1	incombustible
	A2	
Niveaux moyens	B	Combustibilité croissante ↓
	C	
	D	
Niveau faible	E	
Sans classement	F	

### Critère 2 : Emission de fumée

Emission faible	s1
Emission moyenne	s2
Emission forte	s3

### Critère 3 : Production de gouttelettes ou particules enflammées

Aucune gouttelette avant 600 s	d0
Aucune gouttelette persistant + de 10s avant 600s	d1
Ne satisfait pas au critère	d2

**Critère supplémentaire :** Les produits de sol posséderont l'indice **fl**

### Correspondance, EUROCLASSE – BOIS FEU 88

Euroclasses			Exigence
A1	-	-	Incombustible
A2	s1	d0	M0
A2	s1	d1 (*)	M1
A2	s2 s3	d0 d1 (*)	
B	s1 s2 s3	d0 d1 (*)	
C (*)	s1 (*) s2 (*) s3 (*)	d0 d1 (*)	
D	s1 (*)	d0	M3
	s2 s3	d1 (*)	M4 (non gouttant)
	Toutes classes (*) autres que E-d2 et F		M4

guide véritas

**Exemple de classement :** D-s1 d0, ou bien Cfl-s1 d0

## 12. Résistance au feu

La résistance au feu est l'aptitude d'une structure ou des éléments de construction à conserver le rôle qu'il leur est dévolu et à s'opposer à l'extension du feu. Pour évaluer leur résistance on utilise les critères suivants :

- Critère 1 - Résistance mécanique sous charges  
 Critère 2 - Etanchéité aux flammes et pas d'émission de gaz inflammable  
 Critère 3 - Isolation thermique (la température ne dépasse pas 140°C sur la face non exposée ou 180° C en un point)

Les éléments de bâtiment sont classés en fonction de ces critères ci-dessus et des durées conventionnelles (1/4h à 6h)

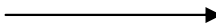
- |      |                  |                           |
|------|------------------|---------------------------|
| - SF | Stabilité au feu | Critère 1 satisfait       |
| - PF | Pare flammes     | Critères 1,2 satisfaits   |
| - CF | Coupe feu        | Critères 1,2,3 satisfaits |

En matière de réaction au feu, **la réglementation Européenne** permet un classement des produits de constructions :

Principaux symboles utilisés en résistance au feu		
R	Capacité portante	
E	Etanchéité	
I	Isolation	
W	Rayonnement	
M	Action mécanique	
C	Fermeture automatique	
S	Passage de fumées	
i→o	Façades, murs extérieurs	Feu intérieur
o→i		Feu extérieur
i↔o		Sens du feu indifférent
a→b	Planchers, plafonds	Feu par le dessus
b→a		Feu par le dessous
a↔b		Sens du feu indifférent

doc IRABOIS

← Chacun de ces critères sera suivi d'une durée de résistance en minutes, ex : R30

La correspondance entre les deux réglementations se fait de la manière suivante : 

doc IRABOIS

#### Exigence de stabilité au feu : SF

Les produits qui font l'objet d'un classement R suivi d'un degré de performance exprimé en minutes peuvent être mis en œuvre lorsqu'une exigence SF est demandée si la durée en minutes reconvertie en fraction d'heure est supérieure ou égale à l'exigence demandée.

Par exemple un élément classé R 30 dans le système européen peut être mis en œuvre lorsqu'une stabilité au feu 1/2 heure est demandée.

R 30  $\Rightarrow$  SF 1/2 heure

Les plafonds classés EI 15 (b  $\rightarrow$  a) ou EI 30 (b  $\rightarrow$  a) peuvent être respectivement utilisés lorsque une exigence SF 1/4 heure ou SF 1/2 heure est demandée.

EI 15 (b  $\rightarrow$  a)  $\Rightarrow$  SF 1/4 heure

EI 30 (b  $\rightarrow$  a)  $\Rightarrow$  SF 1/2 heure

Pour les autres exigences, voir doc IRABOIS, serveur DOC ETUDIANTS

## 2. DISPOSITIONS REGLEMENTAIRES

### 21. BATIMENTS D'HABITATION

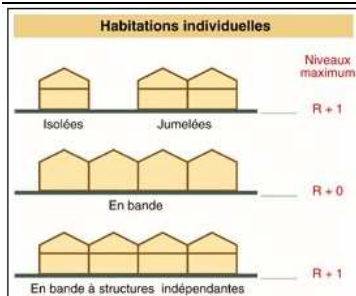


Fig. 1 - Critères de classement en 1<sup>re</sup> famille.

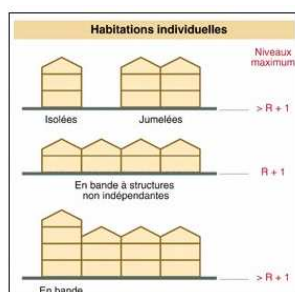


Fig. 2 - Critères de classement en 2<sup>e</sup> famille : habitations individuelles.

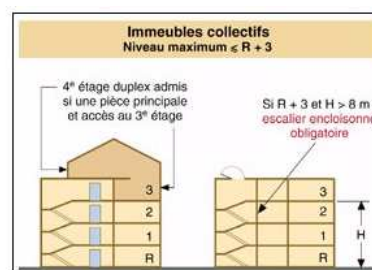


Fig. 3 - Prescriptions particulières aux immeubles collectifs de 2<sup>e</sup> famille.

#### Exigences réglementaires

Ouvrages (voir définition des "familles" dans l'encadré ci-avant)	Exigences
Structures porteuses verticales (et leurs éléments de contreventement) : 1 <sup>re</sup> famille 2 <sup>e</sup> famille 3 <sup>e</sup> famille	SF 1/4 h SF 1/2 h SF 1 h Ces exigences ne visent pas les charpentes de toiture
• Planchers entre logements. • Éléments de plancher participant au contreventement des structures porteuses verticales (SF au lieu de CF). 1 <sup>re</sup> famille (haut sous-sol) 2 <sup>e</sup> famille 3 <sup>e</sup> famille	CF 1/4 h CF 1/2 h CF 1 h
Parois verticales de l'enveloppe des logements (sauf façades) * : maisons individuelles : 1 <sup>re</sup> et 2 <sup>e</sup> famille collectif : 2 <sup>e</sup> et 3 <sup>e</sup> famille * Ces exigences s'appliquent également au plafond sous combles si ces parois verticales ne sont pas prolongées jusque sous la couverture	CF 1/4 h CF 1/2 h
Recoupement vertical des bâtiments tous les 45 m : 1 <sup>re</sup> famille 2 <sup>e</sup> et 3 <sup>e</sup> famille	CF 1/2 h CF 1 h
Marches, volées et paliers de l'escalier	Peuvent être en bois en 1 <sup>re</sup> et 2 <sup>e</sup> famille, incombustibles en 3 <sup>e</sup> famille

Revêtements de façades : <ul style="list-style-type: none"> <li>• maisons individuelles               <ul style="list-style-type: none"> <li>- à plus de 4 m de la limite de propriété</li> <li>- autres</li> </ul> </li> <li>• collectifs               <ul style="list-style-type: none"> <li>- 2<sup>e</sup> famille</li> <li>- 3<sup>e</sup> famille (A)</li> </ul> </li> </ul>	M4 M3 ou en bois apparent  M3 ou en bois apparent M2 en RdC et si $P/H < 0,8$ (schéma 3)
Indice "C + D" des façades (schéma 4) : 1 <sup>re</sup> et 2 <sup>e</sup> famille  3 <sup>e</sup> famille (A)  * $M$ = masse combustible mobilisable de la façade (déterminée par calcul selon les modalités définies dans l'instruction du 21/6/82, ou par essai)	pas d'exigence $\geq 0,60$ m si $M^* < 25$ MJ/m <sup>2</sup> $\geq 0,80$ m si $25 < M^* \leq 80$ MJ/m <sup>2</sup> $\geq 1,10$ m si $M^* > 80$ MJ/m <sup>2</sup>
Revêtement de couverture : (les couvertures formant façades sont assujetties aux exigences des couvertures si elles forment avec la verticale un angle $\geq 30^\circ$ . Toutefois, exigence M3 en RdC si maisons contiguës)  * Classement "T" des couvertures combustibles vis-à-vis d'un feu extérieur, défini dans un arrêté du 10/9/70	Pas de restriction d'emploi si M0, ou M1 à M3 sur support continu. Contiguïté possible si M4 mais avec classement "T" * indice 1. Eloignement de 4, 8 ou 12 m si indice 2 ou 3 (schéma 5)

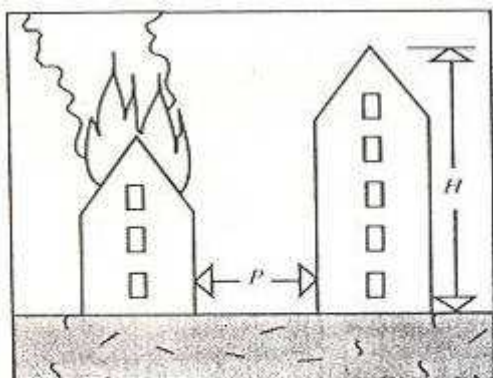


Schéma 3 - Rapport P/H utilisé dans l'exigence de réaction au feu des revêtements de façade

(D = 0 si pas de balcon)

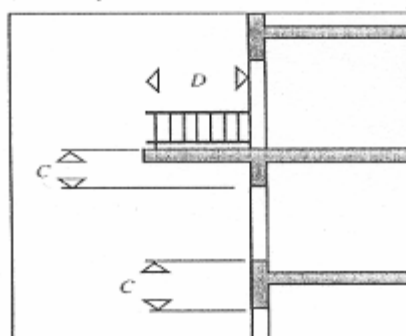


Schéma 4 - Indice "C + D" pour limiter la propagation du feu d'un étage à l'autre par les fenêtres dans les immeubles collectifs de 3<sup>e</sup> famille.

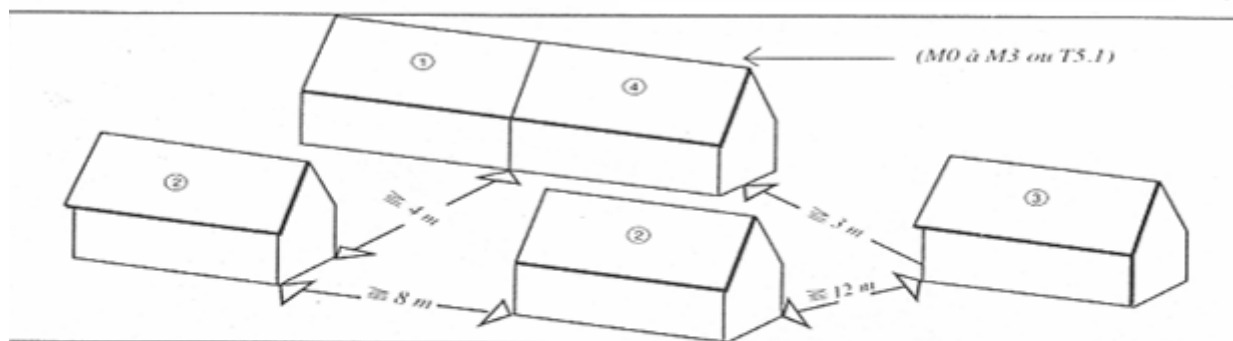


Schéma 5 - Cas de couverture en matériau combustible M4. Indice de propagation de la couverture en fonction de l'éloignement des maisons individuelles entre elles ou de la limite de propriété, pour une classe de pénétration de la couverture minimale de T5.

- ① → T5.1
- ② → T5.2
- ③ → T5.3
- ④ → M0 à M3 ou T5.1

**22. ERP**

Le classement se fait en fonction du nb de personnes accueillies.

- 1<sup>e</sup> catégorie : + de 1500 pers
- 2<sup>e</sup> catégorie : 701 à 1500 pers
- 3<sup>e</sup> catégorie : 301 à 700 pers
- 4<sup>e</sup> catégorie : - de 300 pers
- 5<sup>e</sup> catégorie : selon fonction du bâtiment

Etablissement occupant entièrement le bâtiment.	Etablissement occupant partiellement le bâtiment.	Catégorie de l'établissement.	Résistance au feu.
- Simple rez-de-chaussée.	- Etablissement à un seul niveau.	Toutes catégories.	Structure <b>SF</b> de degré 1/2 h. Plancher <b>CF</b> de degré 1/2 h.
- Plancher bas du niveau le plus haut situé à moins de 8 mètre du sol.	- Différence de hauteur entre les niveaux extrêmes de l'établissement inférieure ou égale à 8 mètres.	2e catégorie. 3e catégorie. 4e catégorie.	Structure <b>SF</b> de degré 1/2 h. Plancher <b>CF</b> de degré 1/2 h.
		1re catégorie.	Structure <b>SF</b> de degré 1 h. Plancher <b>CF</b> de degré 1 h.
- Plancher bas du niveau le plus haut situé à plus de 8 mètres et jusqu'à 28 mètres y compris.	- Différence de hauteur entre les niveaux extrêmes de l'établissement supérieure à 8 mètres.	2e catégorie. 3e catégorie. 4e catégorie.	Structure <b>SF</b> de degré 1 h. Plancher <b>CF</b> de degré 1 h.
		1re catégorie.	Structure <b>SF</b> de degré 1h1/2. Plancher <b>CF</b> de degré 1h1/2.

### 3. VERIFICATION DE LA RESISTANCE AU FEU DES STRUCTURES BOIS

#### 31. Effet des actions

L'effet des actions les effets du feu  $E_{fi,d}$  sera donnée par la combinaison  $G + \psi_1 Q + \sum \psi_2 Q$

La plupart du temps, l'équation se résumera à  $G + \psi_1 Q$

Tableau des valeurs $\Psi_1$ et $\Psi_2$		
CHARGES D'EXPLOITATION BATIMENTS		
A Habitations, résidentiels	$\Psi_1$	$\Psi_2$
B Bureaux	0.5	0.3
C Lieux de réunion	0.5	0.3
D Commerce	0.7	0.6
E Stockage	0.7	0.6
G Circulation véhicules < 30kN	0.9	0.8
F Circulation véhicules > à 30kN et > à 160kN	0.7	0.6
H Toîts	0.5	0.3
Neige	Altitude H > 1000 m	0.0
	Altitude H = 1000 m	0.2
Charges dues au vent		0.0

#### Exemple 1:

$G = 50 \text{ daN/m}^2$

$Q = 150 \text{ daN/m}^2$  (Exploitation, catégorie A)

Combinaison normale =  $1.35G + 1.5 Q$

Combinaison feu =  $G + 0.5 Q$

#### Exemple 2:

$G = 50 \text{ daN/m}^2$

$S = 100 \text{ daN/m}^2$  (altitude > 1000 m )

Combinaison normale =  $1.35G + 1.5 S$

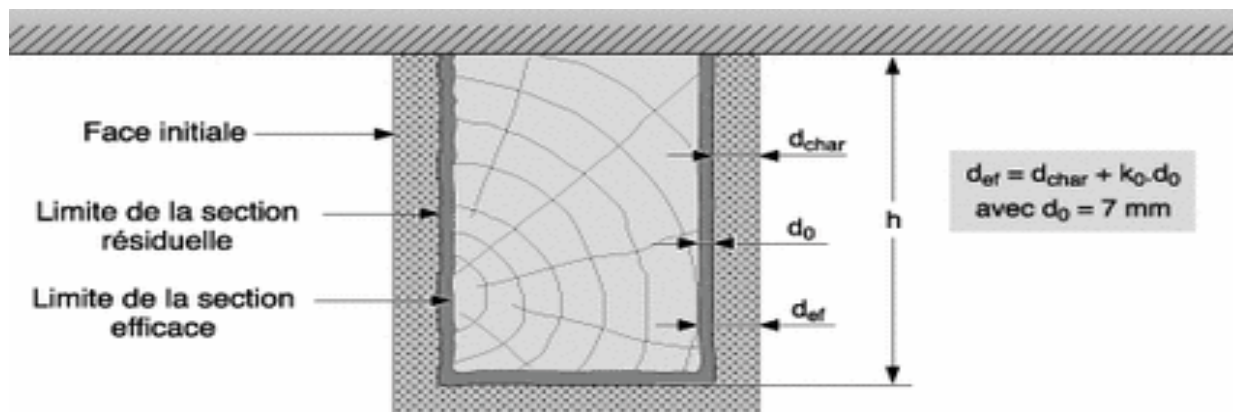
Combinaison feu =  $G + 0.2 S$

#### 32. Vitesse de carbonisation conventionnelle $\beta_0$ (mm/min) et section efficace

Matériau	$\beta_0$ (mm/min)
Bois résineux massif avec $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$ et $a \geq 35 \text{ mm}$	0,8
Bois résineux lamellé collé avec $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,7
Panneaux de bois avec $\rho_k = 450 \text{ kg/m}^3$ et $t_p = 20 \text{ mm}$	0,9
Bois feuillu massif avec $\rho_k \geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,5
Bois feuillu lamellé collé avec $\rho_k \geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,5
Chêne	
Bois feuillu massif avec $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,7
Bois feuillu lamellé collé avec $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,7
Contreplaqué avec $\rho_k = 450 \text{ kg/m}^3$ et $t_p = 20 \text{ mm}$	1,0
Panneaux à base de bois avec $\rho_k = 450 \text{ kg/m}^3$ et $t_p = 20 \text{ mm}$	0,9

On pourra retenir pour le bois en première approximation **0,7 mm/min**

#### Calcul de la section efficace



DETERMINATION DE $K_o$		
Faces non protégées	$t_{fi,req} < 20 \text{ min}$	$K_o = t_{fi,req} / 20$
	$t_{fi,req} > 20 \text{ min}$	$K_o = 1$
Faces protégées par des panneaux bois	$t_{fi,req} - t_{per} < 20 \text{ min}$	$K_o = t_{fi,req} - t_{per} / 20$
	$t_{fi,req} - t_{per} > 20 \text{ min}$	$K_o = 1$
Faces protégées par des plaques de plâtre	$t_{fi,req} - t_{per} < 10 \text{ min}$	$K_o = t_{fi,req} - t_{per} / 10$
	$t_{fi,req} - t_{per} > 10 \text{ min}$	$K_o = 1$

Nota :  $t_{fi,req}$  tenue au feu requise en min

$t_{per}$  tenue au feu du parement, temps de percement en min

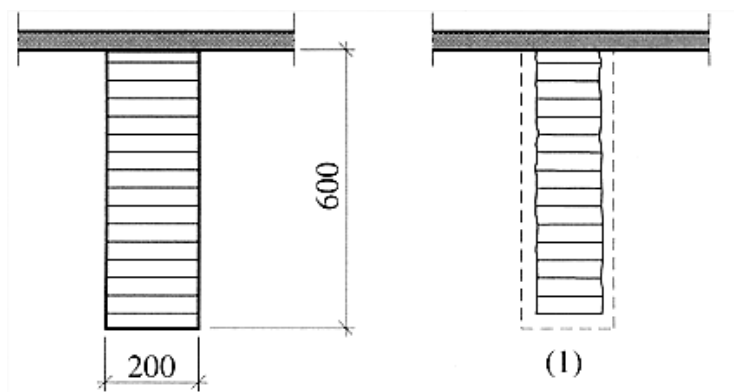
Remarques sur les tenues au feu des parements, on calculera la tenue au feu :

- des panneaux en bois de la manière suivante : épaisseur du panneau (mm) / 0,7 mm/min
- des plaques de plâtre : épaisseur du plâtre (mm) / 0,8 mm/min

$d_{char}$	Epaisseur carbonisée calculée ,	$\beta_0 \cdot t$
$d_0$	Epaisseur de carbonisation additionnelle,	soit 7 mm
$d_{ef}$	Epaisseur de carbonisation totale	soit $d_{ef} = d_{char} + K_o \cdot d_0$

### Exemple :

Calcul de la section résiduelle et du moment quadratique après 60 minutes d'exposition au feu d'une poutre en bois lamellé collé ( $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$ ) de 200 x 600 mm



⇒  $\beta_0 = 0,7 \text{ mm/min}$  ;

⇒ Epaisseur carbonisée  $d_{char} = 60 \times 0,7 = 42 \text{ mm}$  ;

⇒  $K_o = 1$ , la tenue au feu requise est  $>$  à 20 min

⇒ Epaisseur carbonisée additionnelle =  $K_o \times 7 = 7 \text{ mm}$

⇒ Epaisseur carbonisée totale,  $d_{ef} = 42 + 7 = 49 \text{ mm}$

⇒ Hauteur résiduelle ,  $h_{fi} = 600 - 49 = 551 \text{ mm}$

⇒ Largeur résiduelle  $b_{fi} = 200 - (2 \times 49) = 102 \text{ mm}$  ;

⇒ Périmètre résiduel  $P_{fi} = 551 + 102 = 653 \text{ mm}$ , 0.653 m

⇒ Section résiduelle  $S_{fi} = 551 \times 102 = 56202 \text{ mm}^2$ , 0.056202  $\text{m}^2$

### 33. Calcul des propriétés réduites

Les propriétés des matériaux bois sont réduites comme ci-dessous :

$$\text{Résistance de calcul au feu} \quad f_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot \frac{f_k}{\gamma_{M,fi}}$$

$$\text{Module d'élasticité de calcul au feu} \quad E_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot \frac{E_{0,05,k}}{\gamma_{M,fi}}$$

**Avec :**

$$k_{mod,fi} = 1$$

$$k_{fi} =$$

- 1,25 BM
- 1.15 LC, CP, PP
- 1.10 LVL
- 1.15 assemblages bois/bois
- 1.05 assemblages bois/métal

$$\gamma_{M,Fi} = 1$$

$$E_{0,05,k} = \text{module d'élasticité}$$

$$f_k = \text{résistance caractéristique}$$

#### Exemple : Reprise exercice ci-dessus

Cette poutre LC (GL24h) reçoit un chargement G de 100 daN/m et Q de 600 daN/m (Habitation cat A) et sur une portée de 10m.  
La tenue au feu exigée est de 30 min.

- ⇒ Hauteur résiduelle ,  $h_{fi} = 600 - 49 = 551 \text{ mm}$
- ⇒ Largeur résiduelle  $b_{fi} = 200 - (2 \times 49) = 102 \text{ mm}$  ;
- ⇒ Périmètre résiduel  $P_{fi} = (551 + 102) \times 2 = 1306 \text{ mm}$ , 1,3 m
- ⇒ Section résiduelle  $S_{fi} = 551 \times 102 = 56202 \text{ mm}^2$ , 0.056202

Ce que l'on va vérifier :  $E_{fi,d} \leq f_{d,fi}$  ,

C'est-à-dire que la contrainte exercée par les actions sous l'effet du feu soit < à la résistance sous l'effet du feu.

#### a) Effet des actions sous l'effet du feu

Effet des actions en situation normale  $1.35G + 1.5Q = 1035 \text{ daN/m}$

$$\text{Contrainte de flexion } \sigma = \frac{My}{I/v} = \frac{10,35 \times 10000^2 \times 6}{8 \times 600^2 \times 200} = 10.8 \text{ MPa}$$

Taux de travail en situation normale ( $K_{mod} = 0.8$  et  $\gamma_m = 1.25$ ) = 70%

Effet des actions en situation de feu  $G + 0.5Q = 400 \text{ daN/m}$

$$\text{Contrainte de flexion } \sigma = \frac{My}{I/v} = \frac{4 \times 10000^2 \times 6}{8 \times 551^2 \times 102} = 9.7 \text{ MPa}$$



$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot \frac{f_k}{\gamma_{M,fi}}$$

$$K_{mod,fi} = 1$$

$$K_{fi} = 1,15$$

$$f_{d,fi} = 24,28 \text{ Mpa}$$

Vérification

$$9.7 \leq 24.28$$

Taux de travail en situation feu = 40%

### 34. Vérifications des assemblages

#### 341. Assemblages non protégés :

##### 3411. Résistances au feu pour les assemblages non protégés avec des éléments latéraux en bois

Organe d'assemblage	Temps de résistance au feu $t_{fi,d}$ (min)	Préconisations*
Pointes	15	$d \geq 2,8 \text{ mm}$
Tire-fonds	15	$d \geq 3,5 \text{ mm}$
Boulons	15	$t_1 \geq 45 \text{ mm}$
Broches	20	$t_1 \geq 45 \text{ mm}$
Assembleurs conformément à EN 912	15	$t_1 \geq 45 \text{ mm}$

\* d est le diamètre de l'organe d'assemblage et t1 est l'épaisseur de l'élément latéral

Nota : les connecteurs métalliques ont une SF de 0 min

Pour des assemblages réalisés par broches, pointes ou tire-fonds avec des têtes non sortantes, des périodes de résistance au feu  $t_{d,fi}$ , supérieures à celles données dans le Tableau 6.1, mais restant inférieures à **30 minutes** peuvent être obtenues en augmentant les dimensions suivantes d'une valeur  $a_{fi}$  :

⇒ l'épaisseur des éléments

⇒ la largeur des éléments latéraux,

⇒ la distance de bout et de rive vis à vis des organes d'assemblage

$$a_{fi} = \beta_0 k_{flux} (t_{req} - t_{d,fi})$$

$\beta_0$  vitesse de combustion, on pourra prendre 0,7 mm / min

$k_{flux}$  coefficient d'augmentation du flux de chaleur au travers de l'organe d'assemblage soit 1,5

$t_{req}$  temps exigé de résistance au feu standard

$t_{d,fi}$  temps de résistance au feu de l'assemblage non protégé donné dans le ci dessus

##### 3412. Résistances au feu pour les assemblages non protégés avec plaques métalliques extérieures

Par simplification, on considérera une SF de 30 min (R30) si les deux conditions ci-dessous sont réunies :

- épaisseur mini  $\geq 6 \text{ mm}$
- taux de travail de la plaque en situation normale  $\leq 45 \%$

**3413. Résistances au feu pour les assemblages non protégés avec plaques métalliques intérieures**

Pour les assemblages dont l'élément central est une plaque métallique d'ép  $\geq$  à 2 mm, et qui ne dépasse pas la surface du bois, il convient que les largeurs  $b_{st}$  des plaques métalliques respectent les conditions données dans le tableau ci-contre.

		$b_{st}$
Rives non protégées en général	R 30	$\geq 200$ mm
	R 60	$\geq 280$ mm
Rives non protégées sur un ou deux côtés	R 30	$\geq 120$ mm
	R 60	$\geq 280$ mm

**342. Pour les assemblages protégés, voir règlement complet****35. Résistance au feu des murs à ossature bois et des planchers**

Voir règlement annexe C

Nota : A titre de disposition préliminaire,

Une plaque de BA13 garantit une SF de 15min

Une plaque de BA18 ou deux plaques de BA13 garantissent une SF de 30 min

Quelques valeurs d'écran :

. BA12.5mm	15 min	. Enduit de 15 mm	45 min	. PParticules 16 mm	20 min
. BA15 mm	21 min	. Enduit de 20 mm	50 min	. PParticules 19 mm	27 min
. BA18 mm	28 min			. PParticules 22 mm	31 min

**4. LIMITATION DES RISQUES DE DECLenchement OU D'EXTENSION DE FEU**

Quelques remarques avant conception :

**Murs séparatifs entre logements.** La réalisation de deux murs distincts pour répondre aux exigences acoustiques permet de satisfaire l'exigence SF1/4h.

**Planchers séparatifs.** La satisfaction des exigences acoustiques permet de se situer au delà du CF réglementaire.

**Revêtements de façades.** La prescription M3 ou M4 autorise quasiment tous les matériaux.

**Isolants.** Préférer les isolants L de verre ou L de roche aux isolants de synthèse (polystyrène, polyuréthane ...).

**Cheminées à feu ouvert**

Température superficielle des parois  $< 50^{\circ}\text{C}$  (parties accessibles) et  $< 65^{\circ}\text{C}$  sur les faces inaccessibles.

Le revêtement du sol est M0 sur 40cm à l'avant du foyer et 20 cm sur les côtés.

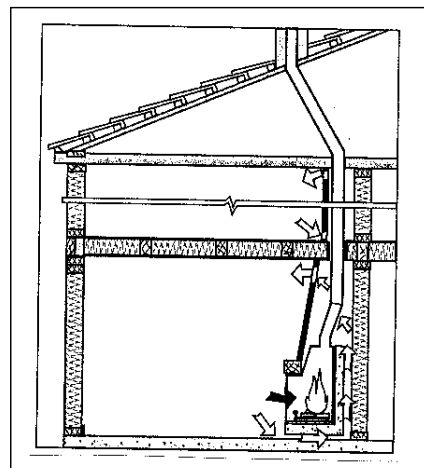
**Installations électriques**

Les appareils électriques qui produisent de la chaleur d'une température  $> 80^{\circ}\text{C}$  seront éloignés des parties en bois.

**Conduits de fumée**

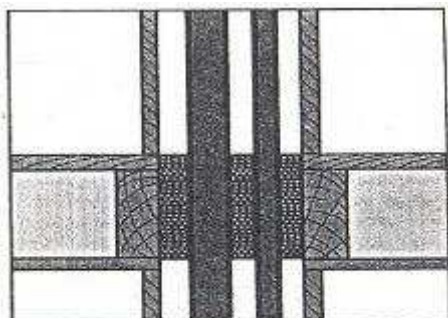
Dans les constructions bois, on utilise des conduits de fumée métalliques à double paroi suspendus.

Rappel de la garde au feu 16cm (intérieur conduit – bois)

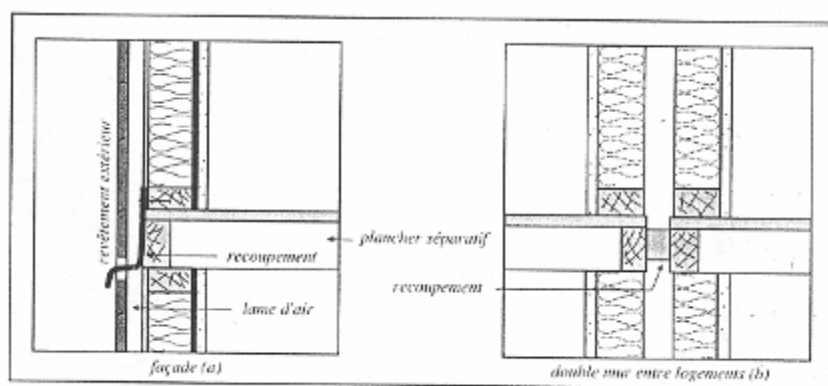


## Traversées de canalisation et recoupement des vides

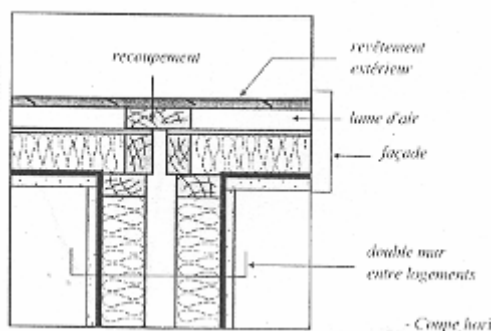
### Eliminer l'effet de cheminée



- Recoupement des gaines techniques au droit des planchers, rétablissant la continuité de la résistance



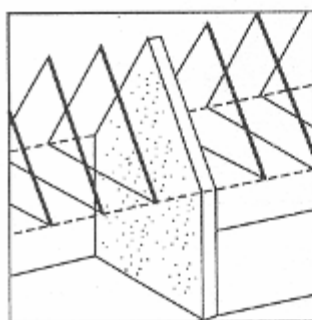
Coupe verticale sur recoupement des vides.



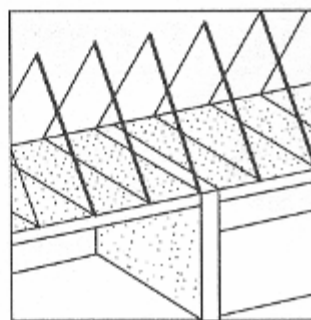
Coupe horizontale

### Planchers et refends séparatifs

- Cas des plafonds sous comble, de logements contigus.



mur séparatif prolongé jusqu'à la couverture : pas d'exigence CF pour le plafond éventuel



mur séparatif arrêté au plafond : le plafond doit être CF