

## **Chapitre 03 :**

### **Bases des calculs et de dimensionnements**

#### **1. Introduction**

En substitution aux anciennes règles CM66 et additif80, le CCM97 aujourd'hui en vigueur dans notre pays, constitue le premier règlement algérien de conception et de calcul de structures métalliques. Quant à l'Eurocode03, celui-ci a été élaboré dans le but d'harmoniser la conception des constructions métalliques au sein de l'Union Européenne.

Cela étant dit, il est à signaler qu'il existe neuf Eurocodes structuraux. Pour les structures en acier, les plus appropriés sont l'EC1, l'EC3 et l'EC4. L'Eurocode 1 (EC1) traite les actions. Il concerne principalement les chargements mais comprend aussi d'autres influences comme la température et les déformations imposées qui affectent le comportement de la structure. Toutes ces influences sont collectivement appelées "actions" dans les Eurocodes.

L'Eurocode 3 (EC3) et l'Eurocode 4 (EC4) traitent les structures en acier et les structures mixtes acier-béton respectivement. Pour ces dernières, leurs calculs sont régies par le DTR BC 2-4.10 intitulé « Conception et Dimensionnement des Structures Mixtes Acier-Béton : règles générales et règles pour les bâtiments ». Les autres Eurocodes traitent des structures composées d'autres matériaux, ou d'autres conditions plus spécifiques comme la résistance au séisme (EC08) ou le calcul géotechnique (EC07).

#### **2. Calculs aux états limites ultimes, de service et notions de sécurité**

Les méthodes de calcul adoptées par les normes CCM97 sont fondées sur les principes de calcul aux états limites. En effet, ces principes exigent que des conditions de "ruine" spécifiques soient étudiées tant pour les conditions ultimes (effondrement) que de service (exploitation). Le caractère variable, principalement des actions et des matériaux, est pris en compte par des coefficients partiels de sécurité qui tiennent compte d'une marge de sécurité globale.

Par ailleurs, les règlement aussi bien le CCM97 que l'EC03, définissent trois situations de calcul (ou de projet); correspondant à l'utilisation normale de la structure (situation durable), à des situations provisoires, par exemple en cours de construction ou de réparation, et à des situations accidentelles (le séisme par exemple)

##### **2.1 Etats limites ultimes ELU**

Les états limites ultimes concernent la sécurité de la structure, tels que sa résistance aux charges et son équilibre, lorsque celle-ci atteint un point où elle devient dangereuse pour l'usage auquel elle est destinée. Dans ce contexte, il est essentiel que l'ingénieur effectue des vérifications pour s'assurer que la résistance maximale d'une structure (ou d'un élément de la structure) dépasse les charges ou déformations maximales auxquelles elle sera soumise, avec une marge de sécurité raisonnable. Pour le calcul des structures en acier, les principaux aspects qui doivent être vérifiés sont la résistance (y compris la plasticité, le flambage et la formation d'un mécanisme de ruine) et l'équilibre statique global.

L'état limite ultime est examiné dans des conditions de charges pondérées. En général, les effets sur les éléments structuraux individuels sont déterminés par l'analyse de la structure. Ensuite, chaque

élément est traité comme une composante isolée pour vérifier sa résistance et sa stabilité. Les détails spécifiques des vérifications de résistance individuelles dépendent du type d'élément (par exemple, poutre, poteau).

## 2.2 Etats limites de service

Les états limites de service englobent les situations où la structure, bien qu'étant "fonctionnelle", commence à présenter un comportement insatisfaisant, par exemple des vibrations ou des déformations excessives. Il est donc nécessaire de réaliser des vérifications afin de garantir que la structure remplira de façon adéquate, sa fonction lorsqu'elle sera soumise à des charges de service ou d'exploitation. Ainsi, l'état limite de service consiste à contrôler que les déformations ne sont pas excessives dans des conditions d'utilisation normales. Dans certains cas, il peut également être indispensable de vérifier que la structure n'est pas exposée à des vibrations excessives. Les déformations et les vibrations sont associées à la rigidité plutôt qu'à la résistance de la structure.

## 2.3 Coefficients partiels de sécurité

Le calcul aux états limites intègre plusieurs coefficients partiels de sécurité afin d'établir une relation entre les valeurs caractéristiques, telles que les charges et la résistance, et les valeurs de calcul. En principe, la valeur d'un coefficient partiel de sécurité dépend du degré d'incertitude ou de variabilité statistique d'une quantité spécifique. Celle-ci concerne aussi bien les actions ou les propriétés matérielles. Essentiellement, les actions caractéristiques ( $F_k$ ) sont multipliées par les coefficients partiels de sécurité des actions ( $\gamma_F$ ) pour obtenir les charges de calcul ( $F_d$ ):

$$F_d = \gamma_F F_k$$

Les effets de l'application des charges de calcul sur la structure, c'est-à-dire le moment fléchissant, l'effort tranchant, etc. sont appelés "effets de calcul"  $E_d$ .

La résistance de calcul  $R_d$  s'obtient en divisant les résistances caractéristiques  $R_k$  par les coefficients partiels de sécurité du matériau  $\gamma_M$ . Pour un dimensionnement satisfaisant, il convient que la résistance de calcul soit supérieure à "l'effet de calcul".

## 3. Dimensionnement des éléments

En ce qui concerne le dimensionnement des éléments, les vérifications doivent être effectuées pour tous les éléments structuraux. Par exemple, les ossatures doivent être vérifiées en ce qui concerne :

- la résistance des sections transversales
- la résistance des éléments
- la résistance des assemblages
- la stabilité de l'ossature
- l'équilibre statique

Par ailleurs, les éléments tendus ne nécessitent qu'une vérification de la résistance des sections transversales.

## 4. Voilement local et classification des sections

Les profilés de construction peuvent être considérés comme étant constitués d'un ensemble de parois distinctes. Les parois peuvent être internes (par ex. les âmes de poutres ouvertes ou les semelles de caissons) et d'autres sont en console (par ex. les semelles des profils ouverts et les ailes des cornières) (figure 44). Lorsqu'elles sont sollicitées en compression ces parois peuvent se voiler localement. Le voilement local au sein de la section transversale peut limiter la capacité de résistance aux sollicitations du profil en l'empêchant d'atteindre sa limite d'élasticité. La ruine prématurée (provoquée par les effets du voilement local) peut être évitée en limitant le rapport largeur/épaisseur - ou élancement - des parois individuelles au sein de la section transversale. Ceci constitue la base de l'approche par classification des sections transversales.

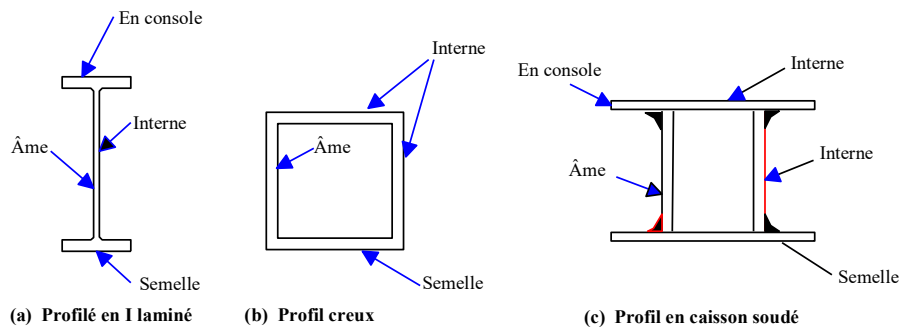


Figure 44: Parois internes et parois en saillie

L'EC3 définit quatre classes de sections transversales. La classe à laquelle appartient une section transversale particulière dépend de l'**élancement** de chaque paroi et de la **distribution des contraintes** de compression.

- **Les sections transversales de Classe 1** sont celles qui peuvent former une rotule plastique, et possèdent une grande capacité de rotation laquelle est exigée pour l'analyse plastique et ce, en donnant lieu à des redistributions favorables de moments fléchissant dans la structure (phénomène d'adaptation plastique).
- **Les sections transversales de Classe 2** sont celles qui, bien qu'elles soient capables de former une rotule plastique, ont une capacité de rotation limitée et ne conviennent donc pas pour les structures calculées par analyse plastique. En effet, ces sections ne peuvent permettre des redistributions favorables à cause de l'apparition du voilement local « immédiatement » après la formation de cette rotule.
- **Les sections transversales de Classe 3** sont celles où la contrainte calculée dans la fibre comprimée extrême peut atteindre la limite d'élasticité mais où le voilement local empêche le développement du moment résistant plastique. En effet, le voilement local apparaît « immédiatement » après la plastification des fibres extrêmes.
- **Les sections transversales de Classe 4** sont celles où le voilement local limite le moment résistant (ou la résistance à la compression pour les éléments sous charges normales). Ce voilement apparaît bien avant la plastification des fibres extrêmes.

Le Tableau 05 résume les classes en fonction du comportement, du moment de résistance et de la capacité de rotation.

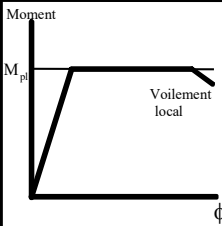
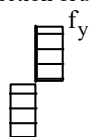
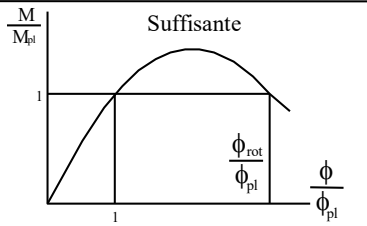
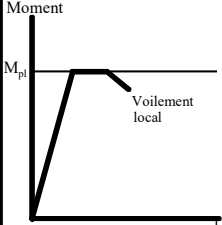
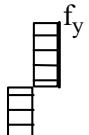
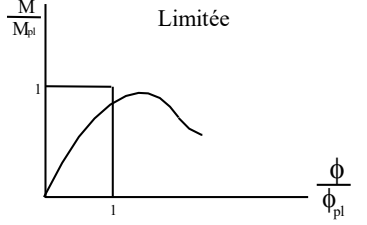
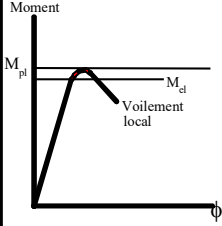

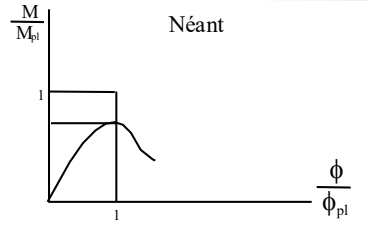
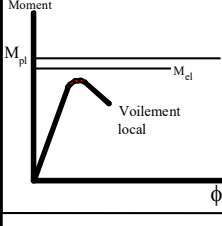

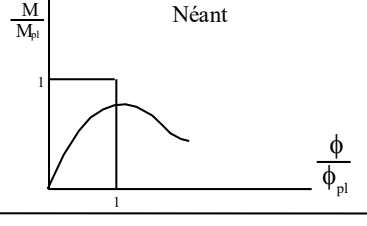
Modèle de comportement	Mom.de résistance	Capacité de rotation	Classe
	Moment plastique sur section brute 		1
	Moment plastique sur section brute 		2
	Moment élastique sur section brute 		3
	Moment plastique sur section efficace 		4
$M_{el}$ moment de résistance élastique de la section transversale $M_{pl}$ moment de résistance plastique de la section transversale $M$ moment appliqué $\phi$ rotation (courbure) de la section $\phi_{pl}$ rotation (courbure) de la section exigée pour générer une distribution plastique totale des contraintes dans la section transversale			

Tableau 05: Classifications des sections transversales en fct du moment résistant et de la capacité de rotation.

Le tableau 06 ci-dessous donne la classe des âmes de poutres ou parois internes perpendiculaire à l'axe de flexion. Le tableau 07 donne la classe des semelles de poutres ou parois internes parallèles à l'axe de flexion. Le tableau 08 donne la classe des semelles en console. Quant aux tableaux 09 et 10, ils donnent les localisations des zones efficaces pour parois en console et pour parois internes respectivement. Un premier exemple de profilé en C soumis à un effort de compression centré est présenté en figure 45 montrant les zones qui risquent de voiler ainsi que la section efficace correspondante. Le second exemple de la figure 46 illustre les zones susceptibles de voiler ainsi que les sections efficaces pour les profilés en double T et en caisson soumis à des moments fléchissants.

Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées		
(a) Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$ : $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$ : $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275
		$\epsilon$	1	0,92
				355
				0,81

Tableau 06: Cas des âmes de poutres ou parois internes perpendiculaire à l'axe de flexion

Tableau 5.3.1 (Feuille 2)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées		
(b) parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)				
Classe	Type	Section fléchie	Section comprimée	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)				
1	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33 \epsilon$ $b/t_f \leq 33 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$	
2	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38 \epsilon$ $b/t_f \leq 38 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)				
3	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275
		$\epsilon$	1	0,92
				355
				0,81

Tableau 07: Cas des semelles de poutres ou parois internes parallèles à l'axe de flexion

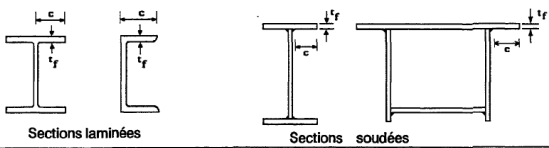
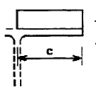
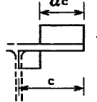
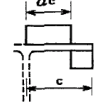
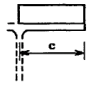
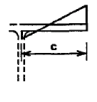
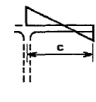
Tableau 5.3.1 (Feuille 3)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(c) Parois de semelles en console :					
					
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_G}$		
	soudées	$c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_G}$		
			Pour $k_G$ voir tableau 5.3.3		
		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		$\varepsilon$	1	0,92	0,81

Tableau 08 : Cas des semelles en console

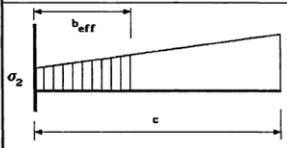
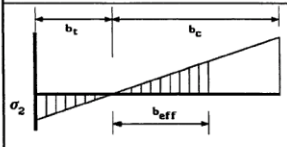
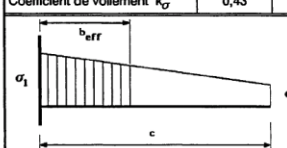
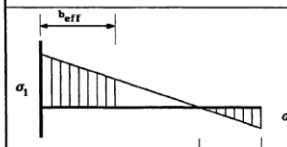
Tableau 5.3.3		Parois comprimées en console			
Distribution de contraintes (compression positive)		Largeur efficace $b_{eff}$ de la partie comprimée de paroi			
		$0 \leq \psi < 1$ : $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0$ : $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	0	-1	$+1 \geq \psi \geq -1$	
Coefficient de voilement $k_G$	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21 \psi + 0,07 \psi^2$	
		$0 \leq \psi < 1$ : $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0$ : $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Coefficient de voilement $k_G$	0,43	$\frac{0,578}{\psi + 0,34}$	1,70	$1,7 - 5 \psi + 17,1 \psi^2$	
				23,8	

Tableau 09: Localisation des zones efficaces pour parois en console

Tableau 5.3.2 Parois internes comprimées						
Distribution de contraintes (compression positive)			Largeur efficace $b_{eff}$ de la partie comprimée de paroi			
			$\psi = +1 :$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$			
			$0 \leq \psi < 1 :$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2b_{eff}}{5 - \psi}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$			
			$\psi < 0 :$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -2$
Coefficient de voilement $k_\sigma$	4,0	$\frac{8,2}{1,05 + \psi}$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98(1 - \psi)^2$
Alternativement, pour $1 \geq \psi \geq -1 :$ $k_\sigma = \frac{16}{[(1 + \psi)^2 + 0,112(1 - \psi)^2]^{0,5} + (1 + \psi)}$						

Tableau 10 : Localisation des zones efficaces pour parois internes comprimées

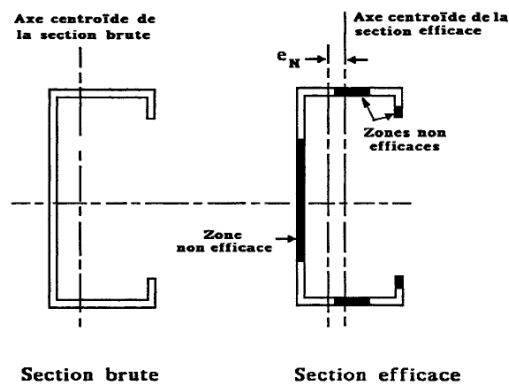


Figure 45 : Exemple de section efficace d'un profilé en C soumis à un effort de compression centré

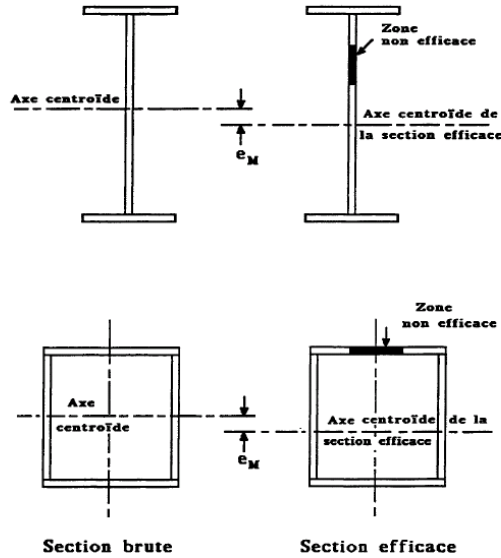


Figure 46 : Sections efficaces de profilés en double T et en caisson soumis à des moments fléchissants

## 5. Les éléments tendus

La résistance d'un élément tendu est calculée selon l'hypothèse que la section entière s'est plastifiée. La résistance de calcul pour un élément tendu est généralement prise égale à la plus petite des deux valeurs suivantes : la plastification de la section brute ou la rupture de la section nette.

Pour les éléments tendus assemblés sans boulons, la résistance de calcul à la traction de la section transversale est la résistance de calcul plastique de la section transversale brute.

$$N_{pl.Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (1)$$

A représente l'aire brute de la section transversale

$f_y$  représente la limite élastique de l'acier

$\gamma_{M0} = 1.1$  pour le CCM97 ( $\gamma_{M0} = 1.0$  selon l'EC3 si acier agréé) représente le coefficient partiel de sécurité pour l'acier

Pour les éléments assemblés au moyen de boulons, la résistance de la section est affaiblie par la réduction de l'aire de section transversale due à la présence des trous et une vérification supplémentaire est exigée. Bien que les trous induisent des concentrations de contraintes la ductilité de l'acier permet de supposer qu'à l'état limite ultime la répartition des contraintes dans la section nette est uniforme. Ainsi, la résistance ultime de calcul de la section nette est prise égale à:

$$N_{u.Rd} = 0,9 \frac{A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (2)$$

$A_{net}$  ; représente l'aire nette de la section transversale

$f_u$  ; représente la résistance ultime à la traction de l'acier



$\gamma_{M2} = 1.25$  représente le coefficient partiel de sécurité pour la résistance de la section nette

Le facteur 0,9 est un coefficient de réduction prenant en compte les excentricités inévitables, les concentrations de contraintes etc. La résistance de calcul à la traction ( $N_{t,Rd}$ ) est donc prise égale à la plus petite valeur donnée par les relations 1 et 2 et comparée à la valeur de calcul de l'effort de traction appliquée ( $N_{t,Ed}$ ).

Pour les assemblages utilisant des boulons précontraints, la résistance plastique de calcul de la section nette ( $N_{net,Rd}$ ) est limitée à la plastification au niveau de la section nette, donc :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3)$$

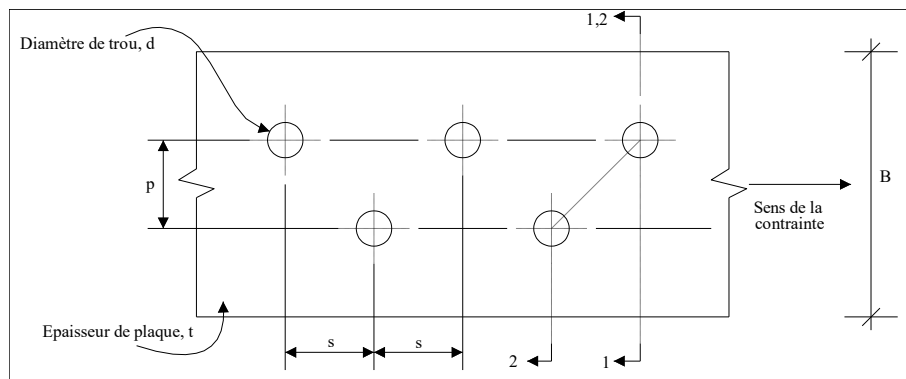
Dans le cas où un comportement ductile est exigé (pour le calcul sismique, par exemple), il est nécessaire de s'assurer que la condition limite correspond la plastification de la section brute et non à la ruine au niveau de la section nette. Donc,

$$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \quad (4)$$

Cette condition est satisfaite si

$$\frac{A_{net}}{A} \geq \frac{[f_y / f_u][\gamma_{M2} / \gamma_{M0}]}{0,9} \quad (5)$$

L'aire nette de la section transversale est l'aire brute diminuée des trous de fixation et autres ouvertures.



Sur la section 1-1,

$$\text{Aire nette} = Bt - dt \quad - \text{L'aire minimum est prise égale à } A_{net}$$

Sur la section 2-2,

$$\text{Aire nette} = Bt - 2dt + \frac{s^2 t}{4p} \quad - \text{L'aire minimum est prise égale à } A_{net}$$

- $s$  : espacement des centres des trous qui bordent l'intervalle considéré, mesuré parallèlement à l'axe de l'élément
- $p$  : espacement des trous perpendiculairement à l'axe de l'élément (pour les éléments comportant des trous dans plus d'un plan,  $p$  se mesure selon la ligne moyenne dans l'épaisseur de la section)

## 6. Vérification vis-à-vis de la flexion simple

Les poutres en acier peuvent souvent être dimensionnées simplement sur la base de la résistance aux moments fléchissants (en s'assurant que le moment de résistance de calcul de la section transversale choisie est supérieur au moment maximum appliqué) et de la rigidité, c'est-à-dire en vérifiant que la poutre ne présente pas une flèche susceptible d'affecter les considérations de bon fonctionnement en service. Les poutres empêchées de se déplacer latéralement sont dites "maintenues latéralement", et ne sont pas affectées par le flambement hors du plan (déversement).

Dans une poutre simple à travée unique, la ruine survient lorsque la valeur du moment fléchissant ( $M_{sd}$ ) dépasse le moment de résistance de la section transversale, dont la grandeur dépend de la forme du profil, de la résistance du matériau et de la classification de la section.

Dans les cas où l'effort tranchant exercé sur une section transversale peut être considéré comme assez faible pour que l'on puisse négliger son effet sur le moment de résistance de calcul, l'EC3 et le CCM97 fixent une valeur d'effort tranchant de 50% de la résistance de calcul plastique au cisaillement. Le moment de résistance de calcul ( $M_{c,Rd}$ ) peut alors être pris égal aux valeurs suivantes.

Pour les sections transversales de classe 1 ou 2, le moment de résistance plastique de calcul de la section brute :

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6)$$

Pour une section transversale de classe 3, le moment de résistance élastique de calcul de la section brute

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7)$$

Pour une section transversale de classe 4, le moment de résistance de calcul au voilement local des parois

$$M_{c,Rd} = M_{eff,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (8)$$

La vérification à la flexion pure est déterminante pour le dimensionnement de nombreuses poutres en acier, mais la résistance au cisaillement peut être significative pour les poutres courtes qui supportent des charges concentrées importantes. La figure 47 présente le schéma des contraintes de cisaillement dans un profil en I en supposant un comportement élastique. La majeure partie de l'effort tranchant est transmise par l'âme de la poutre. Étant donné que la variation de la contrainte de cisaillement dans l'âme est très faible, il est suffisamment précis, pour le dimensionnement, de supposer une contrainte de cisaillement moyenne sur toute la hauteur de l'âme.

L'acier en cisaillement se plastifie à une contrainte approximativement égale à  $(1/\sqrt{3}) f_y$ . Par conséquent, la valeur de calcul de l'effort tranchant ( $V_{sd}$ ) au niveau de chaque section transversale est comparée avec la résistance de calcul plastique au cisaillement,  $V_{pl,Rd}$ , de l'aire de cisaillement ( $A_v$ ).

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{(f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (9)$$

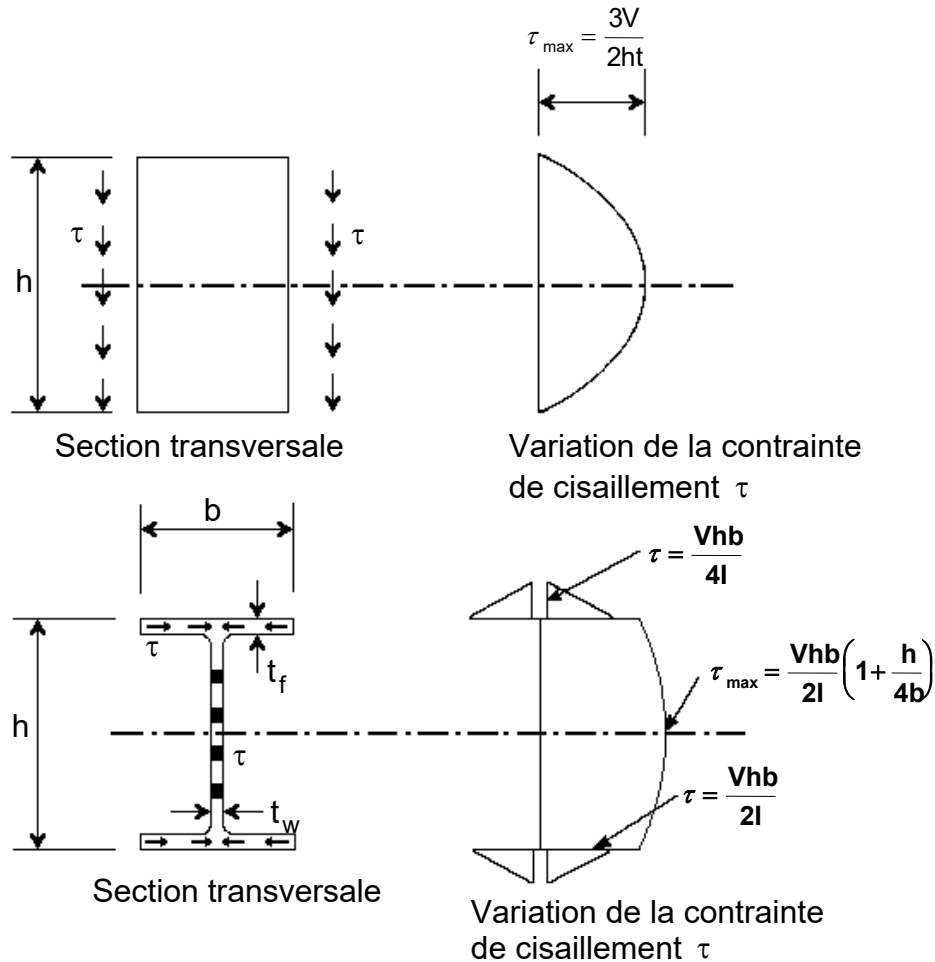


Figure 47: Répartition de l'effort tranchant dans les poutres de formes rectangulaires et en I

Lorsque l'effort tranchant de calcul ( $V_{sd}$ ) est supérieur à 50% de la résistance de calcul plastique au cisaillement ( $V_{pl,Rd}$ ), le moment de résistance de calcul de la section transversale est minoré pour prendre en compte l'interaction moment-effort tranchant. On suppose que, sous l'effet d'une combinaison de contraintes normales et de cisaillement, l'acier se plastifie conformément à la formule d'interaction suivante :

$$\left(\frac{\sigma}{f_y}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_y}\right)^2 = 1 \quad (10)$$

Lorsque la section transversale d'une poutre est soumise à la fois à une flexion et à un effort tranchant significatif, son dimensionnement est réalisé en utilisant une limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement.

$$f_{red} = (1-\rho) \cdot f_y$$

Cette résistance réduite adoptée par les deux règlements dépend du rapport de l'effort tranchant de calcul à la résistance de calcul plastique au cisaillement selon la relation

$$\rho = \left( \frac{2V_{Sd}}{V_{pl.Rd}} - 1 \right)^2 \quad (11)$$

Pour une section de poutre en I ou en H fléchie par rapport à son axe de forte inertie, le moment de résistance de calcul plastique réduit ( $M_{v.Rd}$ ) compte tenu de l'effort tranchant est

$$M_{v.Rd} = \left[ W_{pl} - \frac{\rho A_v^2}{4t_w} \right] \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{mais} \quad M_{v.Rd} \leq M_{c.Rd} \quad (12)$$

Les poutres fléchies selon les deux axes de la section transversale ont un axe neutre plastique incliné par rapport aux axes orthogonaux d'une valeur qui dépend du rapport des moments appliqués et de la forme précise de la section. La forme de l'interaction peut s'exprimer par :

$$\left[ \frac{M_{y.Sd}}{M_{c.yRd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z.Sd}}{M_{c.zRd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (13)$$

Les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  sont donnés pour diverses formes de section et tiennent compte de l'effort normal (article 5.4.8 du CCM97). En plus des vérifications de résistance décrites ci-dessus, il est également nécessaire de vérifier le comportement des poutres aux états limites de service.

## 7. Vérification vis-à-vis du risque de flambement simple (sous compression seule).

On utilise en général le terme "élément comprimé" pour décrire les composants structuraux soumis uniquement à des efforts normaux de compression. Ceci peut décrire les poteaux (dans des conditions de chargement particulières) mais fait référence en général aux barres comprimées et à extrémités articulées que l'on trouve dans les fermes, les poutres à treillis ou les éléments de contreventement. S'ils sont soumis à des moments fléchissants significatifs en plus des charges axiales, ces éléments sont appelés poutres-poteaux.

Ce paragraphe concerne les éléments simplement comprimés et, par conséquent, il concerne très peu les poteaux réels car les moments fléchissants ne sont en général pas négligeables. Néanmoins, les éléments comprimés représentent un cas élémentaire qui permet la compréhension des effets de la compression dans l'étude des éléments comprimés et fléchis. Parce que la plupart des éléments comprimés en acier sont assez élancés, un flambement peut se produire. Nous décrivons ici brièvement les différentes sortes d'éléments comprimés et expliquons le comportement tant des poteaux courts que des poteaux élancés. Les courbes de flambement utilisées pour le calcul des poteaux élancés sont également présentées.

Les poteaux courts, donc trapus, ont un élancement très faible, de telle sorte qu'ils ne sont pas affectés par un flambement global. Dans ce cas, la résistance à la compression de l'élément est dictée par la résistance à la compression de la section transversale, qui est fonction de la classification de la section. Les sections transversales de Classes 1, 2, 3 sont toutes insensibles au voilement local à ce niveau de la charge axiale et donc la résistance à la compression de calcul est prise égale à la résistance plastique de calcul de la section :

$$N_{c.Rd} = N_{pl.Rd} = A_f f_y / \gamma_{M0} \quad (14)$$

Pour les sections transversales de Classe 4, le voilement local dans une ou plusieurs parois de la section transversale empêche d'atteindre la charge d'écoulement plastique, et donc la résistance à la compression de calcul est limitée à la résistance au voilement local :

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_y / \gamma_{M1} \quad (15)$$

où  $A_{eff}$  représente l'aire de la section transversale efficace déterminée selon l'article 5.3.5..

Selon leur élancement, les poteaux montrent deux types de comportements différents : ceux qui sont très élancés présentent un comportement de flambement quasi élastique, tandis que ceux qui sont moyennement élancés sont très sensibles aux effets des imperfections.

Si  $\ell_{cr}$  représente la longueur critique de flambement, la charge critique d'Euler  $N_{cr}$  est égale à

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\ell_{cr}^2} \quad (16)$$

et il est possible de définir la contrainte critique d'Euler  $\sigma_{cr}$  comme

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{\ell_{cr}^2 A} \quad (17)$$

En introduisant le rayon de giration,  $i = \sqrt{I/A}$ , et l'élancement,  $\lambda = \ell_{cr}/i$ , pour le mode de flambement approprié, l'équation (17) devient:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (18)$$

En traçant la courbe  $\sigma_{cr}$  en fonction de  $\lambda$  sur un graphique (Figure 48), et en faisant apparaître la ligne horizontale représentant la plasticité parfaite,  $\sigma = f_y$ , il est intéressant de distinguer les zones idéalisées représentant la ruine par flambement de celles correspondant à la ruine par plastification. Le point d'intersection P des deux courbes représente la valeur théorique maximale de l'élancement d'un poteau comprimé jusqu'à la limite d'élasticité. Cet élancement limite, où  $\sigma_{cr}$  est égal à la limite d'élasticité de l'acier, est donné par l'expression :

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon \quad (19)$$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0,5} \quad (20)$$

Ainsi  $\lambda_1$  est égal à 93,9 pour la nuance d'acier S235, à 86,8 pour la nuance d'acier S275 et à 76,4 pour la nuance d'acier S355.

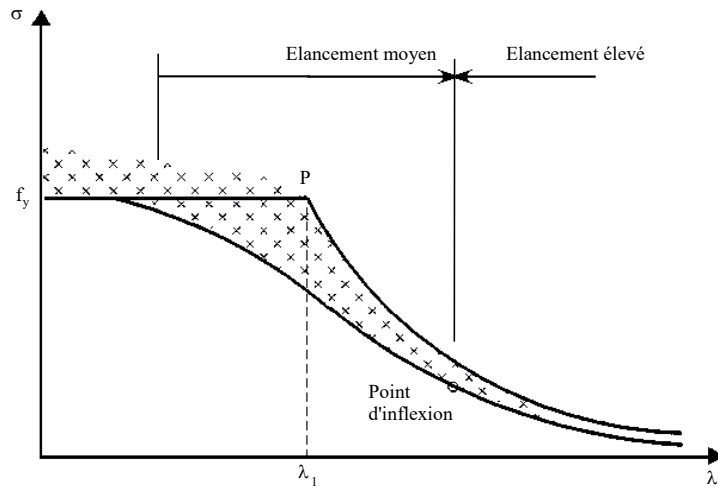


Figure 48 : courbe de flambement d'Euler et courbe réelle.

Le comportement réel des poteaux en acier diffère considérablement du comportement idéalisé décrit précédemment. En effet, les études expérimentales sur des poteaux réels ont montré des résultats représentés par des courbes situées en dessous des courbes d'Euler (figure 49). Cela démontre que les poteaux subissent un flambement avant d'atteindre la charge critique d'Euler en raison de diverses imperfections inhérentes à l'élément réel : défaut de rectitude initial, contraintes résiduelles, excentricité des forces normales appliquées et écrouissage. Toutes ces imperfections affectent le flambement et, par conséquent, la résistance ultime du poteau.

Ce comportement réel présente des différences plus prononcées par rapport à la courbe théorique dans la plage d'élancement moyen (qui représente les éléments les plus couramment utilisés) que dans la plage d'élancement élevé. La réduction la plus significative de la valeur théorique se produit près de la limite d'élancement critique  $\lambda_1$ .

L'EC3 définit l'élancement réduit (élancement normalisé)  $\bar{\lambda}$  de la façon suivante :

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0,5} \quad (21)$$

où  $\beta_A = 1$  pour les sections transversales de classes 1, 2, 3 et  $\beta_A = A_{\text{eff}} / A$  pour la classe 4.

La Figure 49 montre les courbes de flambement de la CECM (a,b,c et d). Elles donnent la valeur du coefficient de réduction  $\chi$  de la résistance du poteau en fonction de l'élancement réduit pour différents types de sections transversales (rapportée à différentes valeurs du facteur d'imperfection  $\alpha$ ).

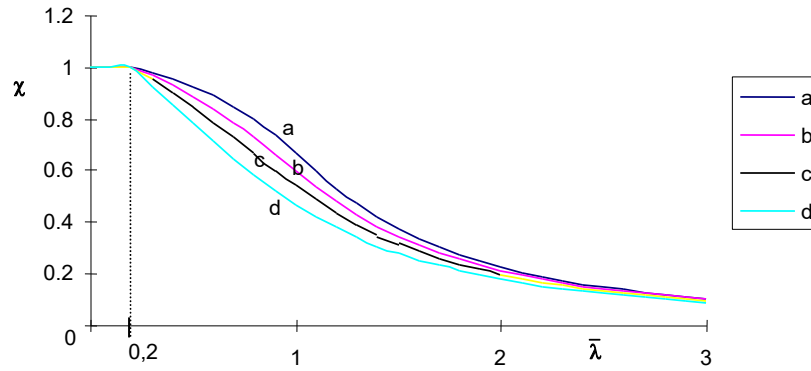


Figure 49 - Courbes de flambement de la CECM

L'EC3 exprime les courbes de la CECM par l'expression mathématique de  $\chi$  :

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \leq 1 \quad (22)$$

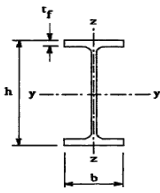
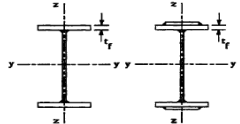
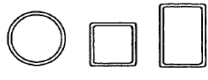
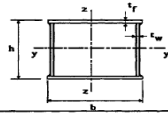

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (23)$$

Le Tableau 5.5.2 de l'EC3 donne des valeurs du coefficient de réduction  $\chi$  en fonction de l'élanement de réduit  $\bar{\lambda}$ . Le facteur d'imperfection  $\alpha$  dépend de la forme de la section transversale du poteau considérée, du sens dans lequel le flambement peut se produire (axe y ou axe z) et de la méthode de fabrication utilisée pour l'élément comprimé (laminé à chaud, soudé ou formé à froid). Les valeurs de  $\alpha$  augmentent avec les imperfections, sont données dans le Tableau 11.

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection $\alpha$	0,21	0,34	0,49	0,76

Tableau 11: Facteurs d'imperfection

Le Tableau 12 facilite la sélection de la courbe de flambement appropriée en fonction du type de section, qu'elle soit laminée ou formée à froid, de ses limites dimensionnelles et de l'axe sur lequel le flambement peut se produire. De même, ce Tableau 12 répertorie les courbes correspondant aux sections soudées, telles que les sections en I et les caissons.

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}$ *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}$ *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudées 	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	quel qu'il soit y - y z - z	b c c
	Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit

\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Tableau 12: choix des courbes de flambement

## 8. Vérification vis-à-vis du risque de flambement flexion (sous effort de compression et moment fléchissant).

Quand leurs liaisons sont rigides au niveau des sections d'extrémités, les poteaux sont alors soumis à une combinaison de flexion et de compression. Cette flexion accentue d'avantage le risque de flambement. Par la suite, la vérification doit être plus restrictive et ce, en tenant compte non seulement de l'intensité des efforts appliqués mais aussi de la distribution (ou bien de l'allure) des moments fléchissants le long de ce poteau.

### 8.1 Eléments comportant des sections de classe 01 et 02 :

L'approche choisie dans l'Eurocode 3 (supposant une flexion selon les axes y et z) consiste à utiliser:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (24)$$

où  $\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y, \chi_z)$  représente le facteur de réduction pour le flambement des poteaux, et

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} \quad \text{mais } k_y \leq 1,5$$



Et 
$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{Sd}}{\chi_z A f_y} \text{ mais } k_z \leq 1,5$$

où  $k_y$  et  $k_z$  représentent des facteurs de modification.

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} - 1 \text{ mais } \mu_y \leq 0,90$$

Et 
$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} - 1 \text{ mais } \mu_z \leq 0,90$$

où  $\beta_{My}$  et  $\beta_{Mz}$  représentent des facteurs de moments uniformes équivalents prenant en compte la non uniformité du diagramme des moments, cf tableau 13.

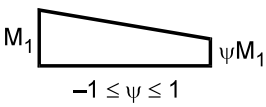
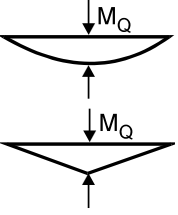
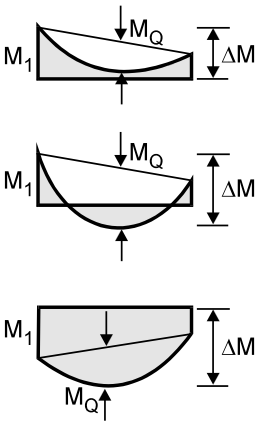
Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémité</p> 	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moments provoqués par les charges latérales dans le plan</p> 	<p>Pour une charge uniformément répartie: <math>\beta_{M,Q} = 1,3</math></p> <p>Pour une charge concentrée: <math>\beta_{M,Q} = 1,4</math></p>
<p>Moments provoqués par les charges latérales plus les moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p>où:</p> <p><math>M_Q =  \max M </math> provoqué par la charge latérale seule et <math>\Delta M =  \max M </math> pour diagramme des moments sans changement de signe</p> <p><math>\Delta M =  \max M  +  \min M </math> où le signe du diagramme des moments change</p>

Tableau 13 – Facteurs de moment uniforme équivalent  $\beta_M$

## 8.2 Eléments comportant des sections de classe 3

Les éléments comportant des sections transversales de classe 3 soumis à une flexion et à une charge axiale de compression doivent satisfaire l'expression:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y.Sd}}{W_{el.y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z.Sd}}{W_{el.z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (25)$$

On constate que la seule différence par rapport au cas précédent consiste uniquement à remplacer  $W_{pl}$  par  $W_{el}$ . Les autres expressions demeurent inchangées.

## 8.3 Eléments comportant des sections de classe 4

Les éléments comportant des sections transversales de classe 4 soumis à une flexion bi axiale et à une charge axiale doivent satisfaire l'expression:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A_{eff} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y (M_{y.Sd} + N_{Sd} e_{N.z})}{W_{eff.y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z (M_{z.Sd} + N_{Sd} e_{N.y})}{W_{eff.z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (26)$$

- $A_{eff}$  représente l'aire de section transversale efficace pour la compression pure
- $W_{eff.y}$  et  $W_{eff.z}$  représentent les modules de résistance efficace pour la flexion pure
- $e_{N.z,y}$  représentent les décalages d'axes neutres en comparant la section transversale brute avec la section transversale efficace (calculée en supposant une compression pure) utilisée pour prendre en compte le voilement local

## 9. Vérification vis-à-vis du risque de déversement

### 9.1 Cas des poutres soumises à la flexion seule

Les poutres fléchies selon l'axe de forte inertie peuvent présenter une ruine par instabilité dans le plan de faible inertie. Cette forme d'instabilité implique à la fois une flèche latérale de la partie de la poutre en compression et une rotation de torsion des sections - le déversement. Le moment appliqué atteint lorsqu'une poutre flambe par déversement, est appelé moment critique élastique de déversement. Une approche de dimensionnement de poutres exposées au déversement doit prendre en compte un grand nombre de facteurs - y compris la forme du profil, le degré de maintien latéral, le type de chargement, la distribution des moments fléchissants, les conditions de maintien aux appuis et les imperfections initiales.

La Figure 50 montre le déversement d'une poutre en I chargée par des moments d'extrémité. Cette poutre n'est pas maintenue latéralement sur sa longueur sauf à chaque extrémité où la flèche latérale et la rotation de torsion des sections sont empêchées, mais où leur rotation est libre à la fois dans le plan et hors du plan.

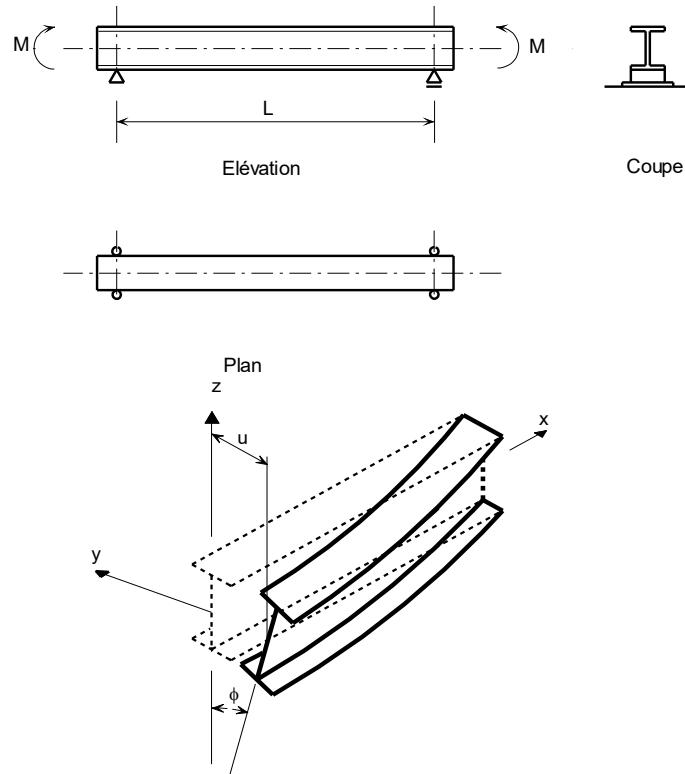


Figure 50 : déversement d'une poutre en I chargée par moments d'extrémités.

Le moment de calcul de résistance au déversement  $M_{b,Rd}$  d'une poutre non maintenue latéralement est donc pris égal à :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y / \gamma_{m1} \quad (27)$$

$$\text{Avec } \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad (28)$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (29)$$

où  $\alpha_{LT}$  représente un facteur d'imperfection, pris égal à 0,21 (courbe de flambement a) pour les profils laminés et à 0,49 (courbe c) pour les profils soudés (contraintes résiduelles plus élevées).

$\bar{\lambda}_{LT}$  est l'élanement réduit vis-à-vis du déversement. Il est défini comme suit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{M_{b,Rd} / M_{cr}}$$

Dans le cas d'une poutre à section transversale constante symétrique par rapport à l'axe de faible inertie pour une flexion suivant l'axe de forte inertie, le moment critique élastique de déversement est donné par la formule générale :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left\{ \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (F.2)$$

avec

$I_t$  = moment d'inertie de torsion

$I_w$  = moment d'inertie de gauchissement

$I_z$  = moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$L$  = longueur de la poutre entre points latéralement maintenus

$C_1, C_2$  et  $C_3$  sont des facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement,

$k$  et  $k_w$  facteurs de longueur effective.

$$z_g = z_a - z_s$$

$$z_j = z_s - \left[ 0,5 \int_A z (y^2 + z^2) dA \right] / I_y$$

$z_a$  = coordonnée du point d'application de la charge

$z_s$  = coordonnée du centre de cisaillement.

En convention, l'axe  $z$  est toujours orienté positivement du centre de torsion vers la semelle comprimée.

Les facteurs de longueur effective  $k$  et  $k_w$  varient de 0,5 pour un encastrement parfait à 1.0 pour des appuis simples, avec 0.7 pour une extrémité encastree et l'autre simplement appuyée.

Le facteur  $k$  concerne la rotation de l'extrémité en plan. Il est analogue au rapport  $I/L$  d'un élément comprimé.

Le facteur  $k_w$  concerne le gauchissement d'extrémité. A moins d'avoir pris des mesures spéciales d'encastrement vis-à-vis du gauchissement, il convient de prendre  $k_w$  égal à 1.0.

Les valeurs de  $C_1, C_2$  et  $C_3$  sont données aux tableaux B.1.1 et B.1.2 du CCM97 pour différents cas de charge, ainsi que l'indique la forme du diagramme du moment de flexion sur la longueur  $L$  entre appuis latéraux. Les valeurs en sont données pour différentes valeurs de  $k$ .

## 9.2 Cas d'éléments soumis à une combinaison d'effort de compression et de moments de flexion

### 9.2.1 Eléments comportant des sections de classe 01 et 02 :

L'article 5.5.4 du CCM97 utilise l'équation d'interaction suivante:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (30)$$

où  $\chi_z$  représente le facteur de réduction pour le flambement des poteaux selon l'axe faible,  $\chi_{LT}$  représente le facteur de réduction pour le déversement des poutres, et où  $\beta_{M,LT}$  est un facteur prenant en compte la non uniformité du diagramme des moments, (cf Tableau 13).

### 9.2.2 Eléments comportant des sections de classe 03 :

Les éléments comportant des sections transversales de classe 3 doivent satisfaire le critère suivant:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{el,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{el,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (31)$$

### 9.2.3 Eléments comportant des sections de classe 04

Pour les éléments ayant des sections transversales de classe 4, le critère à satisfaire est le suivant:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd} + N_{Sd} e_{N,z}}{\chi_{LT} W_{eff,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z (M_{z,Sd} + N_{Sd} e_{N,y})}{W_{eff,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (32)$$

## 10. Calcul d'assemblages

### 10.1 Généralités

La conception et le calcul d'assemblages revêtent une importance particulière. En effet, les constructeurs préfèrent une construction sous dimensionnée à une construction mal assemblée. Un sous dimensionnement conduirait en cas de chargements excessifs à des signes prémonitoires de rupture ductile en grandes déformations. Le déchargement de la structure puis le renforcement remettrait la structure en état de fonctionnement. Par contre, un mauvais assemblage, conduirait à une rupture brutale et inattendue, mettant en danger les occupants.

Il existe deux familles d'assembleurs : les boulons et les cordons de soudure. Toutefois, l'usage de pièces intermédiaires, telle que platine ou gousset, est indispensable.

Par ailleurs, les calculs étant basés sur les modes de transmission d'efforts, à savoir :

- La transmission par cisaillement : identifiée par l'empêchement du glissement relatif au niveau des surfaces de contact entre les pièces à assembler entre elles ou avec les pièces intermédiaires tel l'exemple du couvre joint d'âme ci-dessous illustrant les possibilités de transmission d'un moment fléchissant, d'un effort tranchant et d'un effort normal de traction (figure 51)

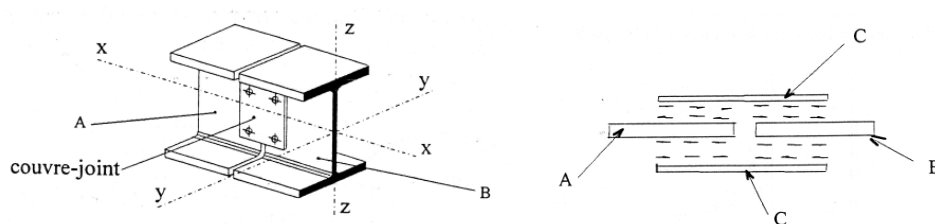
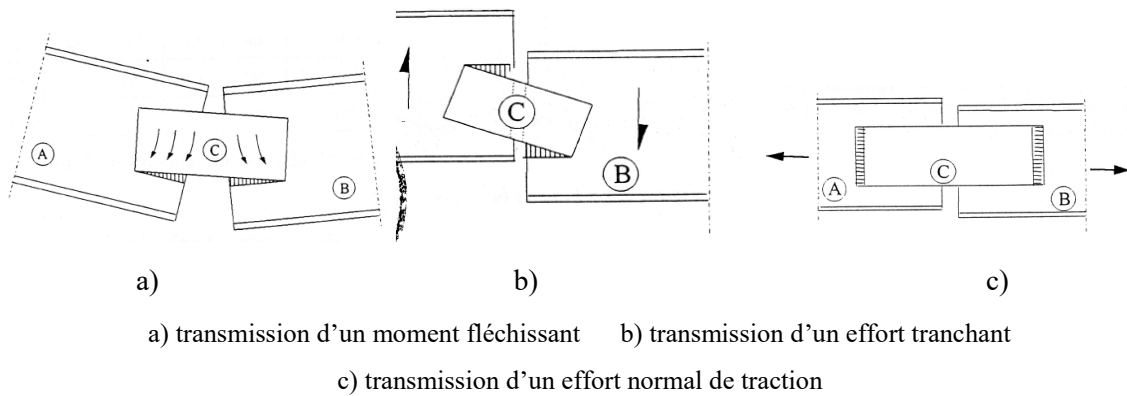


Figure 51: mode de transmission par cisaillement d'un couvre joint d'âme.



- La transmission par traction identifiée par l'empêchement du décollement au niveau des surfaces de contact des pièces à assembler (figure 52)

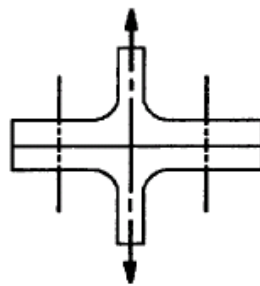


Figure 52: Exemple de mode de transmission par traction

- La transmission par traction et cisaillement identifiée l'empêchement simultané du glissement relatif et du décollement au niveau des surfaces de contact. (figure 53)

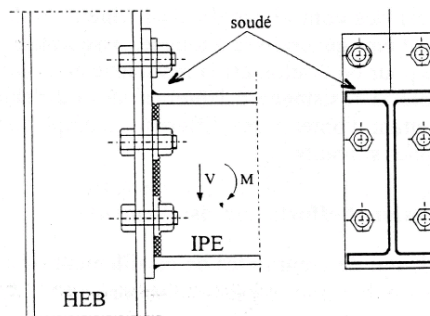


Figure 53 : Assemblage poteau poutre transmettant un effort tranchant et un moment fléchissant

Il est à noter que chaque mode de transmission d'efforts, lui correspond plusieurs modes de ruine vis-à-vis desquels des vérifications de résistance doivent être effectuées.

Par ailleurs, la conception de l'assemblage dépendra fortement de sa classification en assemblage rigide semi rigide ou articulé. Les assemblages semi rigides n'étant pas admis par le règlement parasismique en vigueur (RPA 99 version 2003), nous nous limiterons uniquement aux cas classiques d'assemblages rigides et articulés.

Il est également utile de rappeler les composants ainsi que la terminologie utilisée au niveau d'un boulon d'assemblage.

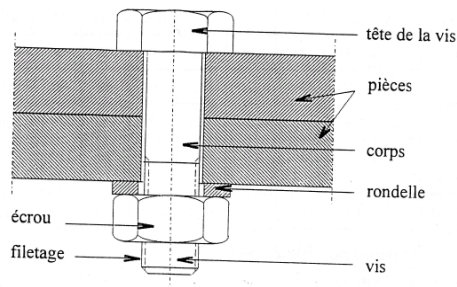


Figure 54 : composants et terminologie utilisés au niveau d'un boulon

Les principales caractéristiques géométriques des boulons sont représentées dans le tableau 14

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d <sub>0</sub> (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm <sup>2</sup> )	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
φ rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
φ clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10,14	> 14	-	-
cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	> 120	-	-
d <sub>m</sub> (mm)	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,60

Tableau 14 : Principales caractéristiques géométriques

d : diamètre de la partie non filetée de la vis ;

d<sub>0</sub> : diamètre nominal du trou ;

A : section nominale du boulon ;

A<sub>s</sub> : section résistante de la partie filetée ;

d<sub>m</sub> : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon.

En ce qui concerne les caractéristiques mécaniques, celles-ci sont représentées dans le tableau 15

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f <sub>yb</sub> (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f <sub>ub</sub> (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau 15 : Principales caractéristiques mécaniques.

## 10.2 Transmission d'efforts par cisaillement

Dans ces cas de figures, il existe deux modes de transmission d'efforts : la butée (boulons ordinaires) et le frottement (boulons précontraints).

### 10.2.1 Transmission par butées (ou boulons ordinaires)

Les risques de rupture associés à ce mode de transmission ainsi que les vérifications qui en découlent, résident dans ce qui suit :

#### ➤ Le cisaillement des boulons

La vérification à faire :

$$F_{VSd} \leq F_{VRd}$$

$F_{VSd}$  : l'effort tranchant sollicitant de calcul revenant à un seul boulon

$F_{VRd}$  : l'effort tranchant résistant de calcul revenant à un seul boulon

$F_{VRd} = 0.6 A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{Mb}$  pour les classes de boulons ductiles à savoir : 4.6 ; 5.6 et 8.8

$F_{VRd} = 0.5 A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{Mb}$  pour les classes de boulons fragiles à savoir : 4.8 ; 5.8 ; 6.8 et 10.9

Avec  $\gamma_{Mb}$  : un coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 dans ce cas.

#### ➤ Rupture par pression diamétrale des pièces à assembler ou des pièces intermédiaires

La vérification à faire consiste à vérifier que l'effort résultant dû aux pressions exercées latéralement par un boulon (à l'intérieur du trou de perçage) sur la paroi considérée, ne doit pas provoquer de rupture « par déchirement » en raison des possibilités suivantes :

- Epaisseur insuffisante de cette paroi
- Pince ou pas longitudinaux insuffisants
- Forte intensité de l'effort exercé en raison du nombre insuffisant de boulons

A cet effet, l'effort résistant :  $F_{b,Rd} = 2.5 \alpha \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb}$

Avec  $\gamma_{Mb}$  : un coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 dans ce cas.

#### ➤ Rupture en cisaillement de bloc (article 6.5.2.2) où l'arrachement d'un « morceau » de la pièce à assembler se produit suivant deux lignes délimitées par les trous de perçage (figure 55)

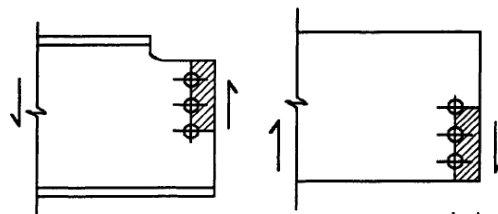


Figure 55 : illustration du phénomène de cisaillement de bloc

#### ➤ Rupture en section nette : dans le cas où les éléments à assembler travaillent en traction

### 10.2.2 Transmission par frottements (ou boulons précontraints)

La résistance de calcul au glissement  $F_{s,Rd}$  par boulon est obtenue par la formule :

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{Ms}} F_{p,Cd}$$

Avec :



$F_{p,Cd}$  : précontrainte de calcul,

$\mu$  : coefficient de frottement, fonction du traitement de surface, donné par le tableau 16 ci-dessous :

Classe de la surface	Valeurs du coefficient de frottement $\mu$
<p><b>Classe A :</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Surfaces décapées par grenailage ou sablage, avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqûres de corrosion,</li> <li>- Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium,</li> <li>- Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garantissant un coefficient de frottement qui ne soit pas inférieur à 0.5.</li> </ul>	0.5
<p><b>Classe B :</b> Surfaces décapées par grenailage ou sablage et recouvertes d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80 <math>\mu\text{m}</math>.</p>	0.4
<p><b>Classe C :</b> Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes.</p>	0.3
<p><b>Classe D :</b> Surfaces non traitées.</p>	0.2

Tableau 16 : valeurs du coefficient de frottement en fonction de la classe de traitement des surfaces de contact

$n$  : nombre d'interfaces de frottement,

$k_s$  : coefficient fonction des dimensions des trous et donné comme suit :

$k_s = 1.0$  lorsque les trous ont, dans toutes les plages des tolérances nominales normales.

$k_s = 0.85$  pour les trous surdimensionnés ou pour les trous oblongs et courts.

$k_s = 0.70$  pour les trous oblongs et longs.

$\gamma_{Ms}$  : coefficient partiel de sécurité ; les valeurs recommandées à utiliser sont :

$\gamma_{Ms,ult} = 1,25$  pour les résistances au glissement à l'ELU (état limite ultime)

$\gamma_{Ms,ult} = 1,40$  pour les résistances au glissement à l'ELU (état limite ultime) pour trous surdimensionnés et oblongs

$\gamma_{Ms,ser} = 1,10$  pour les résistances au glissement à l'ELS (état limite de service)

La précontrainte  $F_{p,Cd}$  doit être prise égale à :

$$F_{p,Cd} = 0,7 f_{ub} A_s \quad (2)$$

### 10.3 Transmission d'efforts par traction

La vérification à faire :

$$F_{tSd} \leq F_{tRd}$$

avec  $F_{t,Sd}$  : l'effort de traction sollicitant de calcul revenant à un seul boulon

$F_{t,Rd}$  : la résistance de calcul en traction par boulon est obtenue par la formule :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Avec  $\gamma_{Mb}$  : un coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.50 dans ce cas.

Cette vérification s'applique aussi bien pour les boulons ordinaires que précontraints. Toutefois, la principale différence réside dans le comportement où lorsque les boulons sont précontraints 80 % de l'effort de traction appliqué est repris par les pièces en contact. Ceci est particulièrement utile en cas de chargement cyclique où le risque de rupture vis-à-vis de la fatigue devient imminent.

Une autre vérification vis-à-vis du risque de poinçonnement des pièces à assembler est importante. A cet effet, l'effort de traction appliqué ne doit pas dépasser l'effort résistant  $B_{p,Rd}$ , telle que :

$$F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd}$$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t f_u / \gamma_{Mb}$$

Avec  $\gamma_{Mb}$  : un coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 dans ce cas.

## 10.4 Transmission d'efforts par traction et cisaillement

### 10.4.1 Cas des boulons ordinaires :

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1$$

avec une vérification supplémentaire  $F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd}$

Avec  $\gamma_{Mb} := 1.50$  pour  $F_{t,Rd}$  et  $\gamma_{Mb} := 1.25$  pour  $F_{v,Rd}$

Par ailleurs, il est également nécessaire de vérifier les risques de rupture vis-à-vis:

- de la pression diamétrale
- du cisaillement de bloc
- et du poinçonnement.

### 10.4.2 Cas des boulons précontraints :

La résistance au glissement est affectée de manière défavorable par la présence de l'effort de traction. En effet, on sait que la transmission par cisaillement se fait par frottement donc par pression de contact. Or cette pression est diminuée par les forces extérieures exercées sur les boulons.

Sachant que la plaque équilibre environ 80 % de la force extérieure, la pression de contact :

$$F_c = F_{pcd} - 0.8 F_t$$

Elle doit être en conséquence calculée par les relations suivantes. La résistance au glissement à l'ELU :

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{Ms,ult}} (F_{p,Cd} - 0,8F_{t,Sd})$$

La résistance au glissement à l'ELS :

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M,ser}} (F_{p,Cd} - 0,8F_{t,Sd,ser})$$

## 10.5 Les assemblages soudés : Calcul des cordons de soudure

Dans ce qui suit, nous ne traiterons que l'aspect lié aux calcul et dimensionnement des cordons de soudure.

Selon la géométrie des pièces à assembler, il existe plusieurs types de cordons : d'angles, en entaille, en bout à pleine pénétration, en bout à pénétration partielle, et en bouchon (voir le tableau 12 ci dessous).

Tableau 6.6.1 Types courants d'assemblages soudés			
Type de soudure	Type d'assemblage		
	assemblage bout-à-bout	assemblage en T	assemblage à clin
soudure d'angle			
soudure en entaille			
soudure en bout à pleine pénétration*)	 V simple  V double  U simple  U double	 demi V simple  demi V double  J simple  J double	
soudure en bout à pénétration partielle*)	 V double  U double	 demi V double	
soudure en bouchon			

Tableau 12 : Types courants d'assemblages soudés.

Toutefois, du point de vue des calculs, et moyennant une définition appropriée des plans critiques pour chaque type de cordon, nous pouvons retenir essentiellement deux types, à savoir :

- Les soudures en bout à pleine pénétration où aucun calcul de résistance n'est nécessaire, pour peu qu'il assure la continuité de la matière sur toute l'épaisseur des pièces à assembler et que le métal d'apport ait une résistance au moins égale à celle du métal de base.
- Les cordons d'angle : lesquels peuvent être vérifiés par deux méthodes : la méthode réelle et la méthode simplifiée. La méthode réelle est la plus précise. Toutefois, elle nécessite des calculs plus développés, et qui consistent à faire des projections de contraintes normales et tangentielles sur un repère tridimensionnel lié au plan critique. Ensuite, la vérification du cordon se fait vis-à-vis du critère de rupture de Von Mises. Quant à la méthode simplifiée, celle-ci est moins précise que la précédente. Elle est cependant plus facile à utiliser et ses résultats mettent d'avantage en sécurité. Elle est brièvement exposée ci-dessous.

La méthode simplifiée est basée sur des résultats expérimentaux obtenus suite à l'étude du comportement réel d'un cordon d'angle en fonction de la direction de l'effort auquel il est soumis (figure 56). En effet, en fonction de l'orientation du cordon par rapport à la direction de l'effort  $P$  appliqué, il est relevé sur cette figure des comportements différents allant du cordon frontal ( $\theta=90^\circ$  où la résistance est maximale mais en contrepartie la ductilité est minimale) au cordon latéral ( $\theta=0^\circ$  où la résistance est minimale mais en contrepartie la ductilité est maximale)

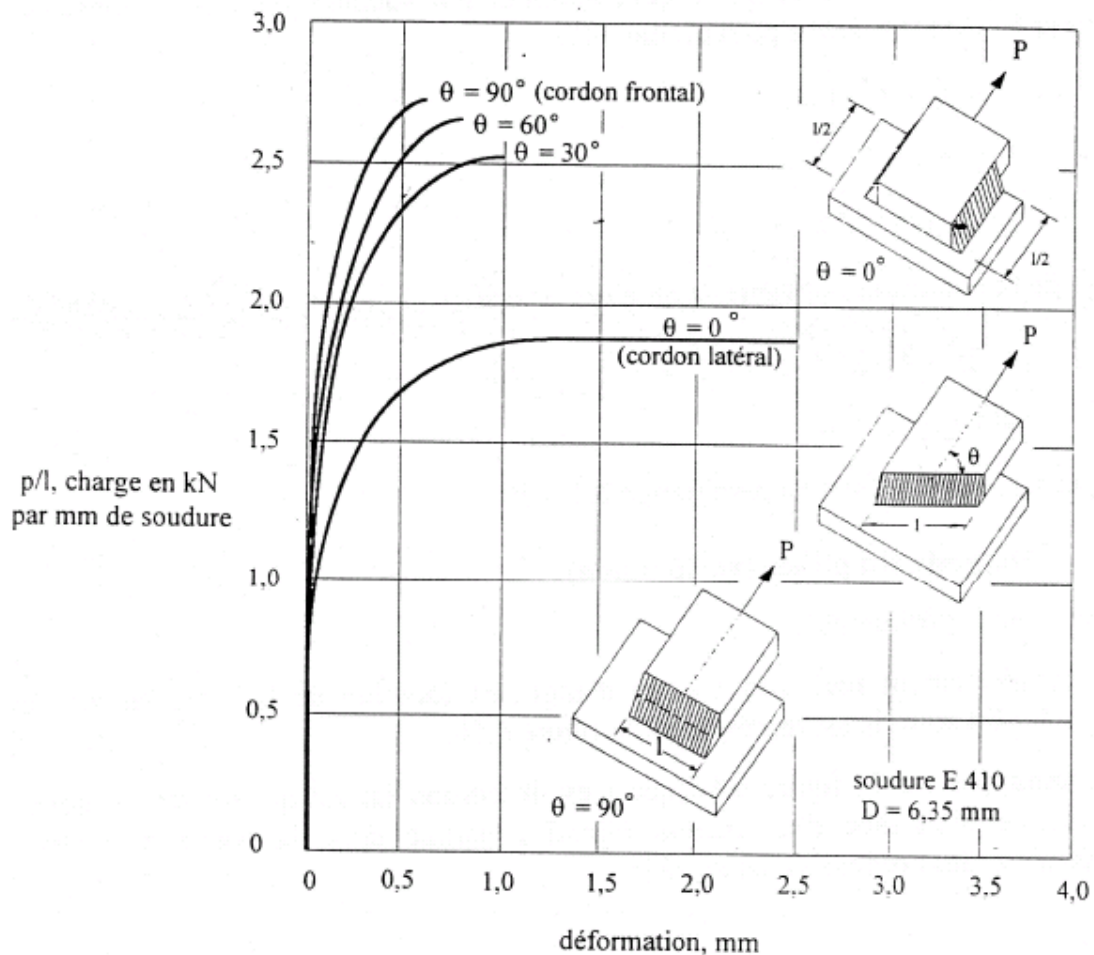


Figure 56 : Résistance des soudures d'angle

Ainsi, les courbes tracées sur cette figure 56 montre que le cordon latéral est celui qui résiste le moins. En effet, la valeur de sa résistance constitue la borne inférieure des résistances des cordons de soudure.

Cela étant dit, quel que soit l'orientation du cordon considéré, le principe de la méthode simplifiée consiste à supposer, le cordon comme étant latéral. Par conséquent, les contraintes développées dans le plan critique seront supposées réduites uniquement aux contraintes tangentielles longitudinales. La vérification de cette contrainte peut s'écrire :

$$\tau \leq f_{v,wd} \text{ avec } f_{v,wd} = \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3}}$$

Et l'effort résistant de calcul pour un cordon de gorge a et de longueur L vaut  $F_{w,Rd}$  :

$$F_{w,Rd} = a.L.f_{v,wd} = a.L.f_u / (\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3})$$

Finalement, quelle que soit la direction de l'effort sollicitant  $F_{wsd}$  par rapport au cordon, on doit vérifier :

$$F_{wsd} \leq F_{w,Rd}$$

Par ailleurs, en ce qui concerne la gorge a, celle-ci doit faire l'objet d'un prédimensionnement, et ce, afin d'assurer que l'apport d'énergie apporté lors du soudage soit suffisant pour faire fondre localement le métal de base, d'une part. Et d'autre part, une gorge surdimensionnée est synonyme de grande quantité de chaleur susceptible de fondre excessivement les pièces à assembler. Il faut alors trouver un compromis entre ces deux extrêmes de manière à obtenir un cordon qui satisfait ces deux exigences.

Une méthode pratique de prédimensionnement de la gorge est donnée en figure 58. Il s'agira ensuite de vérifier les résistances réglementaires.

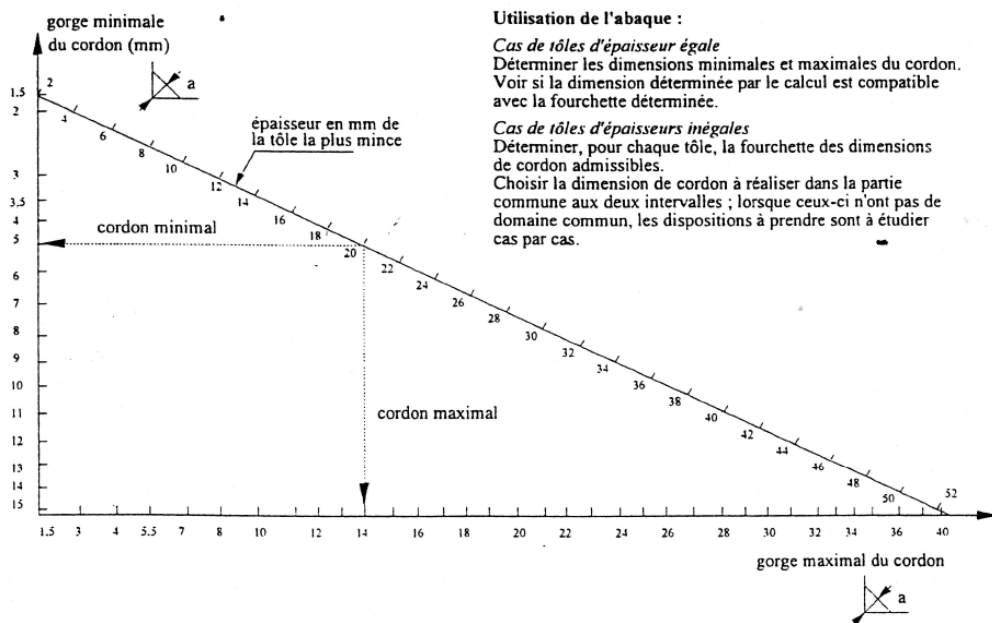


Figure 58 : Abaque de prédimensionnement de la gorge a.