
Charpente métallique

Notes du cours

Pr. Z. EL MASKAOUI
elmaskaoui@gmail.com

Sommaire

Partie 1 : Généralités	1
1. Réglementations	1
2. Les dangers de la construction métalliques	1
3. Le matériau acier	1
4. Les produits sidérurgiques	2
5. Les poutrelles	2
6. Essais de contrôle des aciers	4
7. Acier/Béton : avantages et inconvénients	5
Partie 2 : Vérification de la résistance des sections.....	6
1. Démarche des calculs	6
2. Etats limites	6
3. Les actions.....	7
4. Combinaisons d'actions aux états limites ultimes ELU.....	7
5. Combinaisons d'actions aux états limites de service ELS	7
6. Eléments tendus ou comprimés	8
7. Eléments fléchis et comprimés ou tendus.....	8
Partie 3 : Le flambement	12
1. Définition	12
2. Aspect réglementaire du flambement - Règles CM 66.....	14
Partie 4 : Le déversement	15
1. Définition :	15
2. Paramètre influençant le déversement :	15
3. Aspect réglementaire du déversement des pièces fléchies	16
4. Déversement des poutres symétriquement appuyées et chargées	17
5. Déversement des poutres consoles	19
Partie 5 : Les assemblages boulonnés.....	20
1. Généralités	20
2. Calcul des assemblages par boulons non précontraints	22
3. Calcul des assemblages par boulons HR (haute résistance).....	24
Partie 6 : Les assemblages soudés	26
1. Généralités	26
2. Calculs des cordons de soudures.....	27
3. Calcul des assemblages des pièces fléchies.....	30
Références bibliographiques	32
Annexes	33
Normes de calcul des assemblages par boulon non précontraints, NF-P22-430	
Normes de calcul des assemblages par boulon précontraints, NF-P22-460	
Normes de calcul des assemblages soudés, NF-P22-470	

Partie 1 : Généralités

1. Réglementations

La conception et le calcul des constructions métalliques sont régis par diverses réglementations :

- Les règles de calcul des constructions en acier dites règles CM66, qui réglemente tous les bâtiments en acier et qui sont fondées sur le seul comportement élastique de l'acier : contrainte de ruine σ_e .
- L'additif 80 qui introduit les notions de plasticité de l'acier et d'états limites (autorise le dépassement du seuil d'élasticité σ_e).
- Des normes NF, qui régissent les calculs des assemblages et des éléments à parois minces.
- Les Eurocodes qui constituent un ensemble de 58 normes européennes, harmonisant les méthodes de calcul utilisables pour vérifier la stabilité et le dimensionnement des différents éléments constituant des bâtiments ou ouvrages de génie civil, quels que soient les types d'ouvrages ou de matériaux (structures en béton, en métal, structures mixtes acier/béton, maçonnerie, bois, aluminium, règles de calcul pour les ouvrages de géotechnique et règles parasismiques).

2. Les dangers de la construction métalliques

Les constructions métalliques exigent qu'une attention toute particulière soit portée sur certains points :

- Les assemblages (boulonnages, soudages) afin de se prémunir contre leurs risques de rupture brutale la ruine de l'ouvrage par effondrement -.
- Les phénomènes d'instabilité élastique (flambement, déversement, voilement), qui amplifient les contraintes redoutables en cas d'utilisation de pièces de faible épaisseur et de grand élancement.

3. Le matériau acier

Les 3 nuances utilisables en construction métallique sont :

- S235 ou E 24 (toute structure de bâtiment) à $\sigma_e = 235$ MPa
- S275 ou E 28 à $\sigma_e = 275$ MPa
- S355 ou E 36 (ponts ouvrages d'art) à $\sigma_e = 355$ MPa

Leurs caractéristiques mécaniques sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2,1 \cdot 10^5$ MPa
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- Module d'élasticité transversale : $G = 8,1 \cdot 10^4$ MPa
- Masse volumique : $\rho = 7.850$ daN/m³

4. Les produits sidérurgiques

Les produits sidérurgiques employés en construction métallique sont obtenus par laminage à chaud. Les dimensions et caractéristiques sont normalisées et répertoriées sur catalogues.

Les sections réelles présentent 4 types principaux de défauts :

- Défauts de dimension : les tolérances sur la hauteur et sur l'épaisseur des ailes des poutrelles.
- Défaut d'équerrage : perpendicularité aile - âme
- Défaut de symétrie.
- Défaut de dressage : flèche de la fibre moyenne (de 2 à 3 % de la portée).

Les calculs peuvent être influencés par ces défauts, (diminution de I , augmentation des contraintes - apparition des M_t , voilement ... -). D'où on majore les charges – coefficients de pondération (exemple 4/3 pour charges permanentes).



Figure 1 : Procédée du laminage

5. Les poutrelles



Figure 2 : Profilés laminés

Critères de choix :

Les critères fondamentaux de choix d'un produit sidérurgique sont ses :

- Caractéristiques mécaniques :
 - Limite conventionnelle d'élasticité σ_e pour un allongement de 0,2%
 - Limite de rupture σ_r
 - Limite d'allongement A_r à la rupture évaluée en %
- Caractéristiques de forme :
 - Moment d'inertie I en cm^4 , module d'inertie I / v en cm^3
 - Section A en cm^2 , rayon de giration $i = \sqrt{I / A}$ en cm
- Possibilité d'approvisionnement :
 - Dans des délais normaux à un prix de revient raisonnable
 - Tolérances d'utilisation
 - Possibilités particulières

Utilisations des IPE – IPN :

IPN et IPE sont essentiellement destinée à travailler en FLEXION seule (poutres de planchers, solives, pannes, lisses...) mais également en FLEXION-COMPRESSION lorsque cette dernière est faible vis-à-vis de la flexion (poteaux de portiques légers, potelet de bardages...)

Utilisation des poutrelles HE :

A hauteur égale, les poutrelles HE présentent une inertie maxi plus grande que les IPE ou IPN, et sont retenues à la place de ces derniers dans le cas de sollicitations importantes.

Ces profils présentent une bonne résistance à la compression.

Utilisation des UAP et UPN :

Ces poutrelles sont en général utilisées en parallèle avec les I et les HE, leur emploi se justifiant souvent pour des questions de conception : Éléments de rive, chevêtres, bordures, limons d'escalier.... A noter leur très grande faiblesse en compression simple.

Utilisation des cornières :

Elles sont utilisées pour réaliser des poutres à treillis et des éléments d'assemblages (éclisses). Elles sont rarement utilisées seules mais plutôt associées deux à deux.

Nota : Ne pas utiliser en structure de bâtiment des cornières inférieures à 35×35×3.5

Plats pour usages généraux :

- Semelles de poutres reconstituées soudées (attention aux tolérances) ;
- Suspentes ...
- Éléments travaillant en traction
- Contrairement aux tôles, les plats ne sont laminés que dans une seule direction, ils résistent donc en principe moins bien au cisaillement.

Poutrelles reconstituées soudées (PRS) :

Elles sont fabriquées à partir de tôles assemblées par soudage automatique. Elles sont retenues et avantageuses dans le cas d'une réalisation de poutre ou poteaux à section variable le long de son axe.

Poutrelles alvéolaires ou ajourées :

Appelées aussi poutrelles ajourées, expansées, en nids d'abeille...Elles sont obtenues à partir de poutrelles laminées à chaud, par découpage de l'âme suivant une ligne polygonale, et reconstitution par soudage.

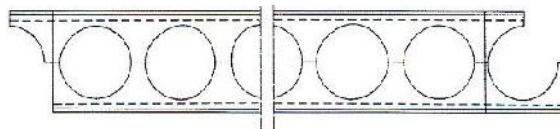


Figure 3 : Exemple de poutrelle alvéolaire

Elles présentent les avantages suivants :

- Très bonne résistance à la flexion (grande inertie).
- Possibilité de traverser les poutres au droit des alvéoles.
- Elles sont recherchées dans le cas de planchers et de traverses, de portiques de grande portée.

Profilés à froid en tôle minces :

Ces produits de faible épaisseur sont à utiliser avec précaution. Ils présentent comme avantages :

- Une économie de transport
- Une économie de main d'œuvre (légèreté)
- Une économie de mise en œuvre (montage)

On les rencontre dans le cadre d'ossatures légères (entrepôts, dépôts, hangars,...), comme :

- Pannes de couverture et lisses de bardage : PROFILCO – Z
- Poutres de plancher : POUTRELCO

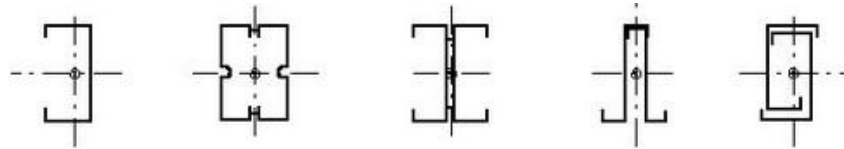


Figure 4 : Profilés à froid en tôle minces

6. Essais de contrôle des aciers

Les essais normalisés de contrôle des aciers sont de 2 types :

- Les essais destructifs qui renseignent sur les qualités mécaniques des aciers, comme :
 - L'essai de traction, détermine E , ν , ϵ_R , σ_e , σ_R
 - L'essai de dureté, définit des degrés de dureté
 - L'essai de résilience, mesure l'aptitude d'un acier à rompre par choc
- Les essais non destructifs qui renseignent sur la composition et la structure des aciers, comme :
 - La macrographie : examen visuel d'une surface polie traitée à l'acide.
 - La micrographie : examen au microscope des cristaux – détermine la teneur en carbone –.
 - La radiographie, par rayon x, rayon gamma : détecte les défauts des fissures internes.

Essai de traction :

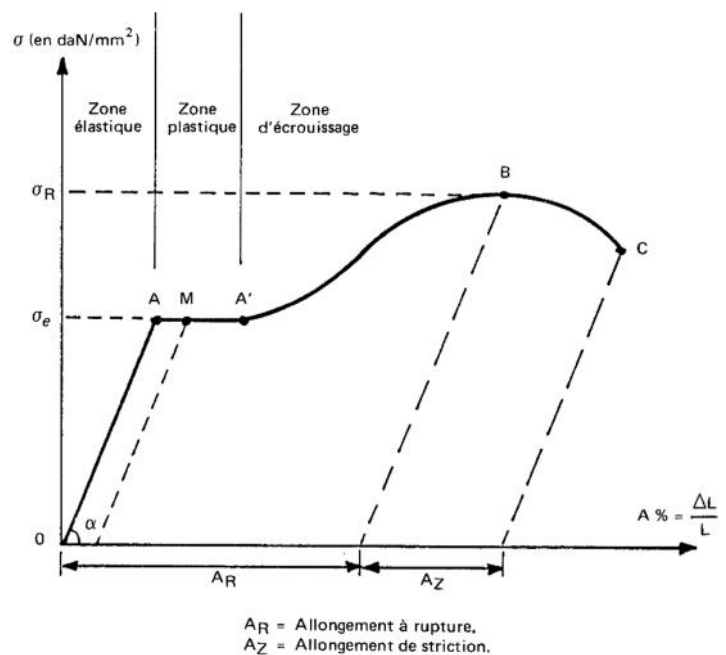
Module d'élasticité longitudinale :

$$E = \operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma}{\Delta L/L}$$

Le palier de ductilité AA' représente une réserve de sécurité.

Lorsqu'une pièce est excessivement sollicitée $\sigma > \sigma_e$, deux types de ruines peuvent se produire :

- Rupture brutale (sans grande déformation) ;
- Rupture ductile.



7. Acier/Béton : avantages et inconvénients

Principaux avantages des structures métalliques :

- Industrialisation totale.
- Préfabrication intégrale des bâtiments en atelier (à partir des laminés)
- Le montage simple et rapide sur site.
- Transport aisé (exportation).
- Grande résistance de l'acier à la traction.
- Possibilité d'adaptation plastique offre une grande sécurité.
- Modifications, transformations, adaptation ultérieure sont possibles.

Principaux inconvénients :

- Résistance en compression moindre que le béton.
- Phénomènes d'instabilité élastique : minceur des profils.
- Mauvaise tenue au feu.
- Nécessité d'entretien régulier contre la corrosion.

Partie 2 : Vérification de la résistance des sections

1. Démarche des calculs

Les règles CM66 adoptent la valeur f_e comme critère de base de ruine d'une pièce. Les calculs sont menés en élasticité pure.

La démarche des calculs consiste à :

- Déterminer les valeurs des actions agissant sur les éléments à calculer : charges permanents et variables, fixes et mobiles.
- Examiner les combinaisons possibles d'action les plus défavorables, après pondération (4/3, 1, 3/2, 17/12 selon les cas).
- Calculer les sollicitations correspondantes : efforts normaux et tranchants, moment de flexion et de torsion.
- Vérifier les déformations.
- Calculer les contraintes. (f_e valeur de référence).
 - en traction/compression : $\sigma \leq \sigma_e$
 - au cisaillement simple : $\tau \leq 0,6 \sigma_e$
 - en flexion simple : $\sigma_f \leq \sigma_e$
 - en flexion composée : $\sigma_{fy} + \sigma_{fz} \leq \sigma_e$
 - en flexion et traction/compression : $\sigma + \sigma_{fy} + \sigma_{fz} \leq \sigma_e$
- Dans le cas d'instabilité : $k\sigma \leq \sigma_e$ (k : coefficient de flambement ou déversement)

2. Etats limites

Un état limite est un état au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue. On en distingue deux types d'états limites :

Etats limites Ultimes (E.L.U.)

Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent

- La perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties
- La ruine de la structure ou de l'un de ses éléments.

Etats Limites de Services (E. L.S.)

Les états limites de service correspondent aux dépassements des critères spécifiés d'exploitation, ils comprennent :

- Les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, ou provoquant des dommages à des éléments non structuraux ;
- Les vibrations incommodes les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu.

3. Les actions

Ce sont les forces appliquées sur l'élément à dimensionner. Il faut identifier la nature des actions (variations dans le temps) :

- Charges permanentes : G
- Surcharges d'exploitations : Q
- Surcharges de neige : S
- Surcharge de vent : W

4. Combinaisons d'actions aux états limites ultimes ELU

Ce sont ces combinaisons qui interviendront pour la vérification de la résistance des section, la stabilité des éléments, la vérification des assemblages...

Dans ce cas il faut pondérer les charges. Le but est de rechercher la combinaison la plus défavorable pour l'élément à vérifier.

<i>Catégorie</i>	<i>Coefficient de Pondération</i>
G	1.33 ou 1 suivant le cas le plus défavorable
Q, S, et W	1.5 si on a une seule de ces actions ou 1.42 si on a deux de ces actions ou 1.33 si on a les trois actions

Exemple de combinaisons

$$1.33 G + 1.5 Q$$

$$1.33 G + 1.5 W_n$$

$$G + 1.75 W_n$$

$$G + Q + 1.75 W_n$$

$$1.33 G + 1.42 Q + 1.42 W_n$$

W_n est la pression dynamique pour une valeur normal du vent

5. Combinaisons d'actions aux états limites de service ELS

Ce sont ces combinaisons qui interviendront pour le calcul des flèches δ .

La vérification des éléments qui composent la structure doit être effectuée en considérant les combinaisons les plus défavorables des actions NON PONDEREES conformément au règlement.

Exemple de combinaisons

$$G + Q$$

$$G + W_n$$

$$G + Q + W_n$$

W_n est la pression dynamique pour une valeur normal du vent

6. Eléments tendus ou comprimés

Lorsqu'un élément de construction rectiligne est sollicité par un effort de traction N dirigé suivant son axe, sa section transversale est soumise uniformément à une contrainte normale de traction :

$$\tau_n = \frac{N}{A}$$

A : Section brute de la barre

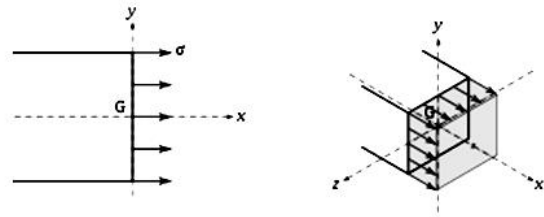


Figure 6 : Distribution des contraintes normales dans une section transversale

Dans le cas d'un assemblage boulonné ou riveté, il faut vérifier que :

$$\tau_n = \frac{N}{A_n} \quad A_n : \text{section nette au droit des boulons}$$

Sous l'action de cet effort de traction, l'élément s'allonge d'une valeur δ :

$$\frac{\delta}{l} = \frac{\tau_n}{E} = \frac{N}{EA} \quad E : \text{Module de Young}$$

l : longueur de la barre

Il faut s'assurer que

$$\delta \leq \delta_{ad} \quad \delta_{ad} : \text{Valeur du déplacement maximal fixé par le cahier des charges}$$

7. Eléments fléchis et comprimés ou tendus

a. Flexion simple

Une poutrelle laminée est soumise à une flexion lorsque dans une section quelconque A d'axe yy' et zz' se développent :

- Un moment fléchissant M exprimé en daN.m.
- Un effort tranchant T exprime en daN
- Une rotation de la section exprime en Rad.

Le moment fléchissant M engendre une contrainte normale : σ_f

$$\sigma_f = \frac{M}{I/v} \quad I/v : \text{Module d'inertie de de la section.}$$

La répartition des σ_f est triangulaire (Fig. 7), la moitié de la section A est tendue. L'autre est comprimée et présente de ce fait un risque d'instabilité élastique.

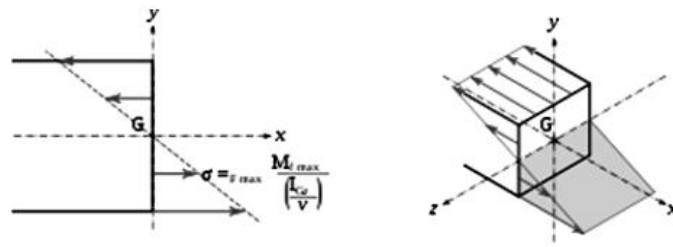


Figure 7 : Distribution des contraintes de flexion dans une section transversale

L'effort tranchant V engendré une contrainte tangente τ

I : Moment d'inertie de la section transversale autour de l'axe principale perpendiculaire à l'effort tranchant.
 S : Moment statique par rapport à ce même axe de la section hachurée.
 t : La largeur de la section au niveau du point considéré.

$$\tau = \frac{V \cdot S}{t \cdot I}$$

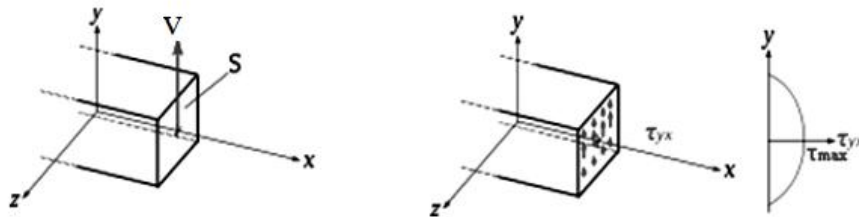
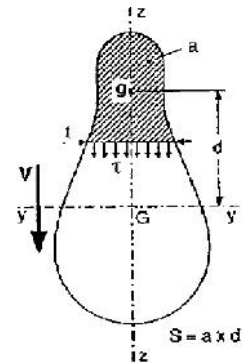


Figure 8 : Distribution des contraintes de cisaillement dans une section transversale

La flèche maxi engendrée par les déformations est :

$$u_{maxi} \leq u_{ad} \quad \delta_{ad} : \text{Valeur du déplacement maximal fixé par le cahier des charges}$$

La condition de déformation s'exprime par un facteur $K = 1/200, 1/300, 1/500\dots$ et est fonction de la portée L de la poutre $\delta_{maxi} \leq K.L$

Conditions de flèches (Exemples) :

- Plancher : 1/300
- Couverture : 1/200
- La flèche due aux seules surcharges rapidement variables ne doit pas dépasser 1/500
- Conditions de déplacement poteaux : 1/150 de la hauteur
- En cas de poutre consoles la flèche maximum est égale au double de la flèche autorisée pour une poutre sur deux appuis

b. Flexion déviée

On a de la flexion déviée lorsque la poutre est fléchie suivant deux plans de symétrie (Fig. 9).

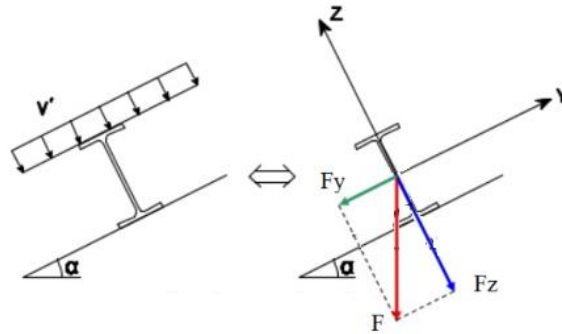


Figure 9 : Exemple de flexion déviée dans poutre de section I

Critère de résistance des sections :

$$\tau_{fy} + \tau_{fz} = \frac{M_y}{I_y / v_y} + \frac{M_z}{I_z / v_z} \leq \tau_e$$

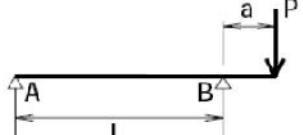
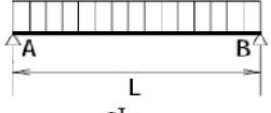
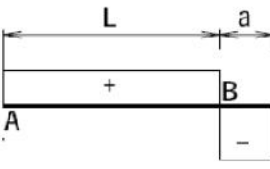
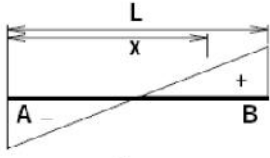
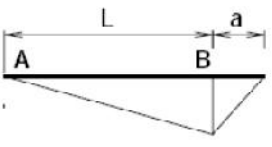
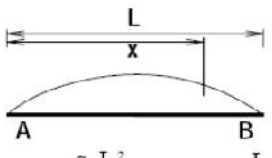
c. Flexion composée

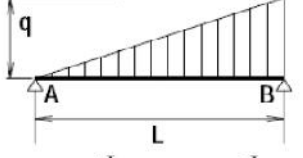
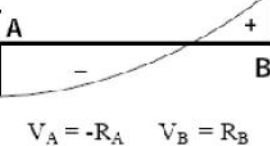
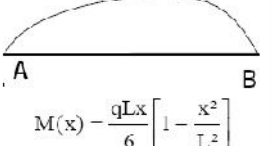
Dans le cas où un élément sollicité par un effort normal est des moments de flexion, le critère de vérification des sections est :

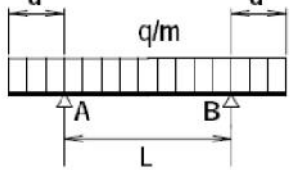
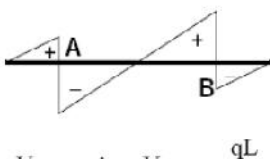
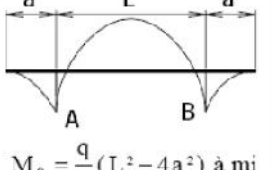
$$\tau + \tau_{fy} + \tau_{fz} \leq \tau_e$$

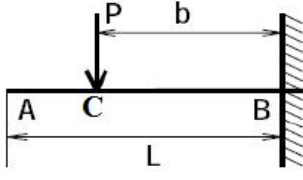
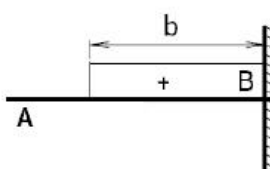
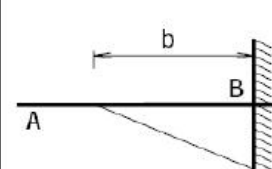
d. Formulaire des cas de charges courants en flexion

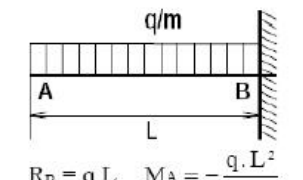
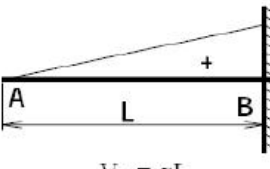
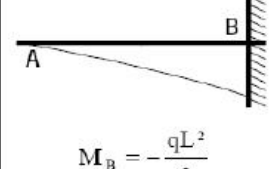
	Effort tranchant	Moment de flexion	Observations
<p> $R_A = \frac{P \cdot b}{L}$ $R_B = \frac{P \cdot a}{L}$ Charge concentrée P </p>	<p> $V_{AC} = -R_A$ $V_{CB} = R_B$ </p>	<p> $M_0 = \frac{P \cdot a \cdot b}{L}$ pour $x_0 = a$ </p>	La flèche est maximale pour $x = \sqrt{\frac{L^2 - b^2}{3}}$ $f = -\frac{Fb(L^2 - b^2)^{3/2}}{9\sqrt{3}E.I.L}$ $\theta_A = \frac{F \cdot a \cdot b \cdot (L + b)}{E.I.L}$ $\theta_B = \frac{F \cdot a \cdot b \cdot (L + a)}{E.I.L}$
<p> $R_A = P$ $R_B = P$ Charges concentrées sur porte-à-faux </p>	<p> $V_{zA} = P$ $V_{dB} = -P$ $V_{AB} = 0$ </p>	<p> $M_0 = -P \cdot a$ </p>	Moment constant de A à B.

 $R_A = -\frac{P \cdot a}{L};$ $R_B = \frac{P \cdot (L + a)}{L}$ <p>Charge concentrée sur un porte-à-faux</p>  $R_A = \frac{qL}{2} \quad R_B = R_A$ <p>Charge uniformément répartie</p>	 $V_{AB} = -R_A \quad V_{dB} = P$  $V_A = -\frac{qL}{2} \quad V_B = -V_A$ $V(x) = \frac{q \cdot L^2}{2} - q \cdot x$	 $M_0 = M_B = -P \cdot a$  $M_0 = \frac{q \cdot L^2}{8} \text{ pour } x_0 = \frac{L}{2}$ $M(x) = \frac{q \cdot x}{2} (L - x)$	<p>Sens des actions aux appuis :</p> <p>R_A : vers le bas.</p> <p>R_B : vers le haut.</p> <p>Flèche</p> $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{qL^4}{EI}$ <p>pour $x = \frac{L}{2}$</p> $-\theta_A = \theta_B = \frac{qL^3}{24EI}$
---	--	---	---

 $R_A = \frac{qL}{6} \quad R_B = \frac{qL}{3}$ <p>Charge à répartition variable</p>	 $V_A = -R_A \quad V_B = R_B$ $V_0 = 0 \text{ pour } x = \frac{L}{\sqrt{3}}$	 $M(x) = \frac{qLx}{6} \left[1 - \frac{x^2}{L^2} \right]$ $M_0 = \frac{qL^2}{9\sqrt{3}} \text{ pour } x_0 = \frac{L}{\sqrt{3}}$	<p>Avec $P = \frac{qL}{2}$</p> $R_A = \frac{P}{3} \quad R_B = \frac{2}{3}P$ $M_0 = \frac{2PL}{9\sqrt{3}}$
---	--	---	--

 $R_A = q \frac{(L + 2a)}{2} \quad R_B = R_A$ <p>Charges uniformément réparties</p>	 $V_{gA} = qA \quad V_{dA} = -\frac{qL}{2}$ $V_{gB} = \frac{qL}{2} \quad V_{dB} = -qA$	 $M_0 = \frac{q}{8} (L^2 - 4a^2) \text{ à mi-portée.}$ $M_A = M_B = -q \frac{a^2}{2}$	
--	---	---	--

 $R_B = P \cdot b \quad M_B = -P \cdot b$ <p>Charge concentrée</p>	 $V_A = 0 \quad V_{CB} = P$	 $M_B = -Pb$	<p>Flèche en A :</p> $f = \frac{P \cdot b^2}{6EI} (3L - b)$ <p>Flèche en C : $f = \frac{P \cdot b^3}{3EI}$</p> $\theta_A = \theta_C = \frac{P \cdot b^2}{2EI}$
---	--	--	---

 $R_B = qL \quad M_A = -\frac{q \cdot L^2}{2}$ <p>Charge uniformément répartie</p>	 $V_B = qL$ $V(x) = px$	 $M_B = -\frac{qL^2}{2}$ $M(x) = -q \frac{x^2}{2}$	<p>Flèche en A :</p> $f = \frac{qL^4}{8EI}$ $\theta_A = \frac{qL^3}{6EI}$
---	--	--	---

Partie 3 : Le flambement

1. Définition

Lorsqu'une pièce élancée est comprimée, une flexion parasite se produit à partir d'une certaine contrainte. Cette contrainte est appelée contrainte critique de flambement ou contrainte d'Euler. Lors du flambement on se trouve dans le cas de grandes déformations où la linéarité contrainte-déformations n'est plus assurée, voire on se trouve dans le domaine plastique.

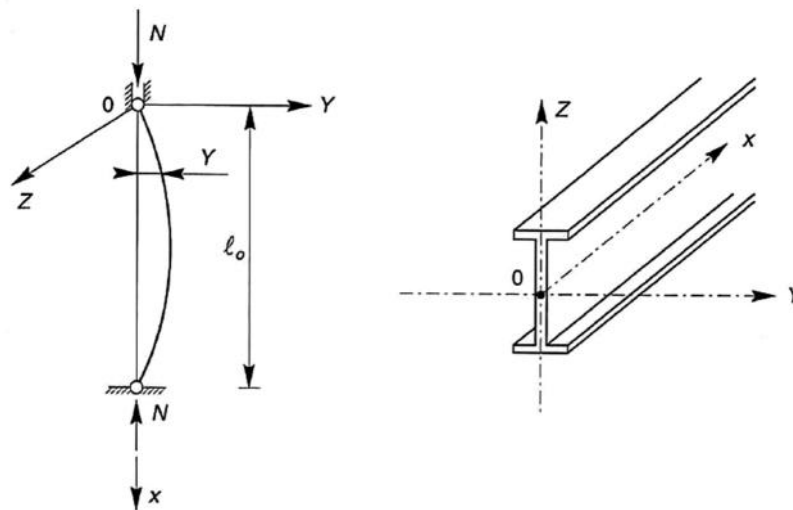


Figure 10 : Phénomène de flambement

La valeur critique de N pour que la poutre soit fléchie est :

$$N_k = \frac{f^2 EI}{\ell_k^2} \quad \text{avec } \ell_k : \text{Longueur de flambement}$$

La contrainte critique est donc :

$$\sigma_k = \frac{N_k}{A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

$$\lambda = \frac{\ell_k}{i} : \text{Elancement maximal.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} : \text{Rayon de giration minimal, correspondant à l'inertie } I \text{ minimale.}$$

Lorsque $\sigma_k > \sigma_e$ aucun risque de flambement, la ruine survient pour $\sigma = \sigma_e$

Lorsque $\sigma_k < \sigma_e$ il y a ruine par flambement dès que $\sigma = \sigma_k$

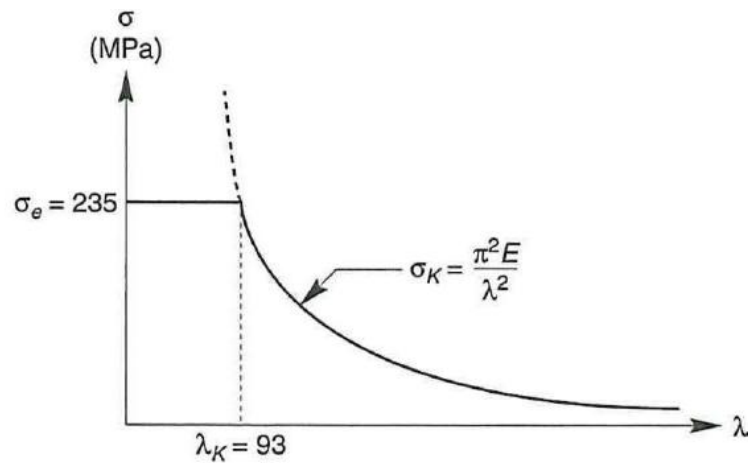


Figure 11 : Evolution de la contrainte critique en fonction de l'élanement

La longueur de flambements pour des poutres courantes est :

$$l_k = \frac{l_0}{\sqrt{m}} \quad \begin{array}{l} l_0 : \text{Longueur réelle de la barre.} \\ l_k : \text{Longueur de flambement.} \end{array}$$

CONDITIONS D'APPUIS	m	l_k
	1	l_0
 encastrement parfait	2	$0,7 l_0$
 encastrement parfait	4	$0,5 l_0$
 encastrement élastique	$1 < m < 2$	$> 0,7 l_0$
 encastrement parfait	$\frac{1}{4}$	$2 l_0$

Figure 12 : Longueur de flambement

2. Aspect réglementaire du flambement - Règles CM 66

a. Flambement simple

Pour une poutre soumise à une contrainte de compression σ , les règles CM66 (chapitre 3,411) précisent que pour les poutres à âme pleine, la condition de non-flambement est :

$$k \sigma \leq \sigma_e$$

avec

$$k = \left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right) + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}}$$

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad \text{et} \quad \lambda = \max(\lambda_y, \lambda_z)$$

b. Flambement flexion

Pour une poutre soumise à une contrainte de compression σ et une contrainte de flexion σ_f autour de l'axe y, les règles CM 66 (chapitre 3,521) précisent que pour les poutres à âme pleine, la condition de non-flambement est :

$$k_1 \sigma + k_f \sigma_f \leq \sigma_e$$

k_1 est un coefficient d'amplification des contraintes de compression :

$$k_1 = \frac{\mu_1 - 1}{\mu_1 - 1,3} \quad \text{avec} \quad \mu_1 = \frac{\sigma_k}{\sigma}$$

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad \text{et} \quad \lambda = \max(\lambda_y, \lambda_z)$$

k_f est un coefficient d'amplification des contraintes de flexion qui dépend de μ et du mode de distributions des efforts engendrant la flexion. Dans la pratique, k_f est pris pour le cas le plus défavorable qui correspond à un moment constant ou variant linéairement (CM66 3,513) :

$$k_f = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,3} \quad \text{avec} \quad \mu = \frac{\sigma_{ky}}{\sigma} \quad \text{et} \quad \sigma_{ky} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}$$

Partie 4 : Le déversement

1. Définition :

Le déversement est lié à la flexion, il s'agit d'un flambement de l'aile comprimée et présente des analogies certaines avec les phénomènes de flambement. La poutre, pour un moment critique entre en flexion et en torsion dans son plan de plus faible inertie. Ce phénomène se produit en général pour des poutres ayant une faible inertie à la flexion transversale et à la torsion.

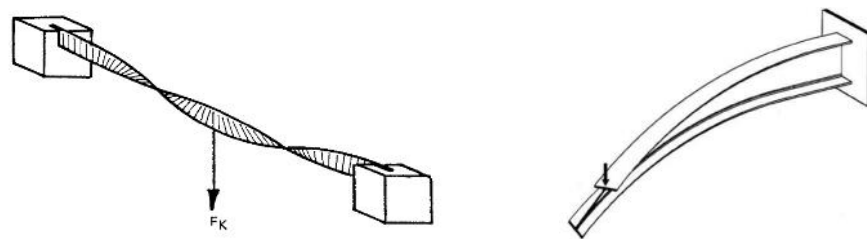


Figure 13 : Phénomène de déversement

2. Paramètre influençant le déversement :

Forme de la section :

- Augmenter le moment d'inertie en flexion transversale
- Choisir ou créer une section fermée (grande raideur en torsion)

Conditions d'appui et de retenue :

- Créer des éléments d'entretoisement pour stabiliser la poutre (bracon).
- Les éléments fixés ponctuellement sur la semelle comprimée réduisent le risque de déversement (Solives sur poutre principale, Pannes sur traverse de portique)
- Les éléments fixés en continu sur la semelle comprimée réduisent le risque de déversement (e.g. dalle béton fixée sur une poutre de plancher par des goujons). A noter que les éléments doivent être fixés et non simplement posés pour constituer des appuis efficaces.
- Niveau d'application des charges :

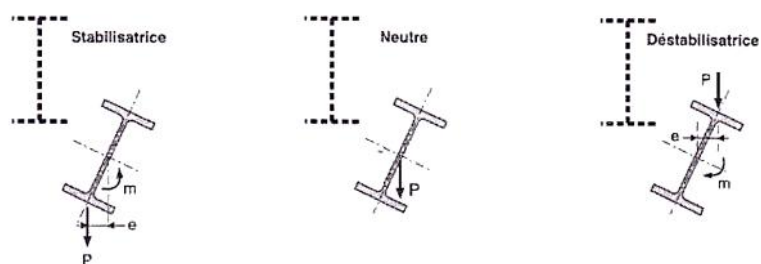


Figure 14 : Effet du niveau d'application des charges

3. Aspect réglementaire du déversement des pièces fléchies

a. Cas des poutres en I - Règles CM66 (CM66 art 3.611)

Critère général de résistance :

$$k_d \cdot \dagger_f \leq \dagger_e \quad \text{avec } k_d \text{ coefficient de déversement.}$$

Conditions de la méthode :

- Profil en I doublements symétriques de section constante
- Flexion dans le plan de l'âme
- Rotation (z) bloquée au droit des appuis

On distingue trois cas :

a. Pièces symétriquement appuyées et chargées :

- Poutre de plancher
- Poteau de bardage
- Pannes isostatiques

b. Poutres avec moments différents au droit des appuis :

- Pannes continues
- Poteaux de portiques
- Arbalétrier

c. Poutres consoles

Influence du point d'application de la charge :

- Charge sur l'aile comprimée : cas défavorable
- Charge au centre de gravité : cas neutre
- Charge sur l'aile tendue : cas favorable

Dispositions relatives contre le déversement :

Les constructions doivent bloquer la membrure comprimée pour éviter tout risque de déversement transversal, notamment :

- En créant des points fixes : ceux-ci diminuent la longueur de flambement de la membrure ; on peut utiliser des contreventements, bracons, encastrement latéral de la membrure comprimée, etc. (les bracons sont dimensionnés pour reprendre 2% de l'effort capable de compression ou de traction de la semelle inférieure du profil)
- En renforçant la membrure comprimée
- En encastrant latéralement la membrure comprimée

Le déversement n'est pas à craindre lorsque :

- La membrure comprimée est maintenue transversalement sur toute sa longueur (e.g. poutre de plancher)
- La membrure comprimée est maintenue en des points suffisamment rapprochés (e.g. poutre avec traverses intermédiaires)

4. Déversement des poutres symétriquement appuyées et chargées

a. Calcul de D, coefficient caractéristique des dimensions de la pièce

Pour les poutrelles laminées courantes, on peut utiliser les valeurs de D du tableau ci-après (CM66-3,641):

I P E	I P N	H N et H E	
		$h > 380 \text{ mm}$	$h < 360 \text{ mm}$
$\sqrt{1 + \left(\frac{le}{bh}\right)^2}$	$\sqrt{1 + \left(\frac{1,08 le}{bh}\right)^2}$	$\sqrt{1 + \left(\frac{le}{1,06 bh}\right)^2}$	$\sqrt{1 + \left(\frac{le}{1,09 bh}\right)^2}$

h la hauteur de la section ;

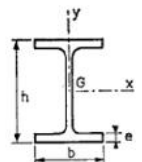
l la longueur de flambement de la membrure comprimée supposée isolée du reste de la pièce ;

b et e la largeur et l'épaisseur de chaque semelle ;

b. Calcul de C, coefficient caractéristique de la répartition longitudinale des charges

Selon le chapitre (CM66 - 3,642)

Encastrement par rapport à l'axe		Moment constant	Charge concentrée au milieu	Charge uniformément répartie	2 charges symétriques à c des appuis
Gy	Gx				
sans ($l_0 = l$)	sans	1	1,365	1,132	$1 + 2,92 \left(\frac{c}{l}\right)^3$
	avec	-	0,938	0,576	$0,1 + 1,2 \frac{c}{l} + 1,9 \left(\frac{c}{l}\right)^3$
avec ($l_0 = 2l$)	sans	1	1,076	0,972	$1 + \left(\frac{c}{l}\right)^3 \left(\frac{c}{l} - 0,93\right)$
	avec	-	0,633	0,425	$0,181 + 0,307 \frac{c}{l} + \left(\frac{c}{l} - 0,474\right)^3$



c. Calcul de B, coefficient caractéristique du niveau d'application des charges,

Selon le chapitre (CM66 - 3,643.1)

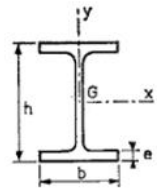
$$B = \sqrt{1 + \left(\frac{y_a 8 \beta C}{h \pi^2 D}\right)^2} - \frac{y_a 8 \beta C}{h \pi^2 D}$$

y_a est la distance du point d'application des charges au centre de gravité de la section, comptée positivement au-dessus du centre de gravité. En particulier, en cas d'application des charges au niveau :

- Membrure supérieure : $B = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{\beta C}{D}\right)^2} - 0,405 \frac{\beta C}{D}$
- Fibre neutre : $B = 1$
- Membrure inférieure : $B = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{\beta C}{D}\right)^2} + 0,405 \frac{\beta C}{D}$

Calcul du coefficient β (CM66 - 3,643.1) :

Encastrement par rapport à l'axe		Moment constant	Charge concentrée au milieu	Charge uniformément répartie	2 charges symétriques à c des appuis
Gy	Gx				
sans ($I_0 = I$)	sans	0	1	1	$6 \frac{C}{l} - 8 \frac{C^2}{l^2}$
	avec	-	2	3	$5 - 2 \frac{C}{l} - 8 \frac{C^2}{l^2}$
avec ($I_0 = 2I$)	sans	0	1	0,75	$5 \left(\frac{C}{l}\right)^3 \left(1,2 - \frac{C}{l}\right)$
	avec	-	2	2,25	$\frac{C^2}{l^2} \left(13 - 11 \frac{C}{l}\right)$



d. Calcul de la contrainte de déversement

La contrainte de déversement en (daN/mm²) selon le chapitre (CM66 - 3,643.1) est :

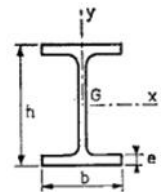
$$\sigma_d = 40\,000 \frac{I_y}{I_x} \frac{h^2}{l^2} (D - 1) BC$$

avec D : Coefficient fonction des dimensions de la pièce. (CM66 - 3,641)

C : Coefficient fonction de la répartition des charges. (CM66 - 3,642)

B : Coefficient fonction du niveau d'application des charges. (CM66 - 3,643)

l : longueur de flambement de la semelle comprimée supposée isolée du reste de la pièce



Si $\sigma_d \geq \sigma_e$ aucun risque de déversement

Si $\sigma_d < \sigma_e$ on détermine un élancement, λ_0 (CM66 - 3,611)

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{BC} \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)}$$

On en tire le coefficient de déversement k_d :

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_0 - 1)}$$

$$k_0 = \left(0,5 + 0,65 \frac{t_e}{t_K}\right) + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \frac{t_e}{t_K}\right)^2 - \frac{t_e}{t_K}} \quad \text{et} \quad \sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda_0^2}$$

Et on vérifie que

$$\sigma_f \cdot k_d \leq \sigma_e$$

5. Déversement des poutres consoles

a. Conditions de la méthode :

- Les charges appliquées sont de mêmes sens
- Profils doublements symétriques
- Flexion dans le plan de l'âme
- Poutre parfaitement encastrée

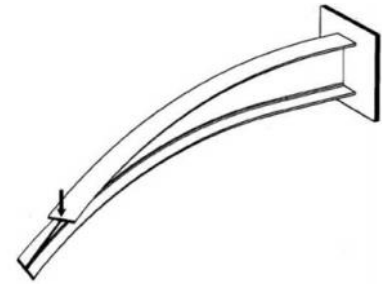


Figure 15

b. Vérifications à effectuer :

$$\sigma_f \cdot k_d \leq \sigma_e$$

c. Notations :

l_0 longueur de la poutre libre

l longueur de déversement

h hauteur du profil

b largeur de l'aile

e épaisseur de la semelle

C coefficient de la répartition longitudinale des charges

d. Calcul de C :

- Charge uniformément répartie : $l=2l_0$ et $C=4.93$
- Charge ponctuelle à l'extrémité : $l=2l_0$ et $C=2.77$
- Charge ponctuelle quelconque : $l=2l_0$ et $C = \frac{1}{c} + 0.19 \frac{l^2}{c^2}$ (c distance de la charge à l'encastrement)

e. Calcul de k_d :

- Charges appliquées sur ailes supérieures : $k_d = l + 0.375 C h \frac{b}{e}$
- Charges appliquées au centre de gravité : $k_d = 0.1 + 2.2 \frac{lh}{1000Cbe} \frac{t_e}{24}$
- Charges appliquées sur ailes inférieures : $k_d = l - 0.375 C h \frac{b}{e}$

Partie 5 : Les assemblages boulonnés

1. Généralités

Le rôle des assemblages est d'assurer la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites (torsion).

Disposition des pièces à assembler :

- Soit bout à bout.
- Soit concourant.

Parmi les assemblages :

- Assemblages articulés – transmettent uniquement N, T,
- Assemblages rigides transmettent les efforts et les moments.

Fonctionnement des assemblages :

- Fonctionnement par obstacle : boulon ordinaire.
- Fonctionnement par adhérence : soudage, boulonnage par HR.
- Fonctionnement mixte : rivetage (pratiquement abandonnés de nos jours).

Précaution constructive :

Il faut un bon dimensionnement et une conception correcte (la transmission des forces sans aucun effort ou moment secondaire parasite.)

- Utiliser un assemblage symétrique par double couvre – joint (fig. 16).
- S'assurer que les axes neutres des barres sont concourants aux nœuds des treillis (fig. 17). Ce n'est souvent pas le cas pour les treillis réalisés en cornières.

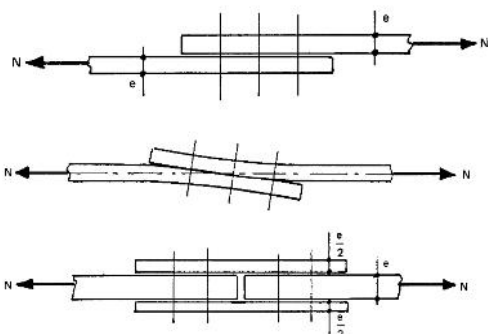
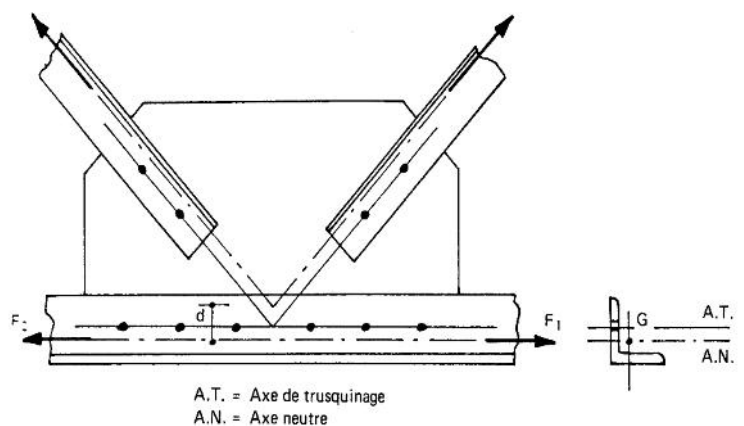


Figure 16



$$\text{Moment secondaire : } M = (F_2 - F_1)d$$

Figure 17

Exemple d'assemblages rigides.

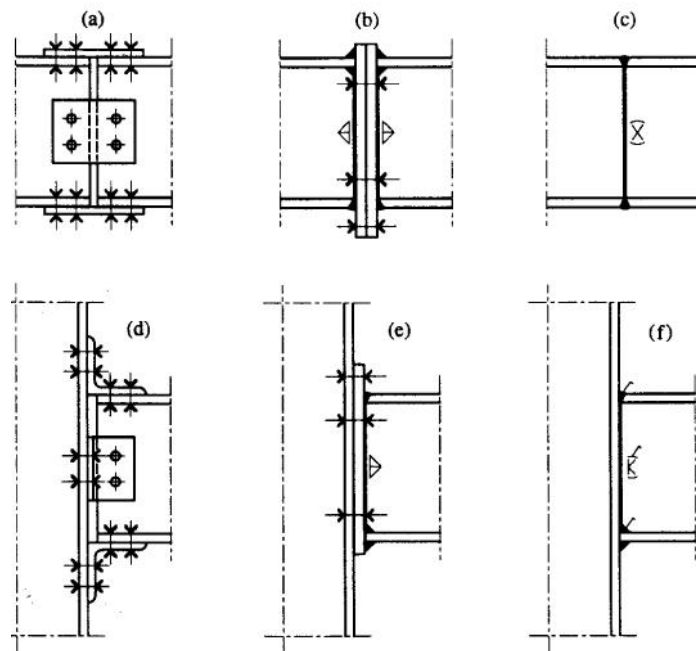


Figure 18

Exemple d'assemblages articulés

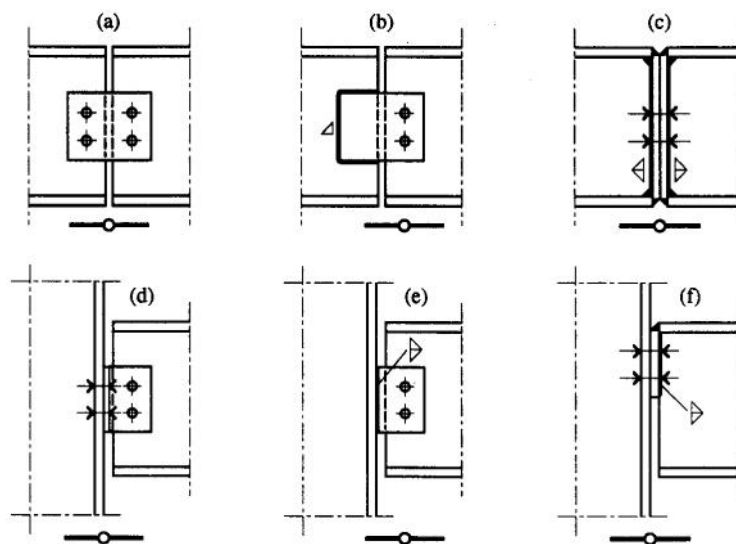


Figure 19

2. Calcul des assemblages par boulons non précontraints

Les boulons ordinaires (non précontraints) sont réservés pour des structures démontables ou provisoires. Les efforts sont transmis par les tiges en cisaillement.

a. Notation

- A_N : Section nette de la pièce
- A_s : Section résistance de la tige filetée
- d : Diamètre nominal du boulon
- d_{tr} : Diamètre du trou
- F : Effort dans la barre
- Q : Effort pondéré par boulon, exercé sur l'assemblage.
- T : Effort pondéré exercé sur un boulon perpendiculairement à son axe, par une pièce
- N : Effort normal de traction pondéré exercé sur chaque boulon
- m : Nombre de plans de cisaillement
- σ_{red} : Contrainte caractéristique de vérification des boulons
- σ_e : Limite élastique du matériau

b. Contraintes caractéristiques des boulons

Classe de qualité	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	6.9	8.8	10.9
σ_{red} (N/mm ²)	240	280	300	340	350	410	410	550	670

c. Caractéristiques de la section résistante du boulon

Diamètre nominal d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante A_s (mm ²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561

d. Vérification de la résistance des boulons :

Les principales formules de vérification sont les suivantes :

À la traction (Fig. 20), on vérifie

$$1,25 \frac{N}{A_s} \leq \sigma_{red}$$

Au cisaillement (Fig. 21 et 22), on vérifie

$$1,54 \frac{Q}{mA_s} \leq \sigma_{red}$$

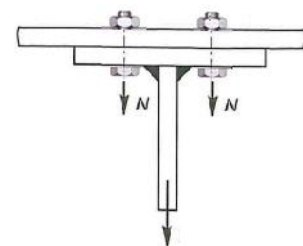


Figure 20

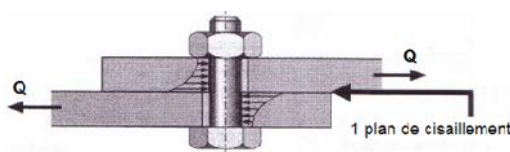


Figure 21 : m=1

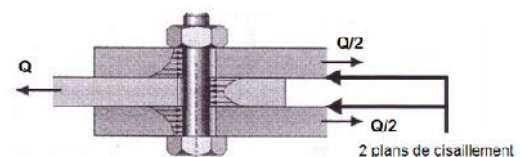


Figure 22 : m=2

A un effort incliné sur le plan du joint (Fig. 23), on vérifie par boulon simultanément :

$$1,25 \frac{N}{A_s} \leq \tau_{red}$$

et

$$\frac{\sqrt{N^2 + 2,36(Q/m)^2}}{A_s} \leq \tau_{red}$$

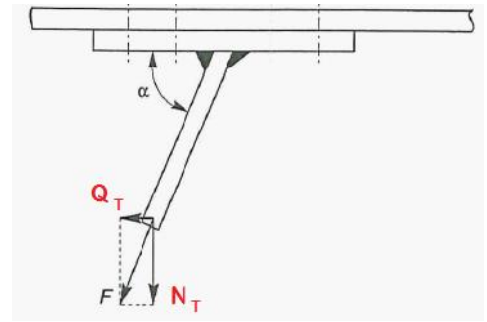


Figure 23

e. Vérification de la résistance des pièces :

Pression diamétrale sur les pièces

$$\frac{T}{d_{tr} \cdot e} \leq 3 \tau_e$$

avec : $d_{tr} =$

- $d+1\text{mm}$ pour les boulons $d \leq 14$
- $d+2\text{mm}$ pour les boulons $d \leq 24$
- $d+3\text{ mm}$ pour les boulons $d \geq 27$

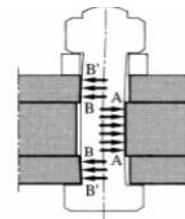


Figure 24

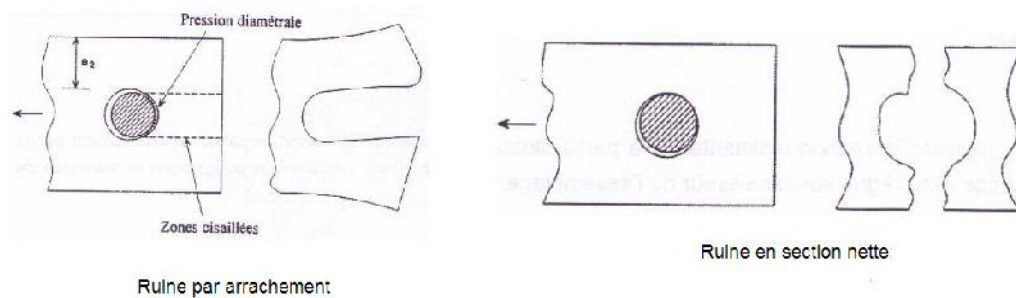


Figure 25

Résistance de la section nette des pièces

$$\frac{F}{A_N} \leq \tau_e$$

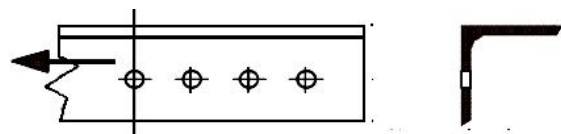


Figure 26

Disposition des boulons

Indications sur les valeurs usuelles :

Entraxe des boulons $p_1=p_2=3d$

Pince longitudinale $e_1=2d$

Pince transversale $e_2=1.5d$

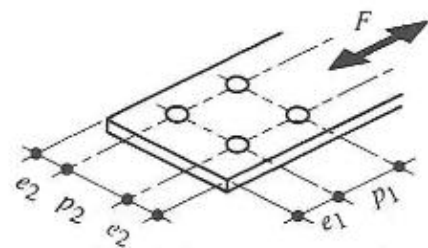


Figure 27

3. Calcul des assemblages par boulons HR (haute résistance)

Le serrage très fort développe un effort de précontrainte parallèle à l'axe du boulon.

Les boulons HR transmettent les efforts par frottement (adhérence).

a. Caractéristiques mécaniques des boulons.

Il existe 2 classes de boulons HR.

Repère	Appellation	σ_R (daN/mm ²)	σ_{eb} (daN/mm ²)	Allongement Tige (%)
HR 1	HR 10.9	100	90	≥ 8
HR 2	HR 8.8	80	64	≥ 12

b. Précontrainte N_0 du boulon

L'effort de serrage appliqué à un boulon HR est conduit jusqu'à ce que la contrainte limite d'élasticité σ_{eb} de la tige soit atteinte. L'effort de précontrainte dans un boulon est :

$$N_0 = 0,8 A_s \sigma_{eb} \quad 0,8 : \text{compte tenu des pertes de tension inévitable (20\% tension initiale)}$$

c. Principales formules de vérification

Effort de traction admissible :

Lorsque l'assemblage est en traction, l'effort pondéré N_a par boulon doit vérifier :

$$N_a \leq N_0$$

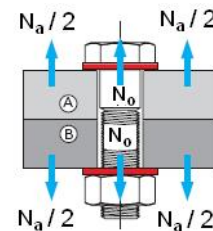


Figure 28

Effort tangentiel admissible :

Lorsque l'assemblage est sollicité par un effort perpendiculaire à l'axe des boulons, la valeur admissible T_a de cet effort pondéré, par boulon et par plan de glissement, est donnée par :

$$T_a \leq 1,1 N_0 \varphi$$

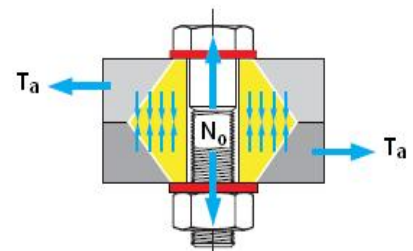


Figure 29

φ : coefficient du frottement, 0.30 pour les surface
brossée et 0.45 pour le surfaces grenillées

Résistance à un effort incliné sur le plan du joint :

Lorsque la sollicitation engendre par boulon à la fois un effort T_a perpendiculaire à son axe et un effort N_a parallèle à son axe l'assemblage, ces efforts pondérés ne doivent pas dépassés les valeurs :

$$N_a \leq N_o$$

et $T_a \leq 1.1 \{ (N_o - N_a) \}$

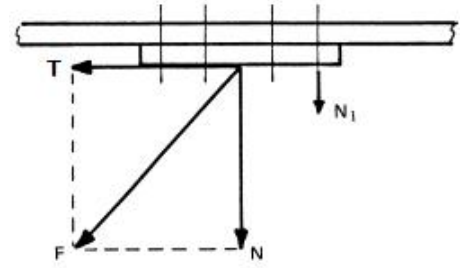


Figure 30

Pression diamétrale sur les pièces :

Dans certains cas involontaires, les boulons HR fonctionnent en obstacle (au cisaillement), les tiges viennent au contact des pièces.

La pression diamétrale sur la surface de contact (calculs au niveau des pièces assemblées) doit vérifier :

$$\frac{T}{d.e} \leq 4\sigma_e \quad \text{avec } T \text{ est Effort de glissement repris par le boulon}$$

Partie 6 : Les assemblages soudés

1. Généralités

Les avantages du soudage :

- Il assure la continuité de matière – bonne transmission des sollicitations -.
- Il dispense de pièces secondaires (goussets, attaches, ..).
- Il est de moindre encombrement.

Les inconvénients :

- Le métal de base doit être soudable.
- Le contrôle de soudure est nécessaire et onéreux.
- Le soudage exige une main d'œuvre qualifiée.

Dispositions constructives :

Soudures bout à bout

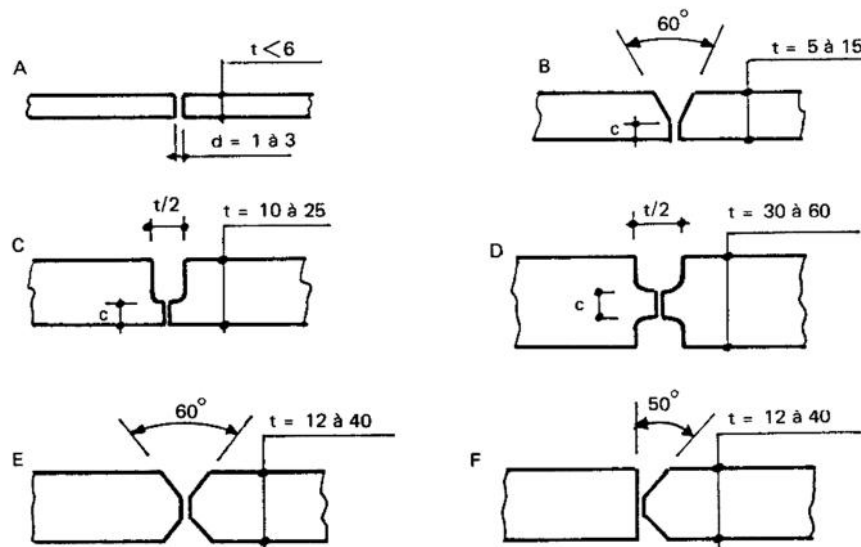


Figure 31

Soudures en T

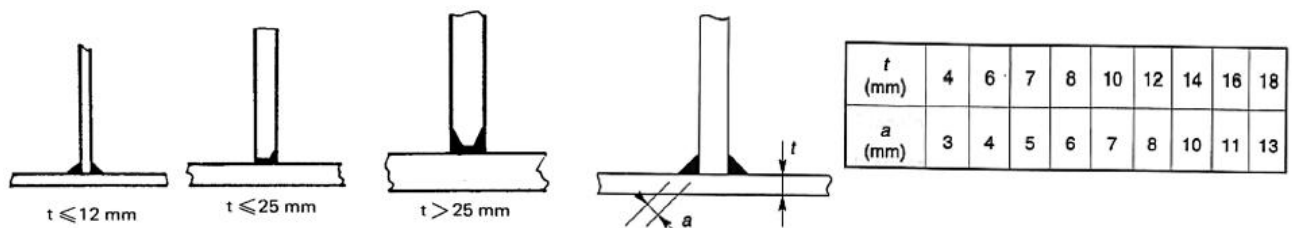


Figure 32

2. Calculs des cordons de soudures

- Les soudures bout à bout ne se calculent pas ; (Il y a continuité de matière).
- Les méthodes de calculs s'appliquent aux soudures d'angle.

Notation.

a : Epaisseur utile ou gorge.

l : Longueur utile du cordon.

σ , τ_{\perp} , $\tau_{//}$: Composantes de la contrainte moyenne rapportée à la section de gorge du cordon (axl).

N : Effort pondéré appliqué au cordon.

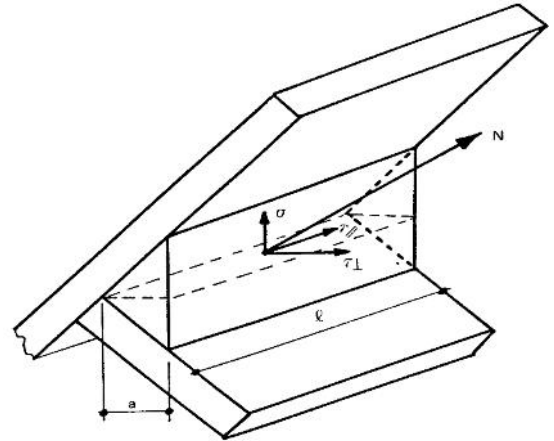


Figure 33

a. Formule fondamentale.

Les dimensions du cordon de soudure doivent satisfaire à la condition :

$$k \cdot \sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \sigma_e$$

k : coefficient dépendant de la nuance d'acier.

Acier S235 : k = 0.7, S275 : k = 0.87 , S355 : k = 1.0

b. Calcul des cordons frontaux reliant des pièces orthogonales

$$\dagger = \frac{N_n}{2la} = \frac{N\sqrt{2}}{4la}$$

$$\dagger_{\perp} = \frac{N_{\perp}}{2la} = \frac{N\sqrt{2}}{4la}$$

$$N_{//} = 0; \dagger_{//} = 0$$

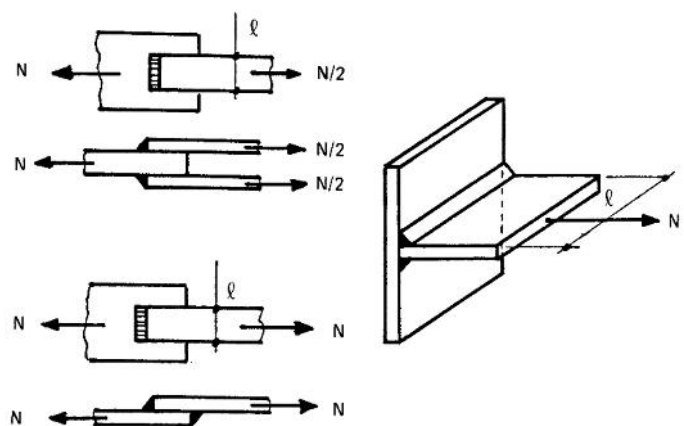


Figure 34

La formule fondamentale s'écrit :

$$k\sqrt{2} \cdot \frac{N}{\sum a \cdot l} \leq \sigma_e$$

c. Calcul des cordons latéraux reliant des pièces orthogonales

$$\sigma = \tau_{\perp} = 0$$

$$\tau_{//} = \frac{N}{2al}$$

d'où
$$k\sqrt{3} \frac{N}{\sum al} \leq \sigma_e$$

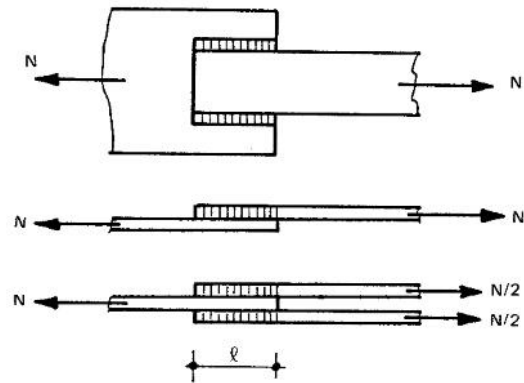


Figure 35

d. Calcul des cordons obliques reliant des pièces orthogonales

$$\sigma = \tau_{\perp} = \frac{N \sin \alpha}{2\sqrt{2} al}$$

$$\tau_{//} = \frac{N \cos \alpha}{2al}$$

d'où
$$k \frac{N}{\sum al} \sqrt{3 - \sin^2 \alpha} \leq \sigma_e$$

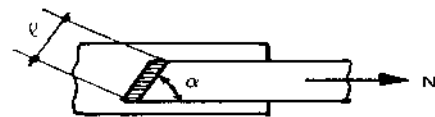
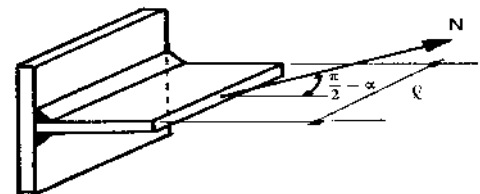


Figure 36

e. Calcul des cordons reliant des pièces obliques.

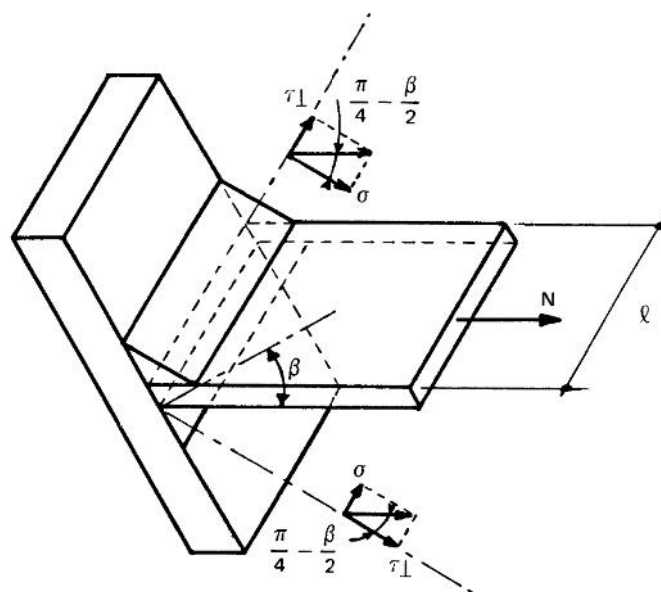


Figure 37

Cordons frontaux

Pour l'angle obtus

$$\sigma = \frac{N}{2al} \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\beta}{2}\right)$$

$$\tau_{\perp} = \frac{N}{2al} \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\beta}{2}\right)$$

$$\tau_{//} = 0$$

D'où

$$k\sqrt{2 - \sin \beta} \frac{N}{\sum al} \leq \sigma_e$$

Pour l'angle aigu

$$k\sqrt{2 + \sin \beta} \frac{N}{\sum al} \leq \sigma_e$$

Cordons latéraux

Quel que soit l'angle, obtus ou aigu

$$k\sqrt{3} \frac{N}{\sum al} \leq \sigma_e$$

Cordons obliques

α : angle cordon – direction de l'effort pour un angle obtus

$$k\sqrt{3 - (1 + \sin \beta) \cdot \sin^2 \alpha} \cdot \frac{N}{\sum al} \leq \sigma_e$$

pour un angle aigu

$$k\sqrt{3 - (1 - \sin \beta) \cdot \sin^2 \alpha} \cdot \frac{N}{\sum al} \leq \sigma_e$$

f. Formule enveloppe

Quelle que soit l'orientation de l'effort et du cordon de soudure.

$$k\sqrt{3} \frac{N}{\sum al} \leq \sigma_e$$

Les calculs précédents ne sont pas nécessaires.

3. Calcul des assemblages des pièces fléchies.

a. Cordons entre âme et semelles d'une poutre à âme pleine.

T : effort tranchant

S : moment statique de la semelle/xx'

I : moment d'inertie de la section complète/xx'

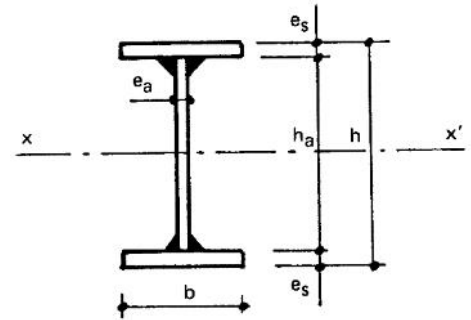


Figure 38

On a

$$\sigma = \tau_{\perp} = 0$$

$$\tau_{//} = \frac{TS}{2aI}$$

D'où

$$k\sqrt{3} \frac{TS}{2aI} \leq \sigma_e$$

L'épaisseur utile du cordon est :

$$a \geq \frac{k\sqrt{3} TS}{2\sigma_e I}$$

b. Cordons d'attache d'une poutre sur un poteau.

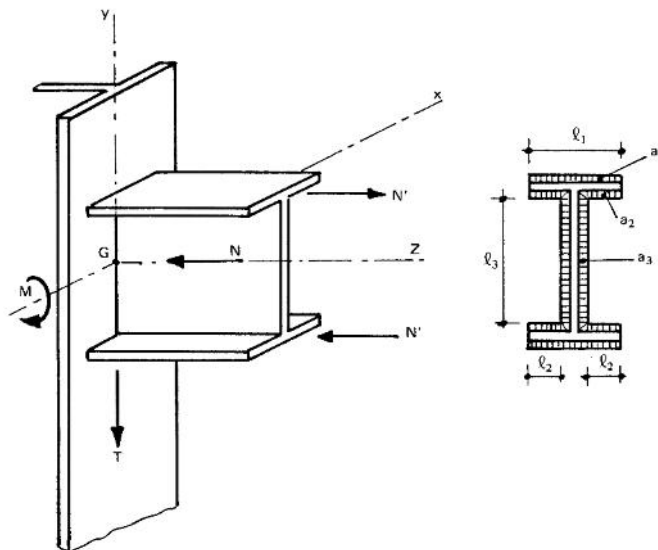


Figure 39

Par simplification, on admet que :

N : uniforme entre tous les cordons

T : uniforme entre tous les cordons de l'âme

M : est repris par les cordons des semelles, avec $M = N' \cdot h_a$

Cordons d'ailes :

Sous les efforts N et N' : cordons frontaux

$$\text{Pour N : } \tau_{//} = 0 \text{ et } \sigma = \tau_{\perp} = \frac{N}{\sqrt{2} \sum (a\ell)}$$

$$\text{Pour N' : } \tau'_{//} = 0 \text{ et } \sigma' = \tau'_{\perp} = \frac{N'}{\sqrt{2} \sum (a\ell)'}$$

Cordons d'âmes :

Sous l'effort N : cordons frontaux

$$\sigma = \tau_{\perp} = \frac{N}{\sqrt{2} \sum (a\ell)} \text{ et } \tau_{//} = 0$$

Sous l'effort T : cordons latéraux

$$\sigma = \tau_{\perp} = 0, \tau_{//} = \frac{T}{2a_3\ell_3}$$

D'où la formule de la condition de vérification

Pour les cordons d'ailes

$$k \sqrt{2 \left(\frac{N}{\sum (a\ell)} \pm \frac{N'}{\sum (a\ell)'} \right)^2} \leq \sigma_e$$

Pour les cordons d'âme

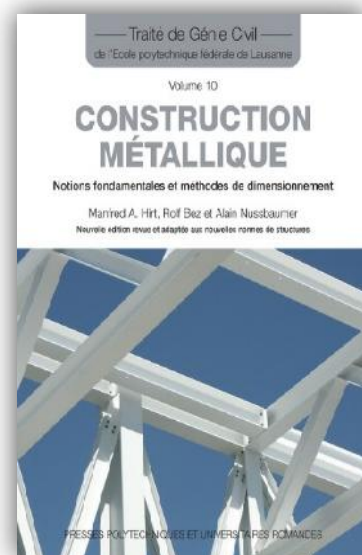
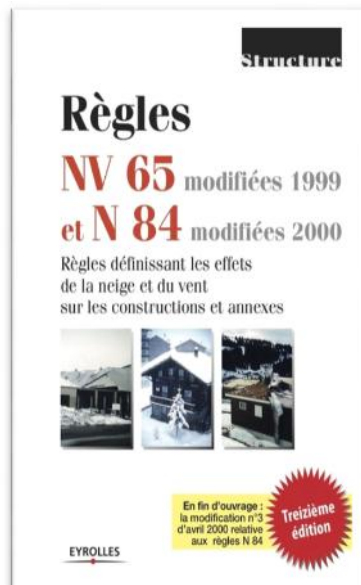
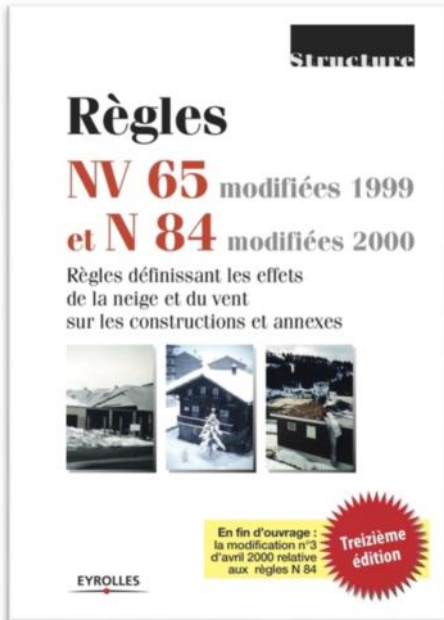
$$k \sqrt{2 \left[\frac{N}{\sum (a\ell)} \right]^2 + 3 \left[\frac{T}{2a_3\ell_3} \right]^2} \leq \sigma_e$$

Avec

$$\sum (a\ell) = 2a_1\ell_1 + 4a_2\ell_2 + 2a_3\ell_3$$

$$\sum (a\ell)' = a_1\ell_1 + 2a_2\ell_2$$

Références bibliographiques



Annexes

Normes de calcul des assemblages par boulon non précontraints, NF-P22-430

Normes de calcul des assemblages par boulon précontraints, NF-P22-460

Normes de calcul des assemblages soudés, NF-P22-470

NORME FRANCAISE ENREGISTRÉE	CONSTRUCTION MÉTALLIQUE ASSEMBLAGE PAR BOULONS NON PRÉCONTRAINS Dispositions constructives et calculs des boulons	NF P 22-430 Janvier 1982
--	--	---

AVERTISSEMENT

Les efforts à prendre en compte dans cette norme résultent de l'application du chapitre 1 du DTU P 22-701 «Règles de calcul des constructions en acier».

SOMMAIRE

	Page
1 Objet	1
2 Domaine d'application	1
3 Symboles et unités	2
4 Qualités des vis et des écrous	3
5 Dispositions constructives	3
6 Calcul des boulons	5

1 OBJET

La présente norme a pour objet de définir les conditions à respecter lors de la conception des assemblages par boulons non précontraints travaillant au cisaillement.

Elle indique également les critères de résistance auxquels doivent satisfaire ces boulons.

2 DOMAINE D'APPLICATION

Cette norme s'applique à la construction, au renforcement ou à la réparation des ouvrages, ou éléments d'ouvrages, en acier, fixes ou mobiles, inclus dans une opération de bâtiment, de génie civil, de travaux publics, d'aménagement et d'équipement, soumis, entre autres, à des charges d'origines climatique, hydraulique ou marine.

Le cahier des clauses techniques générales ou le cahier des clauses techniques particulières ou la lettre d'engagement précisent, complètent ou modifient ces prescriptions, lorsque les ouvrages sont soumis à des règles de sécurité particulières ou lorsque les conditions de chargement sont telles qu'il y a lieu d'envisager des risques spécifiques.

Enregistrée par décision
du 1981-12-22
pour prendre effet
le 1982-01-22

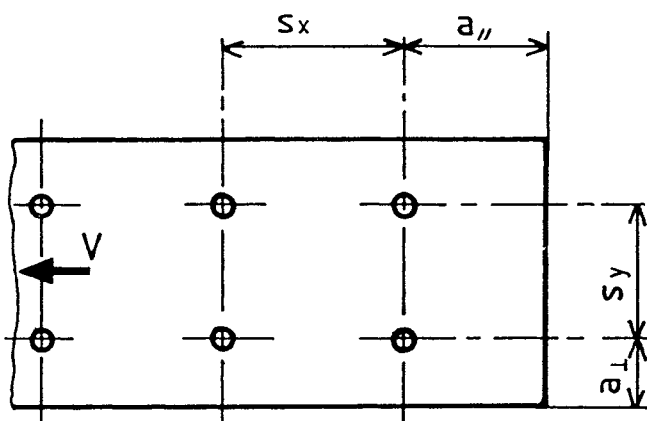
La présente norme remplace la norme de même indice
enregistrée par décision du 1978-03-09.

© afnor 1982
Droits de reproduction
et de traduction réservés
pour tous pays

3 SYMBOLES ET UNITÉS

3.1 SYMBOLES

- A : section nominale du boulon (de la tige lisse) ;
- A_S : section résistante de la partie filetée (voir norme NF E 03-014) ;
- V_1 : effort relatif à l'état limite ultime (effort pondéré), exercé sur un boulon perpendiculairement à son axe, par une pièce d'épaisseur t ;
- V_2 : effort par boulon relatif à l'état limite ultime (effort pondéré) exercé sur l'assemblage ;
- N : effort normal de traction relatif à l'état limite ultime (effort pondéré) exercé sur chaque boulon ;
- d : diamètre nominal des boulons ;
- d_{tr} : diamètre définitif des trous ;
- s : distance entre axes des trous de boulons ;
- $a_{//}$: distance de l'axe d'un boulon au bord le plus voisin de la pièce assemblée dans le sens de l'effort sollicitant l'assemblage (pince longitudinale) ;
- a_{\perp} : distance de l'axe d'un boulon au bord le plus voisin de la pièce assemblée dans la direction normale à l'effort sollicitant l'assemblage (pince transversale) ;
- t : épaisseur d'une quelconque des pièces assemblées ;
- t_{min} : épaisseur de la plus mince des pièces assemblées ;
- Σt : épaisseur totale des pièces assemblées ;
- m : nombre de plans de cisaillement ;
- σ_e : limite d'élasticité du métal constituant les pièces assemblées ;
- σ_{red} : contrainte caractéristique servant de contrainte de vérification des boulons ;
- δ : facteur de réduction de la résistance des boulons en fonction de la longueur des assemblages.



3.2 UNITÉS

- Efforts en newtons.
- Limite d'élasticité en MPa (1).
- Contrainte caractéristique en MPa (1).
- Dimensions linéaires en millimètres.
- Surfaces en millimètres carrés.

(1) 1 MPa = 1 N/mm²

4 QUALITÉS DES VIS ET DES ÉCROUS

Les qualités des vis et des écrous sont celles définies par la norme NF E 27-005 «Articles de boulonnerie d'usage général - Spécifications techniques» pour les classes de qualité : 4.6 - 4.8 - 5.6 - 5.8 - 6.6 - 6.8 - 6.9 - 8.8 et 10.9.

5 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

5.1 CONDITIONS DE DISTANCE DES BOULONS

5.1.1 Le diamètre des trous d_{tr} est égal au diamètre nominal des boulons d augmenté de :

- 1 mm pour $d \leq 10$ mm
- 2 mm pour $12 \leq d \leq 22$ mm
- 3 mm pour $d \leq 24$ mm

5.1.2 Distances entre axes des boulons

Files extérieures (sur le contour de l'assemblage)

- Pour les pièces soumises aux intempéries ou situées dans des conditions favorisant la corrosion :

$$3 d_{tr} \leq s \leq 7 d_{tr}$$

Pour les pièces non soumises aux influences précédentes :

$$3 d_{tr} \leq s \leq 10 d_{tr}$$

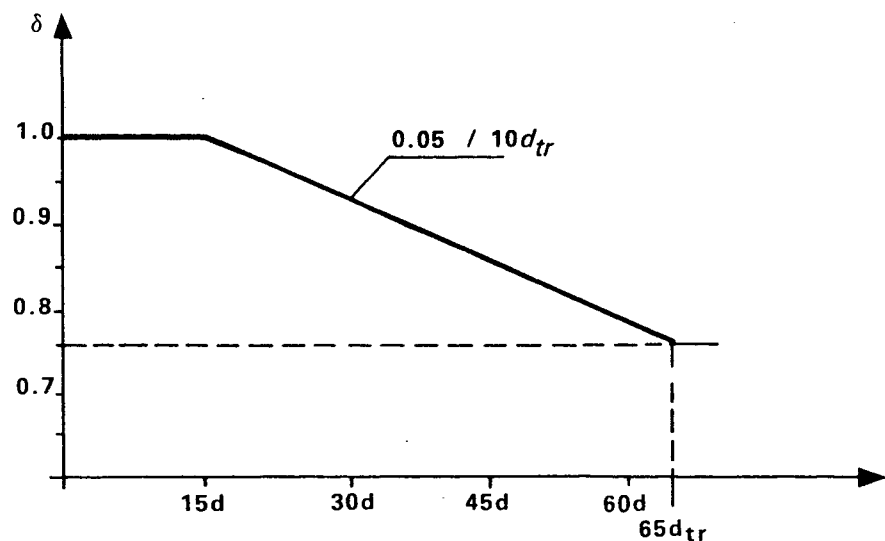
- Files intérieures

$$s \leq 30 t_{\min}$$

5.1.3 Longueur maximale de l'assemblage

Lorsque la distance entre le premier et le dernier boulon dans un assemblage n'est pas supérieure à $15 d_{tr}$ la résistance de l'assemblage doit être considérée égale à la somme des résistances des boulons concernés.

Mais lorsqu'elle dépasse $15 d_{tr}$ la résistance n'est qu'une fraction δ de la somme des résistances des boulons concernés.



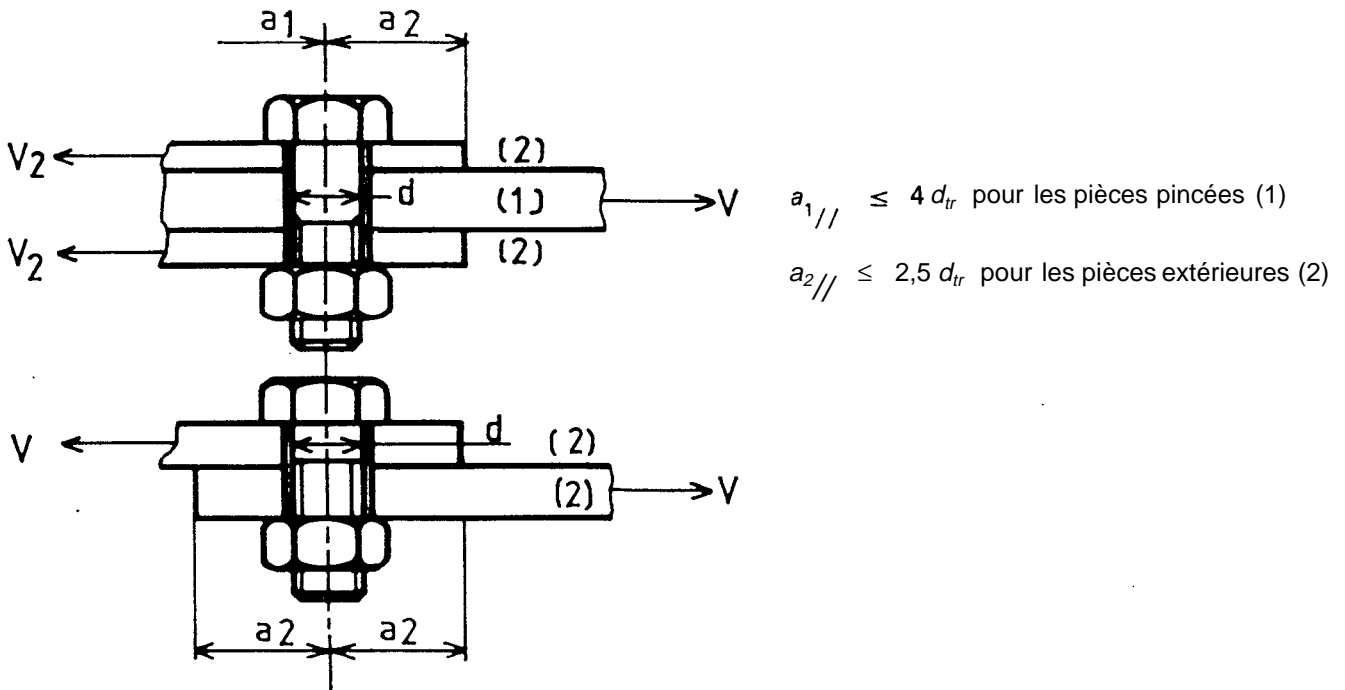
Bien évidemment, cette limitation ne s'applique pas lorsque les efforts sont uniformément répartis sur tous les boulons sur toute la longueur de l'assemblage : c'est-à-dire afin de transmettre les efforts de cisaillement de l'âme à la semelle, ou de l'âme aux raidisseurs aux appuis des poutres à âme pleine.

5.1.4 Pince longitudinale $a_{//}$

La pince $a_{//}$ doit être supérieure à la plus grande des valeurs :

$$1,5 d_{tr} \text{ et } \frac{0,8 V_1}{t \sigma_e}$$

Elle doit, cependant, pour éviter la corrosion, rester inférieure à $4 d_{tr}$ pour les goussets pincés entre deux pièces assemblées et à $2,5 d_{tr}$ dans les autres cas, (voir figure).



5.1.5 Pince transversale a_{\perp}

$$1,5 d_{tr} \leq a_{\perp} \leq 2 d_{tr}$$

5.1.6 Conditions d'épaisseur des pièces assemblées

•Fourrure :

Si une cale destinée à rattraper une tolérance de laminage ou de fabrication d'épaisseur supérieure à $0,2 d$ est interposée entre les pièces transmettant des efforts, elle doit être fixée par soudage.

•Epaisseur des pièces élémentaires

Les pièces assemblées étant classées par ordre d'épaisseurs décroissantes, en appelant t_2 l'épaisseur de la deuxième, les relations suivantes doivent être respectées :

$$d \geq t_2 + 2 \text{ mm} \quad \text{avec } t_2 \leq 20 \text{ mm}$$

$$d \geq 22 \text{ mm} \quad \text{avec } t_2 \geq 20 \text{ mm}$$

•Epaisseur totale Σt

Si une fourrure n'est pas fixée par soudage (épaisseur de la fourrure inférieure à $0,2 d$), la relation suivante doit être respectée :

$$\Sigma t \leq 4 d$$

Sans limitation dans le cas contraire.

5.1.7 Pression diamétrale

Dans le cas où des déformations appréciables apporteraient une gêne à l'exploitation :

$$\frac{V_1}{dt} \leq 2 \sigma_e$$

Dans le cas des assemblages boulonnés courants :

$$\frac{V_1}{dt} \leq 3 \sigma_e$$

6 CALCUL DES BOULONS

6.1 CONTRAINTE CARACTÉRISTIQUE

La contrainte caractéristique servant à la vérification des boulons est la plus petite des deux valeurs suivantes :

- valeur de la limite d'élasticité garantie ;
- valeur égale au 7/10 de la contrainte de rupture minimale garantie.

**Contrainte caractéristique pour les classes de qualité
de la norme NF E 27-005**

CLASSE DE QUALITÉ	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	6.9	8.8	10.9
σ_{red} (MPa)	240	280	300	340	350	410	410	550	670

6.2 SECTION DE CALCUL

Suivant la nature des efforts auxquels est soumis l'assemblage, les vérifications de la résistance du boulon font intervenir :

- soit la section A de la tige lisse ;
- soit la section résistante A_s de la partie filetée, donnée par la norme NF E 03-014.

6.3 RÉSISTANCE DES BOULONS

On rappelle qu'il est indispensable de vérifier la résistance des pièces d'assemblage.

6.3.1 A la traction

On vérifie :

$$1,25 \frac{N}{A_s} \leq \sigma_{red}$$

6.3.2 Au cisaillement

- Si aucune précaution spéciale n'est exigée pour l'exécution, on vérifie :

$$1,54 \frac{V_2}{mA_s} \leq \sigma_{red}$$

- Si des dispositions spéciales sont prises pour que la partie lisse du boulon règne au droit de TOUTES les sections cisillées, on vérifie :

$$1,54 \frac{V_2}{mA} \leq \sigma_{red}$$

6.3.3 A un effort incliné sur le plan du joint

Admettant par boulon, une composante normale N suivant l'axe du boulon et une composante V_2 dans le plan du joint :

- dans le cas où la section cisillée se trouve dans la partie lisse, on vérifie simultanément :

$$1,25 \frac{N}{A_s} \leq \sigma_{red} \text{ et } \frac{\sqrt{N^2 + 2,36 \left(\frac{V_2}{m}\right)^2}}{A} \leq \sigma_{red}$$

- dans le cas où la section cisillée se trouve dans la partie filetée, on vérifie simultanément :

$$1,25 \frac{N}{A_s} \leq \sigma_{red} \text{ et } \frac{\sqrt{N^2 + 2,36 \left(\frac{V_2}{m}\right)^2}}{A_s} \leq \sigma_{red}$$

AVANT-PROPOS

Les efforts à prendre en compte pour l'application de cette norme résultent :

- en classe 1, du chapitre 1 de la norme DTU NF P 22-701 "Règles de calcul des constructions en acier",
- en classe 2, du chapitre 1 du Titre V, fascicule 61 du Ministère de l'Équipement : "Conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier".

SOMMAIRE

	Page
1 SYMBOLES ET UNITÉS	2
2 OBJET	3
3 DOMAINE D'APPLICATION	3
4 QUALITÉS ET DIMENSIONS DES BOULONS	3
5 EMPLOI DE BOULONS À SERRAGE CONTRÔLÉ AVEC D'AUTRES PROCÉDÉS D'ASSEMBLAGE	3
5.1 BOULONS À SERRAGE CONTRÔLÉ ET RIVETS	3
5.2 BOULONS À SERRAGE CONTRÔLÉ ET BOULONS NON PRÉCONTRAINS	3
5.3 BOULONS À SERRAGE CONTRÔLÉ ET SOUDURE	3
6 ASSEMBLAGES SOLLICITÉS PAR DES EFFORTS PERPENDICULAIRES À L'AXE DES BOULONS	4
6.1 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	4
6.2 EFFORT ADMISSIBLE PAR BOULON ET PLAN DE GLISSEMENT	6
6.3 ASSEMBLAGES TENDUS OU COMPRIMÉS	6
6.4 ASSEMBLAGES CISAILLÉS	7
6.5 PRESSION DIAMÉTRALE	9
7 ASSEMBLAGES SOLLICITÉS EN TRACTION DANS LA DIRECTION DE L'AXE DES BOULONS	9
7.1 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	9
7.2 EFFORT ADMISSIBLE PAR LES BOULONS	10
7.3 VÉRIFICATION DES PIÈCES	10
7.4 RAIDISSEURS	11
7.5 SOUDURES	11
8 ASSEMBLAGES SOLLICITÉS À LA FOIS PERPENDICULAIREMENT ET PARALLÈLEMENT À L'AXE DES BOULONS	11
8.1 EFFORTS	11
8.2 VÉRIFICATION DES BOULONS	11
8.3 VÉRIFICATION DES PIÈCES	11
8.4 RAIDISSEURS	11
8.5 SOUDURES	11
9 ASSEMBLAGES SOLLICITÉS PAR UN MOMENT FLÉCHISSANT, UN EFFORT TRANCHANT ET UN EFFORT NORMAL. ASSEMBLAGES PAR PLATINE SOUDÉE	12
9.1 CONDITIONS D'EMPLOI DE LA MÉTHODE	12
9.2 ASSEMBLAGES À DEUX FILES DE BOULONS	12
9.3 ASSEMBLAGES À QUATRE FILES DE BOULONS	19
9.4 RAIDISSEURS	20
9.5 SOUDURES	20
9.6 ÂME DU POTEAU	20

1 SYMBOLES ET UNITÉS

1.1 SYMBOLES

A	: aire de la section d'un élément d'une pièce,
A_s	: aire de la section résistante d'une vis,
N	: effort normal relatif à l'état limite ultime (effort pondéré) appliqué à l'assemblage,
N_1	: effort parallèle à l'axe des boulons,
N_{adm}	: résistance limite admissible d'un boulon à l'effort normal,
M	: moment fléchissant relatif à l'état limite ultime appliqué à l'assemblage,
$M_{rés}$: moment résistant à l'état limite ultime de l'assemblage,
Q	: effort tranchant, ou de glissement, relatif à l'état limite ultime appliqué à l'assemblage,
Q_1	: effort de glissement repris par un boulon,
Q_{adm}	: résistance limite admissible de glissement d'un boulon,
P_v	: effort de précontrainte d'un boulon (sauf indication contraire, P_v est égal à $0,8 \sigma_{eb} \cdot A_s$),
a	: distance, en général,
$a_{//}$: distance de l'axe d'un boulon au bord le plus voisin de la pièce assemblée, dans le sens de l'effort sollicitant l'assemblage (pince longitudinale),
a_{\perp}	: distance de l'axe d'un boulon au bord le plus voisin de la pièce assemblée, dans la direction normale à l'effort sollicitant l'assemblage (pince transversale),
b	: largeur en général,
b_p	: largeur de platine,
b_r	: largeur d'un raidisseur,
e	: épaisseur d'une pièce assemblée quelconque,
e_a	: épaisseur d'âme,
e_{ext}	: épaisseur d'une pièce non pincée entre deux autres,
e_{min}	: épaisseur de la plus mince des pièces assemblées (fourrure exclue),
e_s	: épaisseur de semelle,
e_{exc}	: excentricité,
d	: diamètre nominal des vis,
d_{tr}	: diamètre des trous de boulons,
h	: hauteur d'un profilé,
ℓ_{eff}	: longueur de la ligne de moindre résistance pour le calcul de la section nette,
ℓ_r	: longueur d'un raidisseur,
n	: nombre de boulons contenus dans un assemblage,
n_1	: nombre de boulons rencontrés dans la détermination de ℓ_{eff} ,
s	: entraxe des trous, en général,
$s_{//}$: entraxe des trous, dans le sens de l'effort,
s_{\perp}	: entraxe des trous, dans le sens perpendiculaire à l'effort,
σ_e	: limite d'élasticité garantie de l'acier constituant les pièces,
σ_{eb}	: limite d'élasticité garantie de l'acier constituant les vis,
μ_f	: coefficient conventionnel de frottement entre les surfaces de contact des pièces assemblées.

1.2 UNITÉS

- efforts en newtons,
- limite d'élasticité en mégapascals, M Pa ($1 \text{ M Pa} = 1 \text{ N/mm}^2$),
- dimensions linéaires en millimètres,
- surfaces en millimètres carrés.

2 OBJET

La présente norme a pour objet de définir les conditions à respecter lors de la conception des assemblages par boulons à serrage contrôlé.

Elle indique également les conditions de calcul et de vérification des boulons, des pièces assemblées et des pièces de liaison.

Elle comprend deux classes de qualité. Sauf prescriptions contraires des documents du marché, c'est la classe 1 qui est retenue.

3 DOMAINE D'APPLICATION

Cette norme s'applique à la construction, au renforcement ou à la réparation des ouvrages, ou éléments d'ouvrages, en acier, fixes ou mobiles, inclus dans une opération de bâtiment, de génie civil, de travaux publics, d'aménagement et d'équipement, soumis, entre autres, à des charges d'origine climatique, hydraulique ou marine.

Le cahier des clauses techniques générale ou la lettre d'engagement, précise, complète ou modifie ces prescriptions lorsque les ouvrages sont soumis à des règles de sécurité particulières ou lorsque les conditions de chargement sont telles qu'il y a lieu d'envisager des risques spécifiques.

4 QUALITÉS ET DIMENSIONS DES BOULONS

Les qualités et dimensions des boulons relèvent des normes :

- **NF E 27-701** : Boulonnerie à serrage contrôlé destinée à l'exécution des constructions métalliques - Spécifications techniques (boulons protégés ou non),
- **NF E 27-711** : Boulonnerie à serrage contrôlé destinée à l'exécution des constructions métalliques - Boulons à tête hexagonale à collerette - Dimensions et tolérances - Boulons non protégés.

Les boulons d'un même assemblage sont d'une même classe de qualité et d'un même diamètre.

5 EMPLOI DE BOULONS À SERRAGE CONTRÔLÉ AVEC D'AUTRES PROCÉDÉS D'ASSEMBLAGE

5.1 BOULONS À SERRAGE CONTRÔLÉ ET RIVETS

Dans un même assemblage, l'emploi simultané de boulons à serrage contrôlé et de rivets est interdit pour les ouvrages neufs.

5.2 BOULONS À SERRAGE CONTRÔLÉ ET BOULONS NON PRÉCONTRAINS

Dans un même assemblage, l'emploi simultané de boulons à serrage contrôlé et de boulons non précontraints est toléré à condition :

- de ne pas tenir compte dans les calculs de la présence des boulons non précontraints sauf pour la détermination de la section nette (5.3.3.2),
- que le diamètre des boulons non précontraints soit inférieur à celui des boulons à serrage contrôlé, la différence devant être de deux millimètres (exemple : pour des boulons à serrage contrôlé de 20 mm, les boulons non précontraints sont de 18 mm).

5.3 BOULONS À SERRAGE CONTRÔLÉ ET SOUDURE

L'emploi simultané de boulons à serrage contrôlé et de soudure n'est admissible que si les déformations de l'assemblage n'entraînent pas un report d'effort sur l'un ou l'autre des procédés d'assemblage.

On admet qu'il en est ainsi :

- dans l'assemblage d'éléments reconstitués de différentes parties et lorsque celles-ci sont assemblées par un même procédé, figure 1,

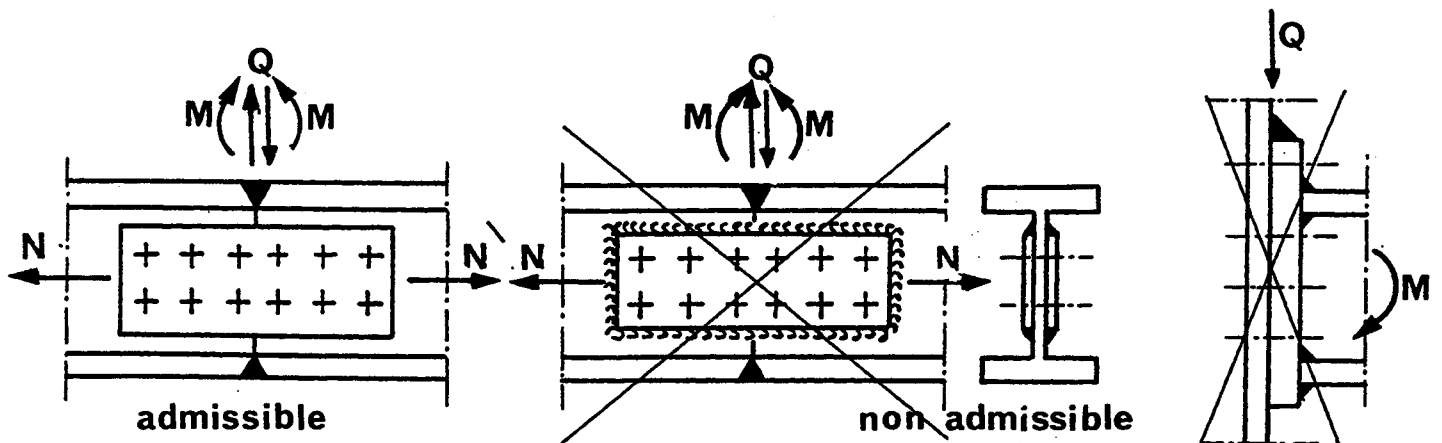


Figure 1

- dans l'assemblage de deux parties constitutives d'éléments lorsque les boulons et les soudures sont sollicités, et dimensionnés pour des efforts indépendants, vis-à-vis de l'autre procédé d'assemblage, figure 2,

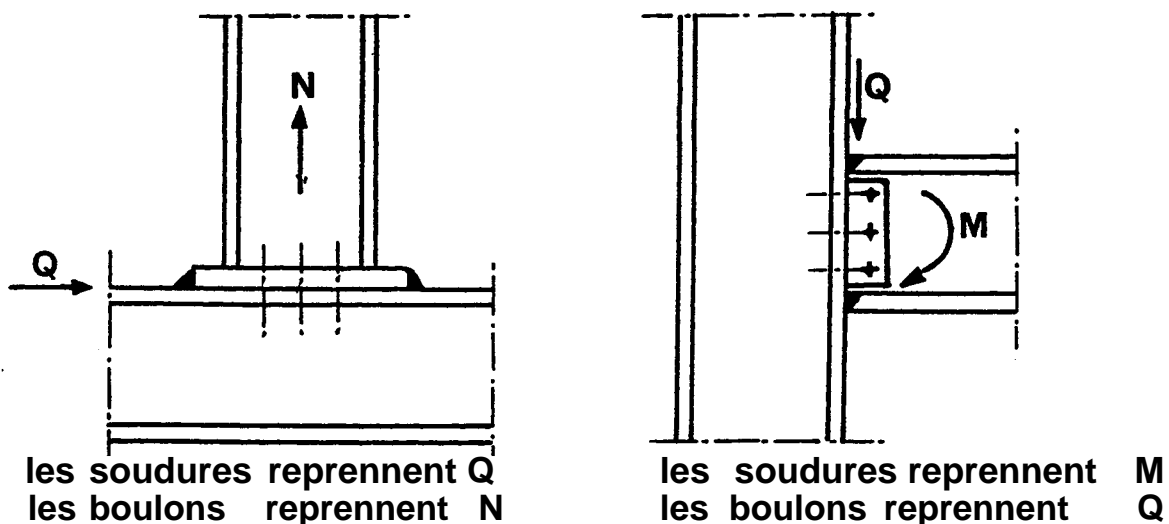


Figure 2

6 ASSEMBLAGES SOLLICITÉS PAR DES EFFORTS PERPENDICULAIRES À L'AXE DES BOULONS

6.1 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

6.1.1 Épaisseur des pièces élémentaires - Classes 1 et 2

6.1.1.1 Épaisseur des pièces élémentaires

Les pièces assemblées étant classées par ordre d'épaisseur décroissante, en appelant e_2 l'épaisseur de la deuxième :

$$\begin{aligned} d &\geq (e_2 + 2) \text{ mm} && \text{si on a } e_2 \leq 20 \text{ mm} \\ d &\geq 22 \text{ mm} && \text{si on a } e_2 > 20 \text{ mm} \end{aligned}$$

6.1.1.2 Épaisseur totale

Aucune limitation n'est imposée à l'épaisseur totale des éléments, pièces et parties assemblées. Toutefois, il est rappelé que pour une épaisseur supérieure à 8 fois le diamètre nominal des boulons, des précautions particulières sont à envisager pour la mise en œuvre.

6.1.2 Entraxe des boulons, pincés longitudinales, pincés transversales, figure 3

Classe 1.

Les entraxes "s" des boulons, les pincés longitudinales $a_{//}$ et les pincés transversales a_{\perp} doivent respecter les conditions du tableau 1. (Par e_{ext} il faut entendre l'épaisseur de la pièce extérieure la plus mince).

Classe 2.

Les entraxes "s" des boulons, les pincés longitudinales $a_{//}$ et les pincés transversales a_{\perp} doivent respecter les conditions du tableau 2.

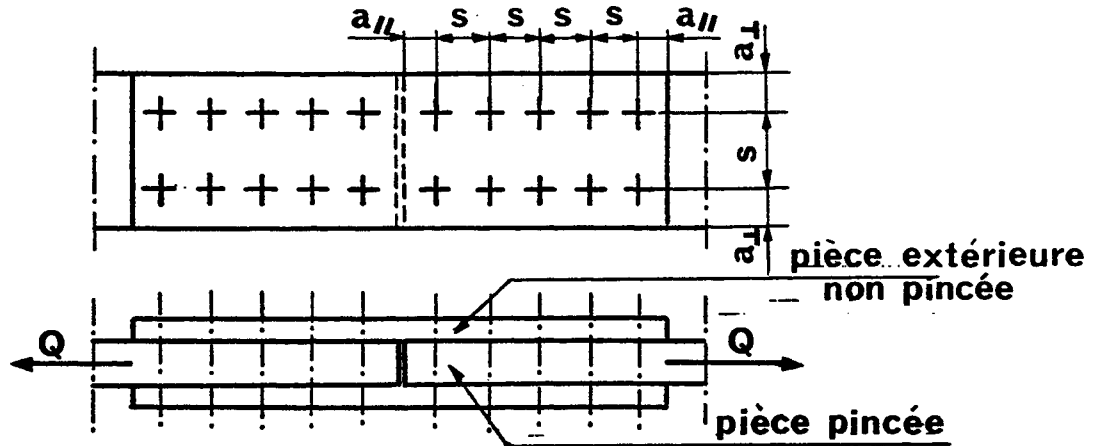


Figure 3

TABLEAU 1 - CLASSE 1

			ASSEMBLAGES	
			pièces pincées	pièces non pincées
Entraxe s	files extérieures	\geq	3 d_{tr}	
		\leq	7 d_{tr} (*)	7 d_{tr} et 15 e_{ext}
	files intérieures	\leq	30 e_{min}	
Pince longitudinale $a_{//}$		\geq	$1,5 d_{tr}$ et $\frac{0,8 Q_t}{e \sigma_e}$	
		\leq	4 d_{tr}	2,5 d_{tr} et 6 e_{ext}
Pince transversale a_{\perp}		\geq	1,5 d_{tr}	
		\leq	2,5 d_{tr}	2,5 d_{tr} et 6 e_{ext}
(*) Lorsque l'assemblage n'est pas soumis aux intempéries cette valeur peut être portée à 10 d_{tr} .				

TABLEAU 2 - CLASSE 2

			ASSEMBLAGES	
			pièces pincées	pièces non pincées
Entraxe s	files extérieures	\geq	3 d _{tr}	
		\leq	5 d _{tr} (*)	
	files intérieures	\leq	12 e _{min}	
Pince longitudinale a//	\geq	2 d _{tr}		
	\leq	4 d _{tr}	2,5 d _{tr}	
Pince transversale a⊥	\geq	1,5 d _{tr}		
	\leq	2,5 d _{tr}		
(*) Lorsque l'assemblage n'est pas soumis aux intempéries cette valeur peut être portée à 10 d _{tr} .				

6.2 EFFORT ADMISSIBLE PAR BOULON ET PAR PLAN DE GLISSEMENT

Lorsque l'assemblage est sollicité par un effort perpendiculaire à l'axe des boulons, les valeurs admissibles Q_{adm} sont :

- classe 1 : $Q_{adm} = 1,1 \cdot P_v \cdot \mu_f$
- classe 2 : $Q_{adm} = \mu_f \cdot P_v$

Le coefficient de frottement conventionnel μ_f dépend du traitement de surface des pièces assemblées; sa définition et son mode de détermination sont fixés par la norme P 22-461 :

"Construction métallique - Assemblage par boulons à serrage contrôlé - Détermination du coefficient conventionnel de frottement"

En tout état de cause, il convient de s'assurer que les coefficients de frottement pris en compte pour la justification des assemblages pourront effectivement être obtenus lors de l'exécution.

6.3 ASSEMBLAGES TENDUS OU COMPRIMÉS - CLASSES 1 ET 2

6.3.1 Effort de glissement Q_1

L'effort de glissement Q_1 repris par un boulon est égal au quotient de l'effort de glissement relatif à l'état limite ultime Q par le nombre de boulons du demi-assemblage (figure 5) ou de l'assemblage, figure 6 :

$$Q_1 = \frac{Q}{n}$$

6.3.2 Vérification au glissement

L'effort de glissement Q_1 doit vérifier la condition :

$$Q_1 \leq Q_{adm}$$

Q_{adm} est donné par l'article 6.2 de la présente norme.

6.3.3 Vérification des pièces assemblées, figure 4

6.3.3.1 Section nette

Le calcul de la section nette est effectué sur la ligne effective de moindre résistance.

La longueur de la ligne effective de moindre résistance est prise égale à la valeur minimale, pour différentes possibilités du chemin de rupture, de l'expression :

$$l_{eff} = b - n_1 \cdot d_{tr} + \sum \frac{(s//i)^2}{4 s \perp i}$$

La section nette est égale au produit de l_{effmin} par l'épaisseur de la pièce considérée.

Dans le cas où l'assemblage comporte des boulons non précontraints, on doit tenir compte des trous correspondants dans la détermination de la section nette.

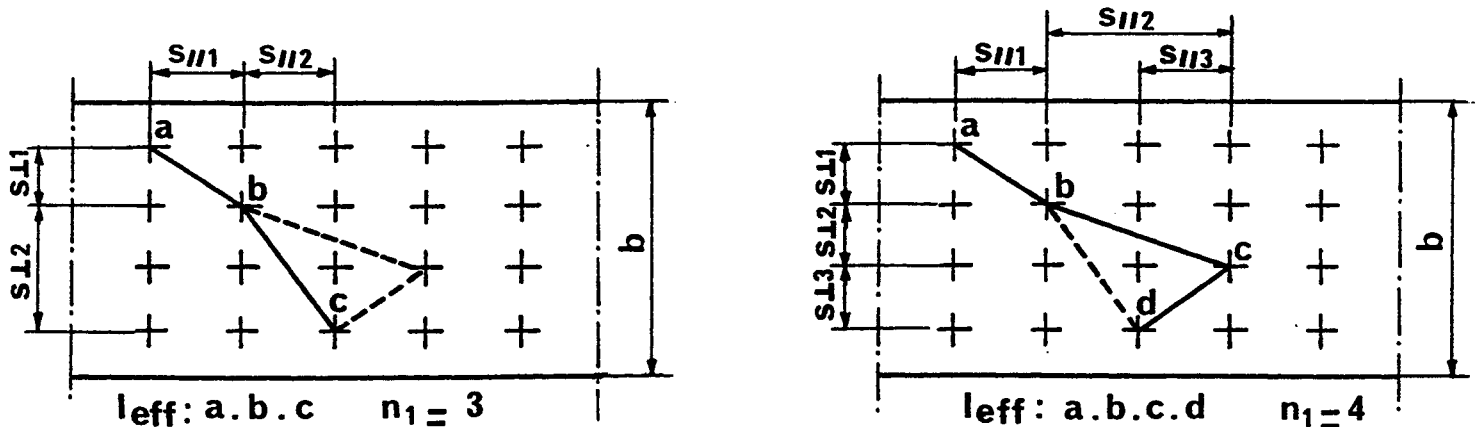


Figure 4

6.3.3.2 Vérification des pièces

L'effort dans une section donnée est égal à l'effort total Q diminué des efforts Q_1 (et non Q_{adm}) des boulons situés en avant de la section considérée.

On adopte comme contrainte normale de traction dans les pièces ou éléments de pièces, la plus forte des valeurs obtenues :

- soit en divisant l'effort dans la section par la section brute,
- soit en divisant par la section nette l'effort dans la section, diminué de 40 % de la somme des efforts Q_1 transmis par les boulons situés dans la section considérée.

Dans les pièces ou éléments de pièces soumis à une compression, la contrainte de compression est égale au rapport de l'effort dans la section par la section brute de la pièce ou de l'élément de pièce comprimée.

Les contraintes ainsi calculées doivent être inférieures ou égales à σ_e .

6.4 ASSEMBLAGES CISAILLÉS - CLASSES 1 ET 2

6.4.1 Effort de glissement Q_1

6.4.1.1 Assemblages de continuité d'âme de poutre, figure 5

Par rapport au centre de rotation (CdR) de l'attache, l'effort de glissement Q_1 équilibré par chacun des boulons est obtenu par composition vectorielle des efforts résultant des éléments de réduction de M , N et Q

Les éléments de réduction au centre de rotation sont :

$$M_{\text{CdR}} = M + Q \cdot e_x + N \cdot e_y \quad \text{et} \quad N_{\text{CdR}} = N \quad \text{et} \quad Q_{\text{CdR}} = Q$$

avec e_x : valeur de l'excentrement de Q par rapport au centre de rotation,

e_y : valeur de l'excentrement de N par rapport au centre de rotation.

Pour chaque boulon, les efforts résultants à composer vectoriellement sont :

$$Q_{11R} = \frac{M_{\text{CdR}} \sqrt{x_i^2 + y_i^2}}{\sum_{i=1}^n (x_i^2 + y_i^2)}$$

$$Q_{12R} = \frac{Q}{n}$$

$$Q_{13R} = \frac{N}{n}$$

$$\vec{Q}_1 = \vec{Q}_{11} + \vec{Q}_{12} + \vec{Q}_{13}$$

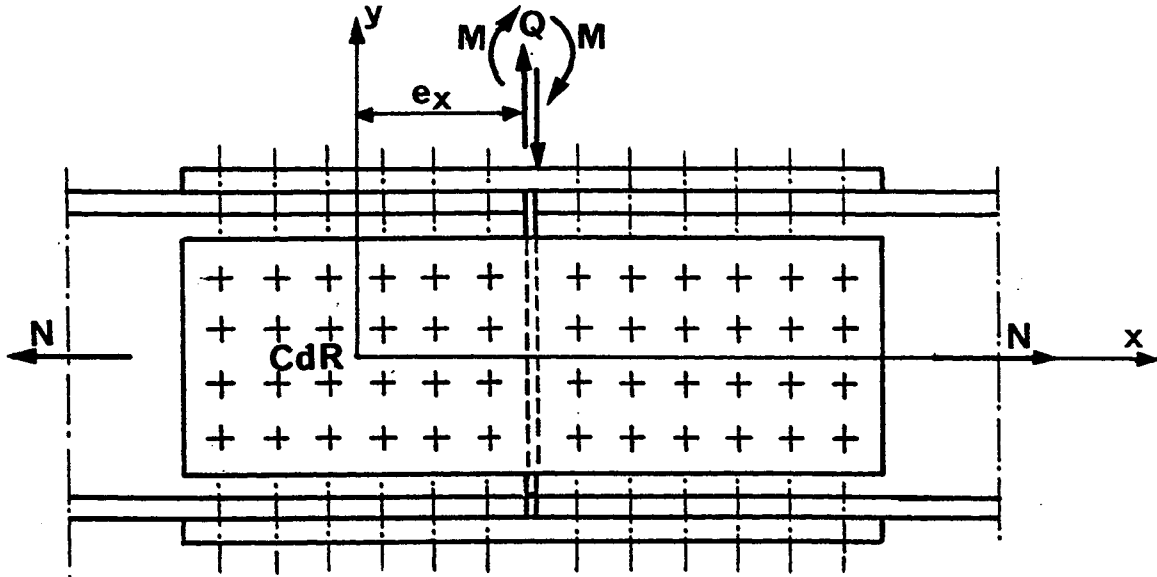


Figure 5

Dans le cas d'une disposition symétrique des boulons, le centre de rotation de l'assemblage peut être confondu avec le centre de gravité de l'ensemble des boulons.

6.4.1.2 Assemblages de consoles, figure 6

Par rapport au centre de rotation de l'attache, l'effort de glissement Q_1 équilibré par chacun des boulons est obtenu par composition vectorielle des efforts résultant des éléments de réduction en ce point des sollicitations auxquelles est soumis l'assemblage.

Dans le cas d'une disposition symétrique des boulons, le centre de rotation de l'assemblage peut être confondu avec le centre de gravité de l'ensemble des boulons.

6.4.2 Vérification au glissement

L'effort de glissement Q_1 pour le boulon le plus sollicité doit vérifier :

$$Q_1 \leq Q_{adm}$$

Q_{adm} est donné par l'article 6.2 de la présente norme.

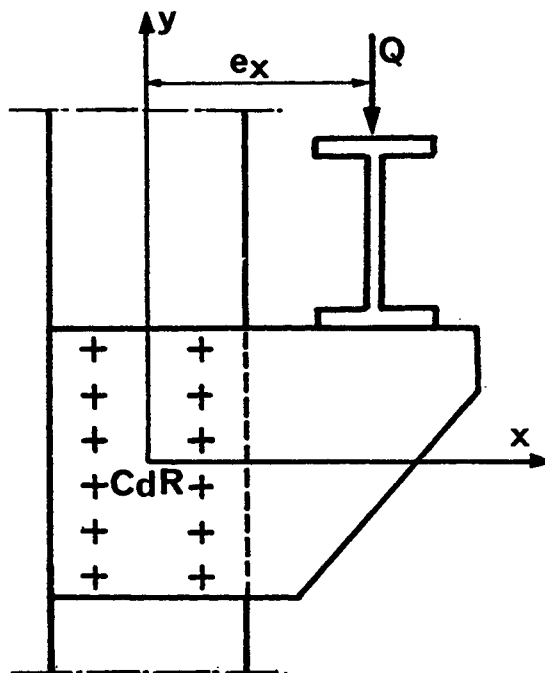


Figure 6

6.4.3 Vérification des pièces

6.4.3.1 Pièces assemblées

Pour l'effort Q_1 maximal, on vérifie :

- la condition de pression diamétrale de l'article 6.5,
- la condition de pince longitudinale $a_{//}$ de l'article 6.1.2.

6.4.3.2 Pièces d'assemblage

Les pièces d'assemblage sont vérifiées dans la section la plus sollicitée sous les conditions suivantes :

- on vérifie indépendamment la contrainte normale et la contrainte de cisaillement,
- la contrainte normale est calculée en section nette,
- la contrainte de cisaillement est calculée en section brute.

6.5 PRESSION DIAMÉTRALE

6.5.1 Classes 1 et 2

La pression diamétrale admissible est égale à quatre fois la limite d'élasticité de la pièce assemblée :

$$\frac{Q_1}{d \cdot e} \leq 4 \sigma_e$$

6.5.2 Classe 2

Dans le cas d'une structure soumise à des efforts dynamiques, la pression diamétrale admissible est :

$$\frac{Q_1}{d \cdot e} \left(1 + k \frac{|-Q_1|_{\max}}{|Q_1|_{\max}} \right) \leq 4 \sigma_e$$

avec $k = 0,3$ si $\sigma_e = 235$ MPa

$k = 0,9$ si $\sigma_e = 355$ MPa

$|Q_1|_{\max}$: valeur absolue de la plus grande contrainte normale,

$|-Q_1|_{\max}$: valeur absolue de la plus grande contrainte normale de signe opposé.

7 ASSEMBLAGES SOLLICITÉS EN TRACTION DANS LA DIRECTION DE L'AXE DES BOULONS

7.1 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES, FIGURE 7

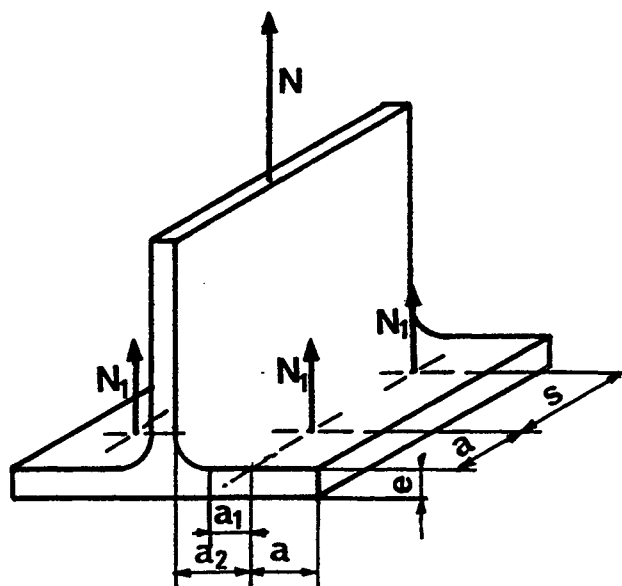


Figure 7

7.1.1 Distance "s" entraxe des boulons

La distance "s", entraxe des boulons, doit être inférieure à 15 fois l'épaisseur minimale des pièces assemblées :

$$s \leq 15 e_{\min}$$

7.1.2 Distance "a" au bord libre des pièces

La distance "a" au bord libre des pièces doit être supérieure ou égale à 1,5 d_{tr} et inférieure à 6 fois l'épaisseur minimale des pièces assemblées :

$$1,5 d_{tr} \leq a \leq 6 e_{\min}$$

7.1.3 Disposition des boulons

Les boulons doivent être disposés symétriquement par rapport à la ligne d'action de l'effort N appliqué à l'assemblage.

7.2 EFFORT ADMISSIBLE PAR LES BOULONS - CLASSES 1 ET 2

L'effort admissible N_{adm} relatif à l'état limite ultime par boulon ne doit pas être supérieur à la précontrainte du boulon :

$$N_{adm} \leq P_v$$

En outre, N_{adm} doit être inférieur ou égal à l'effort N_1 calculé suivant les formules du paragraphe 7.3.

7.3 VÉRIFICATION DES PIÈCES - ASSEMBLAGES EN EXTENSION - CLASSES 1 ET 2

7.3.1 Effort appliqué à chaque boulon N_1

L'effort N_1 appliqué à chaque boulon est obtenu en divisant l'effort normal relatif à l'état limite ultime N appliqué à l'assemblage par le nombre de boulons :

$$N_1 = \frac{N}{n}$$

7.3.2 Pièces non raidies (figure 7)

L'effort relatif à l'état limite ultime appliqué à chaque boulon et parallèlement à l'axe de ceux-ci doit vérifier la condition :

$$N_1 \leq 375 e \left(\frac{a_2}{a_1} \cdot \frac{s}{s + a_2} \right)$$

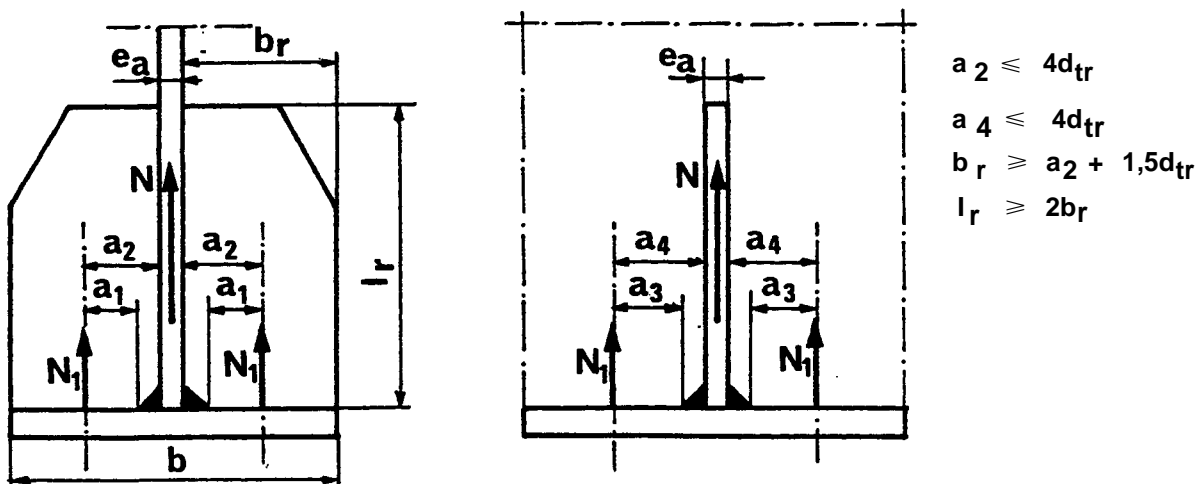


Figure 8

7.3.3 Pièces raidies, figure 8

On considère qu'un élément de pièce est raidi vis-à-vis d'un effort agissant parallèlement à l'axe du boulon lorsque ce dernier est situé dans l'angle créé par la pièce et le raidisseur, et sous réserve que la distance de l'axe du trou du boulon à la pièce ou au raidisseur soit inférieure ou égale à $4 d_{tr}$.

L'effort N_1 doit vérifier la condition $N_1 \leq 375 e \left(\frac{a_2}{a_1} + \frac{a_4}{a_3} \right)$;

7.4 RAIDISSEURS, FIGURE 8

Dans le sens perpendiculaire à l'effort N , les raidisseurs doivent être tels que :

$$b_r \geq a_2 + 1,5 d_{tr}$$

Dans le sens de l'effort N , les raidisseurs doivent avoir une longueur ℓ_r supérieure ou égale à deux fois b_r : $\ell_r \geq 2 b_r$.

L'épaisseur d'un raidisseur est au moins égale à l'épaisseur la plus faible des pièces sur lesquelles il est soudé.

7.5 SOUDURES

Sauf justification, les cordons de soudure doivent avoir une épaisseur utile égale à 0,7 fois l'épaisseur la plus faible des pièces assemblées. L'épaisseur utile pour un cordon ne doit pas être inférieure à 3 mm.

8 ASSEMBLAGES SOLLICITÉS À LA FOIS PERPENDICULAIREMENT ET PARALLÈLEMENT À L'AXE DES BOULONS

8.1 EFFORTS

8.1.1 Effort repris par un boulon

- Effort de glissement Q_1 .

L'effort de glissement repris par un boulon est égal au quotient de l'effort de glissement relatif à l'état limite ultime par le nombre de boulons de l'assemblage.

- Effort parallèle à l'axe des boulons N_1 .

L'effort parallèle à l'axe des boulons est égal au quotient de l'effort normal relatif à l'état limite ultime divisé par le nombre de boulons.

8.1.2 Efforts admissibles

- Effort de glissement admissible Q_{adm} .

L'effort de glissement admissible par-plan de glissement et par boulon, est :

- Classe 1 : $Q_{adm} = 1,1 \mu_f (P_v - N_1)$

- Classe 2 : $Q_{adm} = \mu_f (P_v - N_1)$

- Effort dans l'axe des boulons.

L'effort admissible dans l'axe des boulons est égal à la précontrainte :

$$N_{adm} = P_v$$

8.2 VÉRIFICATION DES BOULONS

- Au glissement : $Q_1 \leq Q_{adm}$
- Dans l'axe des boulons : $N_1 \leq N_{adm}$

8.3 VÉRIFICATION DES PIÈCES

Voir paragraphes 6 et 7 de la présente norme.

8.4 RAIDISSEURS

Voir paragraphe 7.4 de la présente norme.

8.5 SOUDURES

Voir paragraphe 7.5 de la présente norme.

9 ASSEMBLAGES SOLLICITÉS PAR UN MOMENT FLÉCHISSANT, UN EFFORT TRANCHANT ET UN EFFORT NORMAL ASSEMBLAGES PAR PLATINE SOUDÉE

9.1 CONDITIONS D'EMPLOI DE LA MÉTHODE

La présente méthode de vérification ne s'applique que :

- pour les assemblages soumis à des sollicitations (M, N, Q) résultant d'actions statiques ou considérées comme telles (vent, par exemple),
- pour les poutres en profils I symétriques, laminés ou reconstitués par soudure, d'une hauteur maximale de 1 000 mm, quand ils comportent des boulons extérieurs, figure 9, et d'une hauteur maximale de 600 mm, quand ils ne comportent pas de boulons extérieurs, figure 10, les poteaux étant en profilés I laminés.
- si la pièce comportant la platine d'extrémité est soumise à un effort normal inférieur ou égal à la plus petite des valeurs :

$$\begin{aligned} \pm N &= 0,15 A \cdot \sigma_e \\ \pm N &= 0,15 n \cdot P_v \end{aligned}$$

avec A : aire de la section de la poutre,
+ N : effort normal de traction,
- N : effort normal de compression.

Dans le cas où $N \leq 0,05 A$ de on n'a pas à tenir compte de cet effort dans la vérification de l'assemblage.

- si la platine présente une planéité suffisante. On considère qu'il en est ainsi lorsque l'écart entre la platine et la pièce sur laquelle elle s'appuie est inférieur à $b_p/100$ (avec b_p : largeur de la platine) ; cet écart étant mesuré à la périphérie de la platine.

Cette méthode ne s'applique pas dans le cas où des raidisseurs sont placés entre les boulons centraux, une autre méthode de calcul devant être employée.

9.2 ASSEMBLAGES À DEUX FILES DE BOULONS

9.2.1 Dispositions constructives

9.2.1.1 *Distance "s", entraxe des boulons, figure 11*

La distance "s", entraxe des boulons, ne doit pas être supérieure à 15 fois l'épaisseur de la pièce la plus mince :

$$s \leq 15 e_{\min}$$

9.2.1.2 *Pince*

La distance "a" au bord libre des pièces doit être supérieure ou égale à $1,5 d_{tr}$ et inférieure ou égale à 6 fois l'épaisseur minimale des pièces assemblées :

$$1,5 d_{tr} \leq a \leq 6 e_{\min}$$

9.2.1.3 *Pièces raidies*

Un élément de pièce est considéré comme raidi s'il répond aux conditions de l'article 7.3.3 de la présente norme.

9.2.1.4 *Épaisseur des platines*

L'épaisseur d'une platine doit être inférieure ou égale à deux fois le diamètre nominal des vis prévues dans l'assemblage :

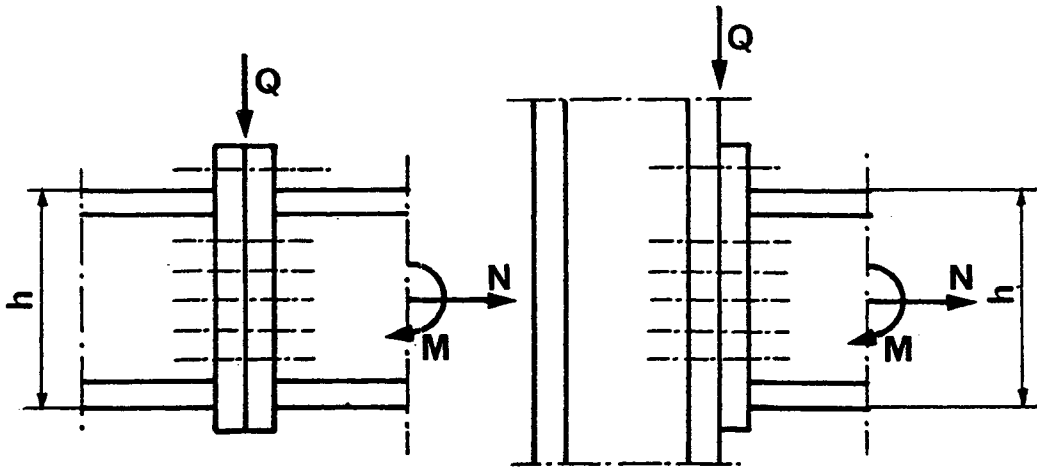
$$e \leq 2 d$$

9.2.2 Résistance de l'assemblage

9.2.2.1 *Résistance de l'assemblage à l'effort tranchant*

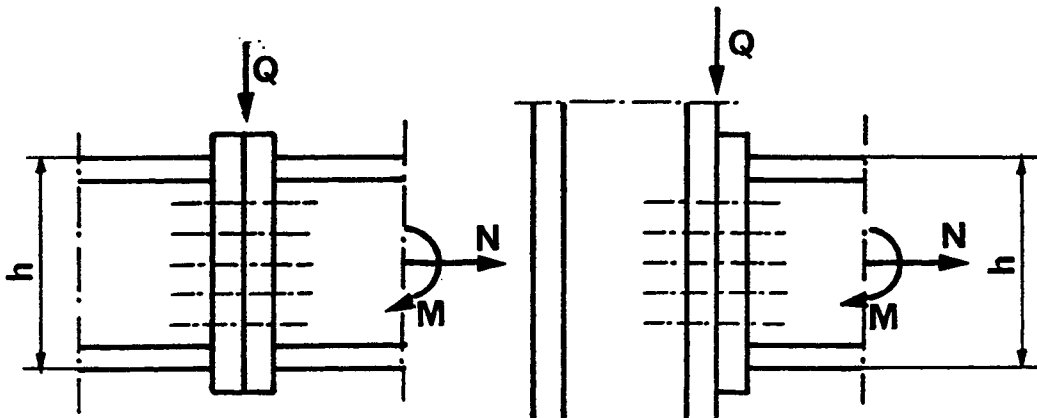
La résistance de l'assemblage à l'effort tranchant peut être calculée comme si le moment fléchissant n'existait pas.

L'effort admissible par boulon et par plan de glissement est donné par l'une des deux conditions de l'article 6.2.



$h \leq 1000 \text{ mm}$

Figure 9



$h \leq 600 \text{ mm}$

Figure 10

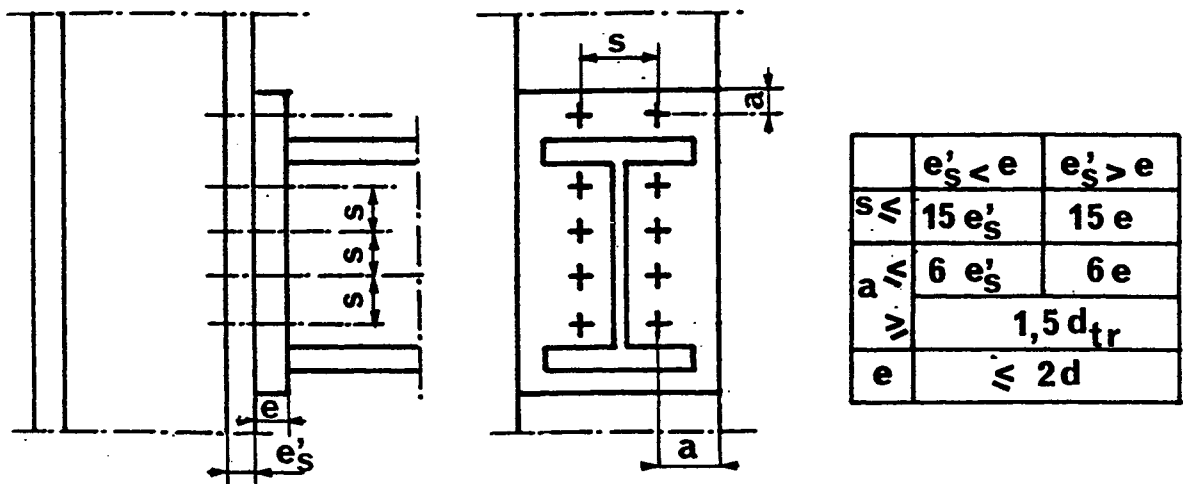


Figure 11

9.2.2.2 Résistance de l'assemblage au moment fléchissant et à l'effort normal

9.2.2.2.1 Moment résistant

Si M et N sont le moment fléchissant et l'effort normal relatifs à l'état limite ultime appliqué à l'assemblage, le moment résistant, figure 12, doit être tel que :

$$M_{rés} \geq M + N \cdot h' \frac{b \cdot e_s}{A}$$

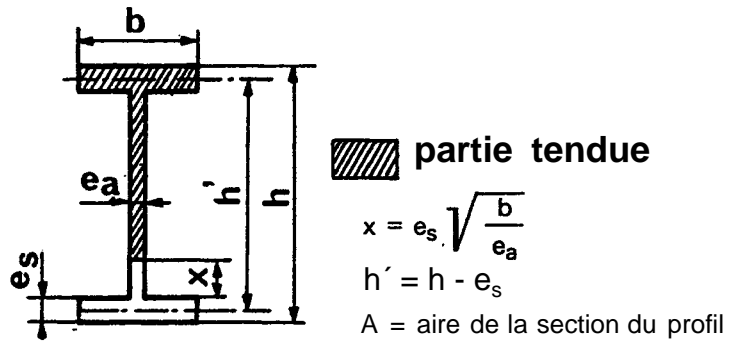


Figure 12

Pour le calcul du moment résistant, on ne prend en compte que les boulons situés dans la partie tendue définie par la distance x de la figure 12.

Après avoir déterminé :

- l'effort admissible de la partie comprimée de l'assemblage (9.2.2.2.2),
- les efforts N_1 admissibles de la partie tendue de l'assemblage (article 9.2.2.2.3) et dont la somme prise en compte dans le calcul ne doit pas excéder l'effort admissible de la partie comprimée,

le moment résistant de l'assemblage est donné par la somme des produits des efforts N_1 déterminés ci-dessus par la distance de chaque boulon à la face intérieure de la semelle comprimée, figure 13.

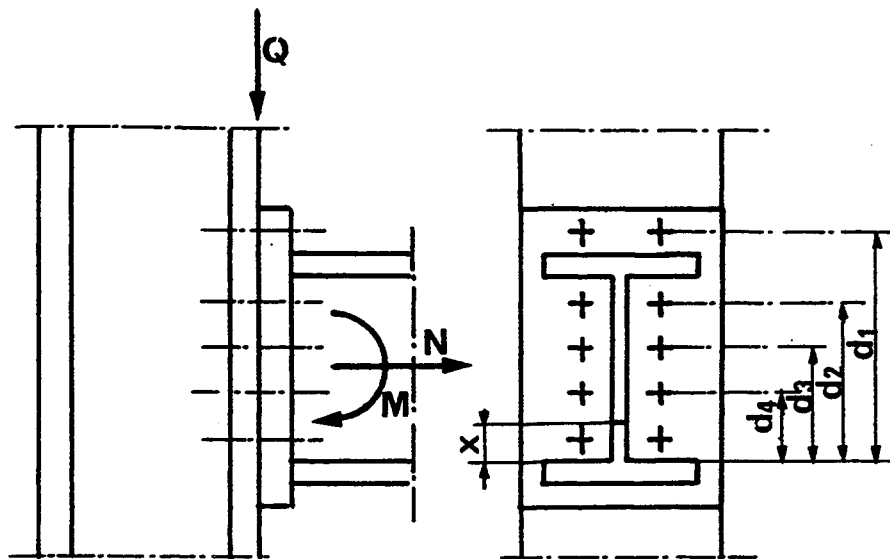


Figure 13

9.2.2.2 Effort admissible de compression

Suivant que l'on néglige ou non l'effort normal N , l'effort de compression admissible est donné par l'une des deux expressions suivantes :

$$N_{c \text{ adm}} = - A_c \cdot \sigma_e$$

$$N_{c \text{ adm}} = - A_c \cdot \sigma_e + \frac{N \cdot A_c(\text{poutre})}{A}$$

avec A_c : aire de la surface de compression calculée d'après le tableau 3, ci-après ; en cas d'assemblage d'éléments différents, on ne retiendra que la plus faible des valeurs de A_c ,

σ_e : limite d'élasticité garantie de l'acier constituant la pièce d'assemblage.

9.2.2.3 Efforts N_1 admissibles de la partie tendue de l'ensemble

Définitions, figure 14

Par boulons extérieurs, il faut entendre ceux qui sont placés à l'extérieur du profil, du côté tendu,

Par boulons intérieurs, il faut entendre ceux qui sont placés le plus près de l'aile tendue, à l'intérieur du profil.

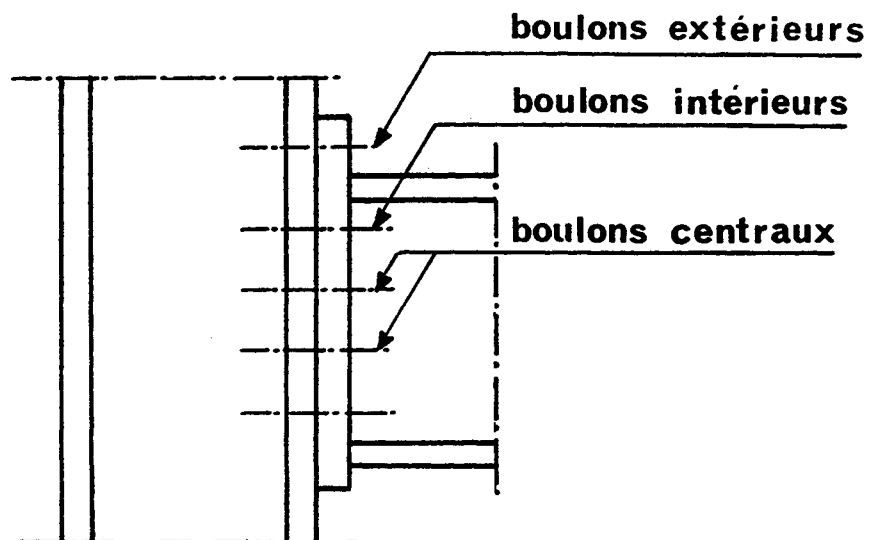


Figure 14

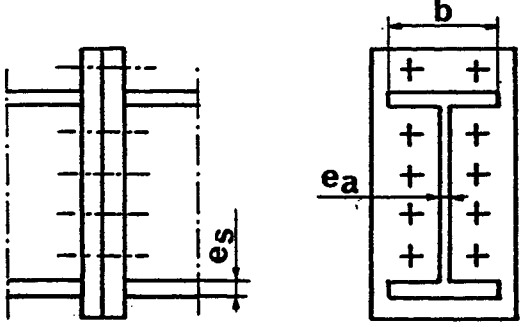
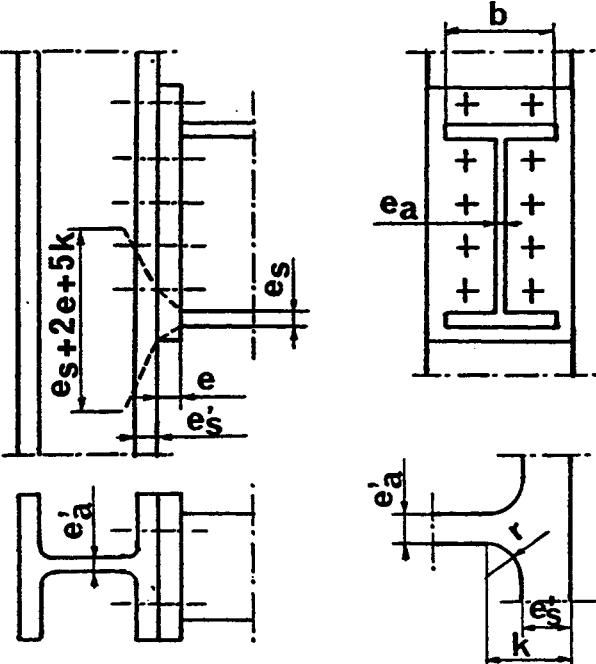
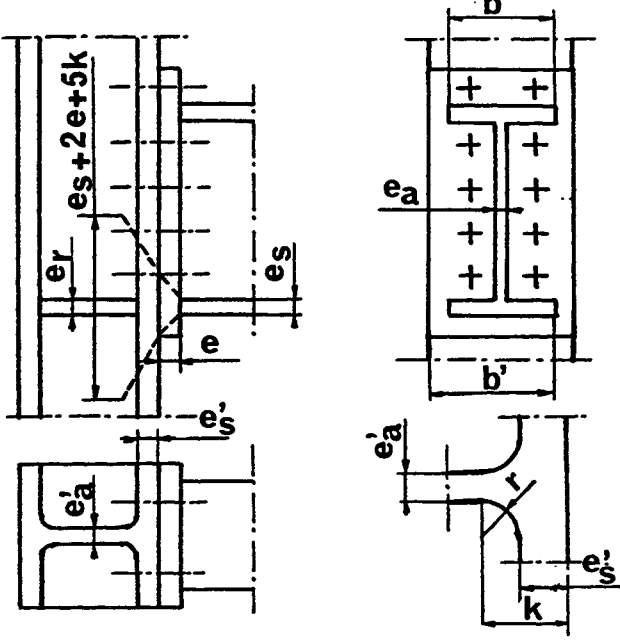
Par boulons centraux, il faut entendre ceux qui sont placés à l'intérieur mais qui ne répondent pas au critère précédent.

Des raidisseurs placés entre des boulons centraux ne confèrent pas à ceux-ci la propriété de boulons intérieurs.

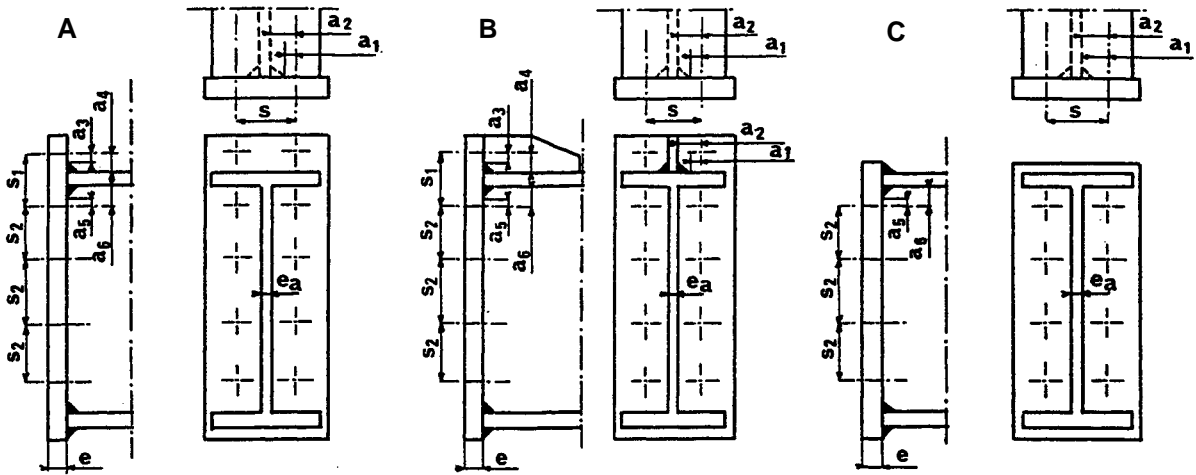
- Efforts admissibles.

Les efforts N_1 admissibles dans la partie tendue de l'assemblage sont les plus petites valeurs résultant de l'application des formules du tableau 4, ci-après, en fonction des notations des poutres et poteaux suivantes.

TABLEAU 3 - SURFACE DE COMPRESSION

Types d'assemblages	A_c Poutre	A_c Poteau
		
	$e_s [b + \sqrt{b \cdot e_a}]$	$e'_a [e_s + 2e + 5k]$ $k = e'_s + r$
		$e'_a [e_s + 2e + 5k] + e_r \cdot b'$ $k = e'_s + r$

■ Notations poutres



• Notations poteaux

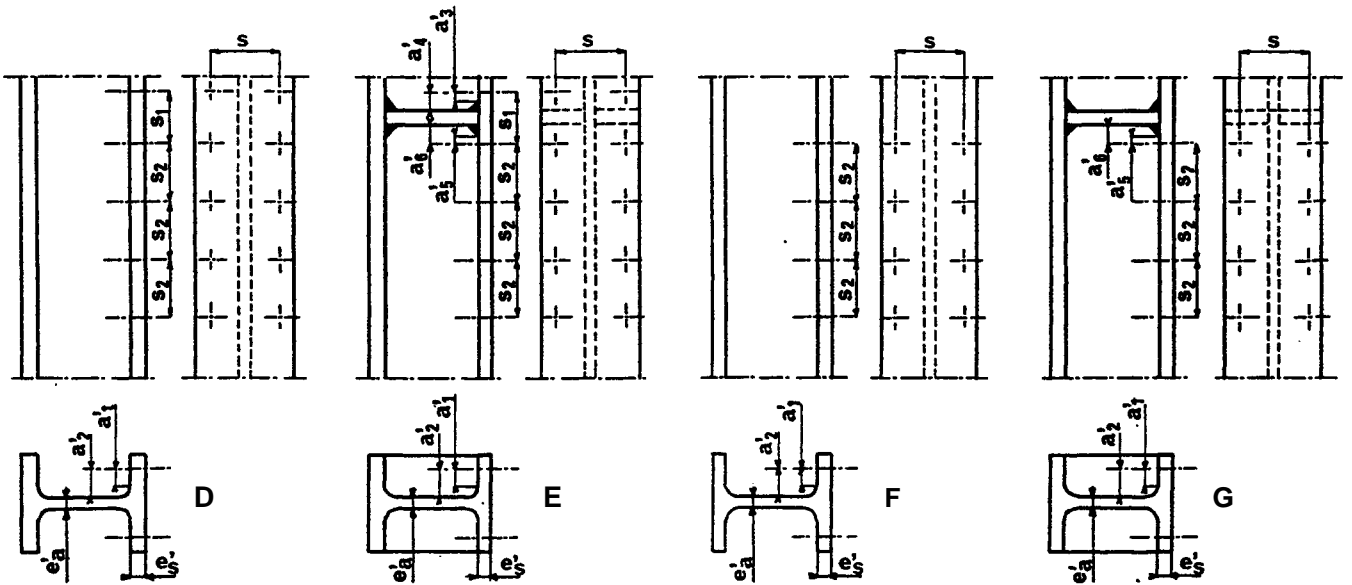


TABLEAU 4

Type	Repères des notations	Position des boulons		
		Extérieurs	Intérieurs	Centraux
	A	$N_1 \leq P_v$ $N_1 \leq 3750e \left(\frac{a_4}{a_3} \times \frac{s}{s+a_4} \right)$	$N_1 \leq P_v$	$N_1 \leq P_v$ $N_1 \leq 3750e \left(\frac{a_2}{a_1} \times \frac{s_2}{s_2+a_2} \right)$ $N_1 \leq 0,5 \sigma_e \cdot e_a \cdot s_2$
	B	$N_1 \leq P_v$ $N_1 \leq 3750e \left(\frac{a_2}{a_1} + \frac{a_4}{a_3} \right)$	$N_1 \leq 3750e \left(\frac{a_2 + a_6}{a_1 + a_5} \right)$	
	C		$N_1 \leq P_v$ $N_1 \leq 3750e \left(\frac{a_2}{a_1} + \frac{a_6}{2a_5} \right)$	

TABLEAU 4 (suite et fin)

Types	Position des boulons		
	Extérieurs	Intérieurs	Centraux
	$N_1 \leq P_v$ $N_1 \leq 3750 e \left(\frac{a_4}{a_3} \times \frac{s}{s+a_4} \right)$ D $N_1 \leq 3750 e'_s \left(\frac{a'_2}{a'_1} \times \frac{s_1}{s_1+a'_2} \right)$ $N_1 \leq 0,5 \sigma_e \cdot e'_a \cdot s_1$	$N_1 \leq P_v$ $N_1 \leq 3750 e \left(\frac{a_2}{a_1} + \frac{a_6}{a_5} \right)$	
	$N_1 \leq P_v$ $N_1 \leq 3750 e \left(\frac{a_2}{a_1} + \frac{a_4}{a_3} \right)$ D $N_1 \leq 3750 e'_s \left(\frac{a'_2}{a'_1} \times \frac{s_1}{s_1+a'_2} \right)$ $N_1 \leq 0,5 \sigma_e \cdot e'_a \cdot s_1$	$N_1 \leq 3750 e'_s \left(\frac{a'_2}{a'_1} \times \frac{s_1}{s_1+a'_2} \right)$ $N_1 \leq 0,5 \sigma_e \cdot e'_a \cdot s_1$	
	$N_1 \leq P_v$ $N_1 \leq 3750 e \left(\frac{a_4}{a_3} \times \frac{s}{s+a_4} \right)$ $N_1 \leq 3750 e'_s \left(\frac{a'_2}{a'_1} + \frac{a'_4}{a'_3} \right)$	$N_1 \leq P_v$ $N_1 \leq 3750 e \left(\frac{a_2}{a_1} + \frac{a_6}{a_5} \right)$	$N_1 \leq P_v$ $N_1 \leq 3750 e \left(\frac{a_2}{a_1} \times \frac{s_2}{s_2+a_2} \right)$ $N_1 \leq 3750 e'_s \left(\frac{a'_2}{a'_1} \times \frac{s_2}{s_2+a'_2} \right)$
	$N_1 \leq P_v$ $N_1 \leq 3750 e \left(\frac{a_2}{a_1} + \frac{a_4}{a_3} \right)$ $N_1 \leq 3750 e'_s \left(\frac{a'_2}{a'_1} + \frac{a'_4}{a'_3} \right)$	$N_1 \leq 3750 e'_s \left(\frac{a'_2}{a'_1} + \frac{a'_6}{a'_5} \right)$	$N_1 \leq 0,5 \sigma_e \cdot e_a \cdot s_2$ $N_1 \leq 0,5 \sigma_e \cdot e'_a \cdot s_2$
		$N_1 \leq P_v$ $N_1 \leq 3750 e \left(\frac{a_2}{a_1} + \frac{a_6}{2a_5} \right)$ $N_1 \leq 3750 e'_s \left(\frac{a'_2}{a'_1} \times \frac{s_2}{s_2+a'_2} \right)$ $N_1 \leq 0,5 \sigma_e \cdot e'_a \cdot s_2$	
		$N_1 \leq P_v$ $N_1 \leq 3750 e \left(\frac{a_2}{a_1} + \frac{a_6}{2a_5} \right)$ $N_1 \leq 3750 e'_s \left(\frac{a'_2}{a'_1} + \frac{a'_6}{2a'_5} \right)$	

Repères des notations

9.3 ASSEMBLAGES À QUATRE FILES DE BOULONS, FIGURE 15

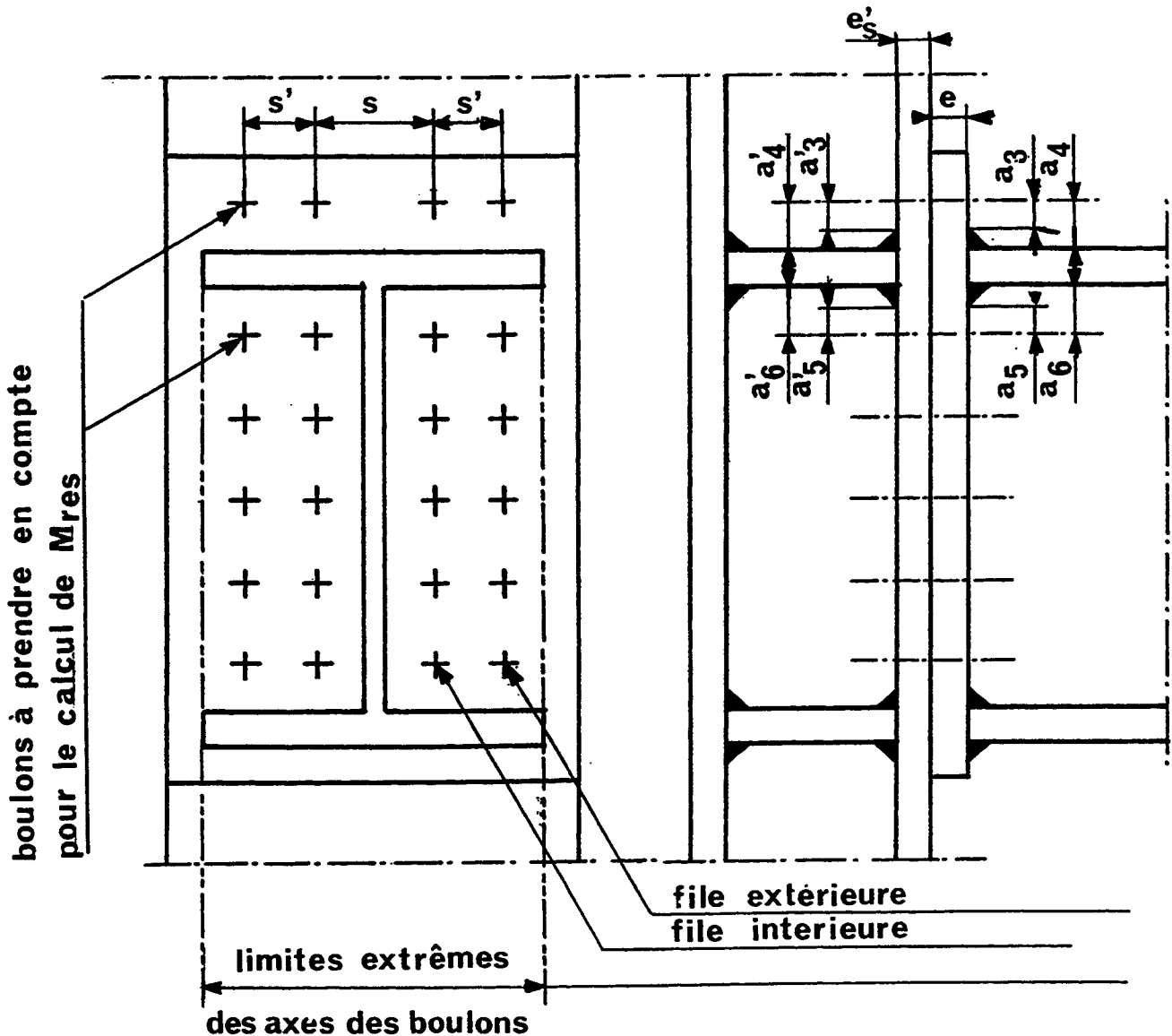


Figure 15

9.3.1 Dispositions constructives

9.3.1.1 Les dispositions constructives de l'article 9.2.1 doivent être appliquées.

9.3.1.2 Les axes des boulons des files extérieures doivent être placés entre les droites joignant les extrémités des ailes de la poutre.

9.3.1.3 La pièce sur laquelle est boulonnée la platine doit comporter un raidisseur dans le prolongement de l'aile tendue de la poutre.

9.3.2 Moment résistant

Le moment résistant se détermine comme dans le cas d'un assemblage à deux files de boulons (9.2.2.2).

Le moment résistant de l'assemblage est la somme des produits de la distance de chaque boulon à la face intérieure de la semelle comprimée par les efforts ci-après.

- Files intérieures de boulons.

Les efforts à considérer sont ceux du tableau 4.

- Files extérieures de boulons.

Seuls les boulons situés de part et d'autre de l'aile tendue sont à considérer.

- Boulons extérieurs.

La plus petite des valeurs :

$$N_1 = P_v$$

$$N_1 \leq 300 e \left(\frac{a_4}{a_3} \cdot \frac{s'}{s' + a_4} \right)$$

$$N_1 \leq 300 e'_s \left(\frac{a'_4}{a'_3} \cdot \frac{s'}{s' + a_4} \right)$$

- Boulons intérieurs

La plus petite des valeurs :

$$N_1 = P_v$$

$$N_1 \leq 300 e \left(\frac{a_6}{a_5} \cdot \frac{s'}{s' + a_6} \right)$$

$$N_1 \leq 300 e'_s \left(\frac{a'_6}{a'_5} \cdot \frac{s'}{s' + a_6} \right)$$

9.4 RAIDISSEURS

9.4.1 Raidisseur entre boulons extérieurs, figure 16

Dans le sens perpendiculaire à l'effort N_1 le raidisseur doit avoir une largeur b_r , au moins égale à $a_4 + 1,5 d_{tr}$.

Dans le sens parallèle à l'effort N_1 le raidisseur doit avoir une longueur l_r , au moins égale à deux fois sa largeur b_r .

L'épaisseur du raidisseur doit être au moins égale à l'épaisseur de l'âme de la poutre.

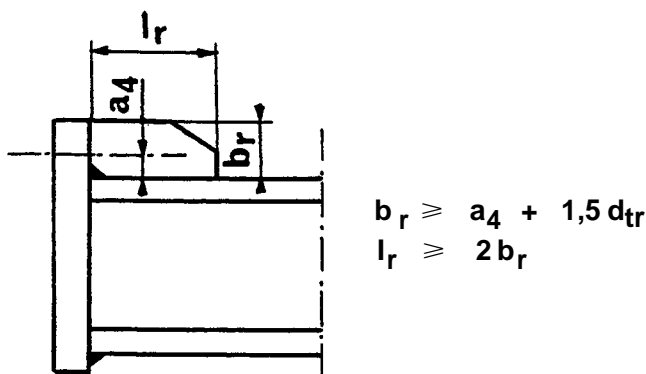


Figure 16

9.4.2 Raidisseurs de poteaux

Les raidisseurs doivent avoir une épaisseur permettant de transférer l'effort de traction ou de compression apporté par les semelles de la poutre.

9.5 SOUDURES

Les soudures de platine sur la poutre et celles des raidisseurs peuvent être des doubles cordons d'angle.

Sauf justifications, les cordons doivent avoir une épaisseur utile égale à 0,7 fois l'épaisseur de l'âme, des ailes ou des raidisseurs; cette épaisseur utile ne doit cependant pas être inférieure à 3 mm.

Pour des épaisseurs d'ailes supérieures à 16 mm, les cordons de soudure doivent être pénétrés.

9.6 ÂME DU POTEAU

L'âme du poteau est vérifiée sous l'effort tranchant dû au moment fléchissant.

norme française

NF P 22-470
Août 1989

Construction métallique **Assemblages soudés**

Dispositions constructives et justification des soudures

E : Steel Construction - Welded connections - Details and design of welds
D : Stahlbau - Schweißverbindungen - Bauliche Ausbildung und Beweis der Schweißnähte

Norme française homologuée par décision du Directeur Général de l'afnor le 5 juillet 1989 pour prendre effet le 5 août 1989.

Remplace la norme enregistrée de même indice de juin 1981.

correspondance Il n'y a pas de Norme internationale traitant de ce sujet.

analyse La présente norme fait partie d'un ensemble de normes sur la construction métallique et concerne particulièrement la conception et la vérification des assemblages soudés.

descripteurs **Thésaurus International Technique** : construction métallique, construction soudée, assemblage soudé, soudure, règle de conception, vérification, résistance des matériaux, charge statique.

modifications Par rapport à la précédente édition de juin 1981, le statut de norme homologuée a remplacé le statut de norme enregistrée. Des adaptations mineures ont également été faites.

corrections

Construction métallique
Assemblages soudés

NF P 22-470

Août 1989

Dispositions constructives et justification des soudures

A VANT-PROPOS

Sauf prescriptions contraires des documents du marché, les efforts à prendre en compte dans cette norme résultent de l'application du chapitre 1 du DTU P22-701 «Règles CM - Règles de calcul des constructions en acier» ou du chapitre 1 du fascicule 61 titre V «Conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier».

SOMMAIRE

	Page	
1	OBJET	4
2	DOMAINE D'APPLICATION	4
3	RÉFÉRENCES	4
4	DÉFINITIONS	5
4.1	Pénétration d'une soudure	5
4.1.1	Soudure à pénétration partielle	5
4.1.2	Soudure à pénétration totale	5
4.1.3	Soudure à pénétration garantie	5
4.2	Racine d'une soudure « o »	5
4.2.1	Soudure bout à bout avec chanfrein	5
4.2.2	Soudure d'angle sans chanfrein	5
4.2.3	Soudure d'angle avec chanfrein	6
4.2.4	Soudure d'angle avec chanfrein naturel	6
4.2.5	Soudure à pénétration garantie	7
4.3	Épaisseur utile « a »	7
4.4	Longueur utile du cordon « l »	7
5	SYMBOLES - UNITÉS	8
5.1	Notations	8
5.2	Unités	8
6	MATÉRIAUX	9
6.1	Aciers de base	9
6.2	Produits d'apport	9
7	EMPLOI DE LA SOUDURE AVEC D'AUTRES PROCÉDÉS D'ASSEMBLAGE	9
8	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	10
8.1	Dispositions communes à tous les assemblages	10
8.2	Assemblages par soudures bout à bout avec chanfreins	12
8.3	Assemblages par soudures d'angle sur pièces non chanfreinées	14
8.4	Assemblages par soudures d'angle sur pièces chanfreinées	17
9	JUSTIFICATIONS DES SOUDURES	19
9.1	Validité des justifications	19
9.2	Soudures bout à bout	19
9.3	Soudures d'angle sans chanfrein	20
9.4	Soudures d'angle avec chanfrein	21
9.5	Soudures sans chanfrein à pénétration garantie	22
ANNEXE A -	Applications de la formule de base	23
A.1 -	Cordons symétriques soumis à un effort normal N	23
A.2 -	Assemblages de pièces fléchies	29

1 OBJET

La présente norme a pour objet de définir les conditions à respecter pour la conception et la justification des assemblages soudés.

Elle indique également les critères de résistance auxquels doivent satisfaire les assemblages soudés.

Elle n'exclut pas une justification à la fatigue pour les assemblages soudés soumis à des chargements répétés.

Elle ne s'applique qu'aux procédés de soudage ci-après :

- soudage avec électrodes enrobées,
- soudage sous flux électroconducteur,
- soudage en atmosphère protectrice avec ou sans usage de flux.

2 DOMAINE D'APPLICATION

Cette norme s'applique à la construction, au renforcement ou à la réparation des ouvrages ou éléments d'ouvrages en acier, inclus dans une opération de bâtiment, de génie civil, de travaux publics d'aménagement et d'équipement.

Le cahier des charges techniques général, ou la lettre d'engagement précise, complète ou modifie ces prescriptions lorsque les ouvrages sont soumis à des règles de sécurité particulières ou lorsque les conditions de chargement sont telles qu'il y a lieu d'envisager des risques spécifiques.

3 RÉFÉRENCES

NF A 35-501	Aciers de construction d'usage général - Nuances et qualités - Tôles minces, moyennes et fortes, larges-plats, laminés marchands et poutrelles.
NF A 35-502	Aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique - Tôles minces, moyennes et fortes, larges-plats, laminés marchands et poutrelles.
NF A 35-504	Poutrelles et profils en aciers à haute limite d'élasticité pour constructions soudées - Nuances et qualités.
NF A 36-102	Bandes laminées à chaud en acier doux non allié pour transformation.
NF A 36-201	Tôles en aciers à haute limite d'élasticité pour constructions soudées - Nuances et qualités.
NF A 36-203	Tôles en aciers soudables pour formage à froid à haute limite d'élasticité - Nuances et qualités.
NF A 36-322	Tôles d'aciers galvanisées en continu à limite d'élasticité imposée pour pliage et profilage.
NF A 49-501	Tubes en acier - Profil creux sans soudures ou soudés finis à chaud pour construction - Dimensions - Conditions techniques de livraison.
NF A 49-541	Tubes en acier - Profils creux soudés finis à froid pour construction - Dimensions - Conditions techniques de livraison.
DTU P 22-701	Règles CM - Règles de calcul des constructions en acier.
NF P 22-411	Construction métallique - Assemblages rivés - Exécution des assemblages.
NF P 22-431	Construction métallique - Assemblages par boulons non précontraints - Exécution des assemblages.
NF P 22-462	Construction métallique - Assemblages par boulons à serrage contrôlé - Usinage et préparation des assemblages.
NF P 22-471	Construction métallique - Assemblages soudés - Fabrication.

4 DÉFINITIONS

4.1 Pénétration d'une soudure

4.1.1 Soudure à pénétration partielle

Soudure n'intéressant qu'une partie de l'épaisseur de chacun des éléments assemblés.

4.1.2 Soudure à pénétration totale

Soudure effectuée par un (ou plusieurs) procédé(s), dans des conditions précises, assurant la liaison sur toute l'épaisseur de l'un au moins des éléments assemblés.

4.1.3 Soudure à pénétration garantie

Soudure effectuée par un (ou plusieurs) procédé(s), dans des conditions précises, assurant de façon certaine la liaison des éléments assemblés sur une profondeur définie.

4.2 Racine d'une soudure «o»

4.2.1 Soudure bout à bout avec chanfrein (figure 1)

La racine d'une soudure est, par convention, le sommet de l'angle dièdre formé par les faces des chanfreins.



Figure 1

4.2.2 Soudure d'angle sans chanfrein (figure 2)

La racine d'une soudure à pénétration partielle est, par convention, le sommet de l'angle dièdre formé par les pièces assemblées.



Figure 2

4.2.3 Soudure d'angle avec chanfrein (figure 3)

La racine d'une soudure est, par convention, le sommet de l'angle dièdre formé par les faces des chanfreins.

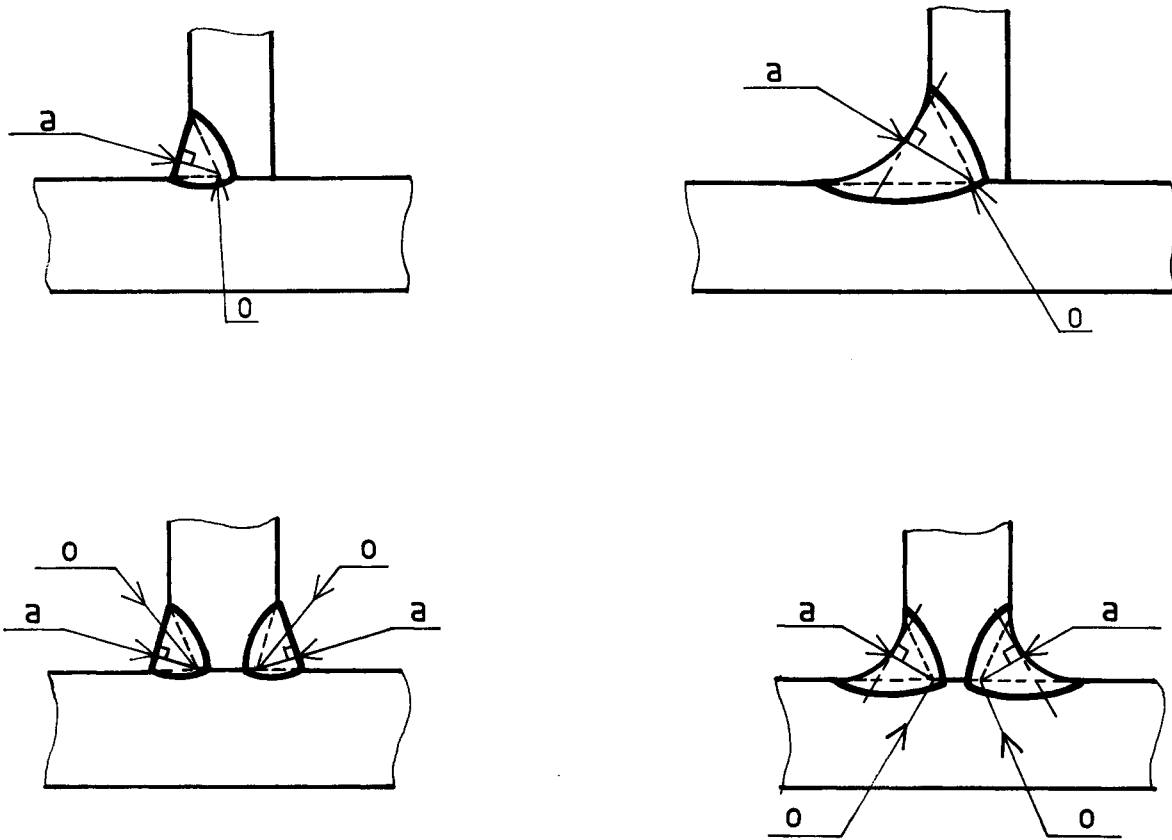


Figure 3

4.2.4 Soudure d'angle avec chanfrein naturel (figure 4)

La racine d'une soudure est, par convention, le sommet de l'angle dièdre formé par les pièces assemblées.



Figure 4

4.2.5 Soudure à pénétration garantie (figure 5)

Dans le cas de soudage par un procédé à pénétration garantie, la racine est le point de la ligne de joint que la pénétration atteint en toute certitude.

La pénétration garantie peut être totale ou partielle.

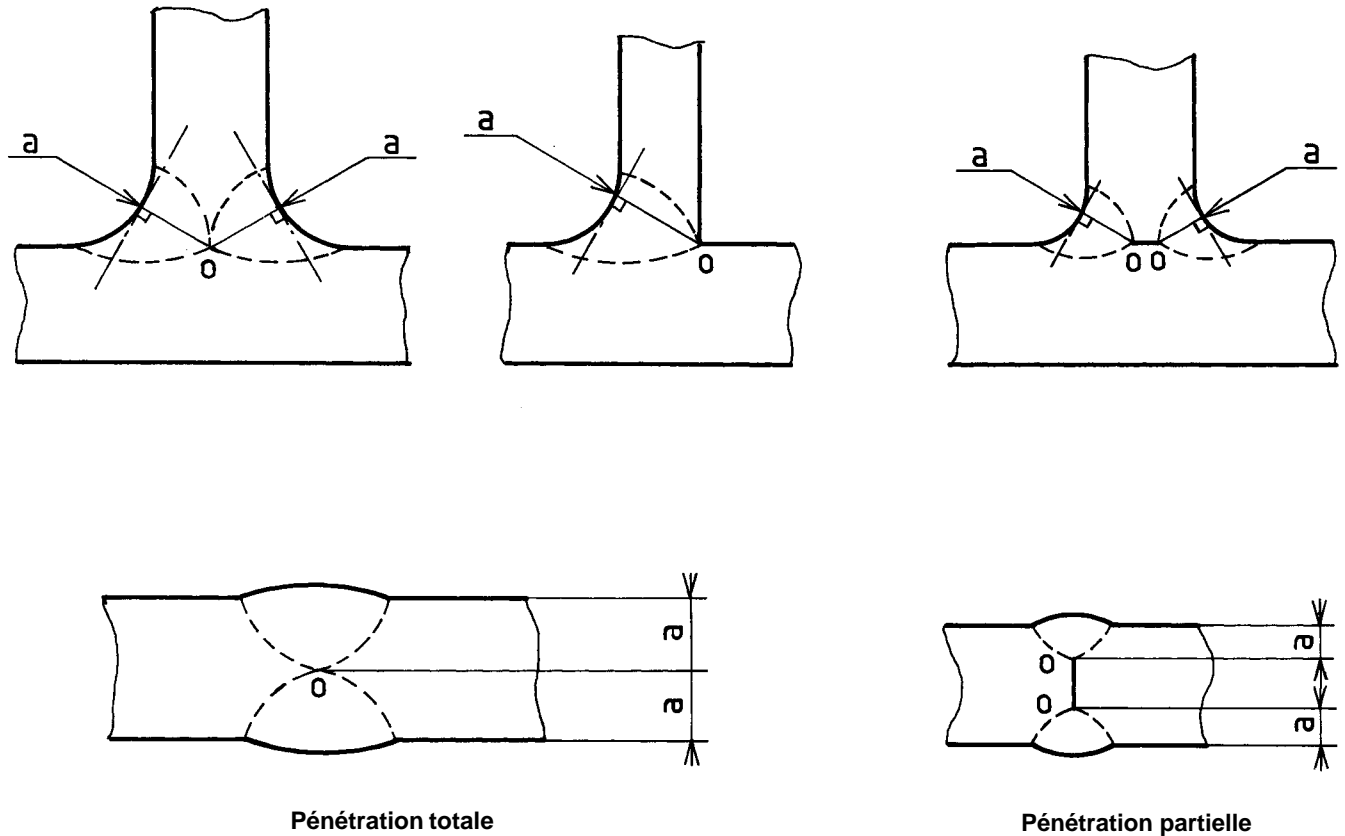


Figure 5

4.3 Épaisseur utile «a»

L'épaisseur utile ou gorge d'une soudure est la distance minimale de la racine à la surface de la soudure, compte non tenu d'un bombé éventuel (figures 1 à 5).

4.4 Longueur utile du cordon « l »

La longueur utile d'un cordon de soudure est égale à sa longueur réelle diminuée de la longueur des cratères d'extrémité lorsque aucune disposition n'est prise pour les éliminer.

La longueur de chacun des cratères est prise forfaitairement égale à l'épaisseur utile «a».

5 SYMBOLES - UNITÉS

5.1 Notations

I	moment d'inertie,
M	moment fléchissant relatif à l'état limite ultime appliqué à l'assemblage,
N	effort normal relatif à l'état limite ultime appliqué à l'assemblage,
V	effort tranchant relatif à l'état limite ultime appliqué à l'assemblage,
S	moment statique,
a	épaisseur utile d'un cordon ou gorge de soudure,
b	largeur d'une pièce,
c	valeur du talon dans une préparation en V ou en K,
d	distance entre deux cordons de soudure,
d_v	diamètre de perçage pour rivets et boulons,
h	hauteur des profilés,
h_w	hauteur d'âme des profilés, mesurée entre ailes,
ℓ	longueur utile d'un cordon de soudure,
t	épaisseur des pièces,
t_w	épaisseur d'âme en profilés,
t_{\min}	épaisseur de la pièce la plus mince,
r	rayon moyen de pliage,
σ_e	<i>limite d'élasticité garantie des pièces assemblées,</i>
σ_{\perp}	<i>contrainte perpendiculaire à la section de gorge,</i>
σ_{\parallel}	contrainte parallèle à la section de gorge,
τ_{\perp}	contrainte de cisaillement perpendiculaire à la section de gorge,
τ_{\parallel}	<i>contrainte de cisaillement parallèle à la section de gorge,</i>
K	coefficient minorateur fonction de la nuance d'acier,
α, β	angles d'inclinaison des efforts sur la section de gorge.

5.2 Unités

- efforts en newtons (N),
- moments en newtons millimètres (N.mm),
- contraintes en mégapascals (MPa) (N/mm²),
- longueurs en millimètres (mm).

6 MATÉRIAUX

6.1 Aciers de base

Les caractéristiques des aciers de base doivent satisfaire aux valeurs fixées par les normes :

- NF A 35-501 et NF A 36-102 pour les nuances E 24, E 28 et E 36,
- NF A 35-502, NF A 36-201, NF A 36-203, NF A 36-322, NF A 49-541 NF A 49-501,
- et pour toutes les nuances contenues dans ces normes.

Le choix de la qualité des aciers doit faire l'objet d'une étude basée sur une « méthode de choix de qualité » en fonction des données fixées par le cahier des charges pour la construction et/ou l'élément considéré (température de service, épaisseur maximale des produits, intensité des sollicitations, degré de sécurité exigé, etc.).

Les éléments secondaires, définitifs ou provisoires, soudés sur des parties principales doivent avoir des caractéristiques de soudabilité équivalentes à celles de ces dernières.

L'ensemble des études sur le choix des qualités d'acier doit être inclus dans le dossier technique relatif à la construction.

Les dessins d'exécution doivent indiquer les nuances et qualités d'acier retenues.

6.2 Produits d'apport

Les produits d'apport doivent satisfaire aux normes en vigueur et donner un métal déposé dont les caractéristiques mécaniques sont au moins égales à celles du métal de base, et, dans le cas d'assemblage de nuances d'acier différentes, un métal déposé correspondant au moins à la nuance la plus basse.

7 EMPLOI DE LA SOUDURE AVEC D'AUTRES PROCÉDÉS D'ASSEMBLAGE

7.1 Dans un même assemblage, l'emploi de cordons de soudure n'est pas compatible avec celui de boulons non précontraints et de rivets.

7.2 Dans un même assemblage, l'emploi simultané de cordons de soudure et de boulons à serrage contrôlé n'est admissible que si la répartition des efforts entre les procédés d'assemblage n'est pas modifiée :

- par les déformations de l'assemblage à la mise en place,
- par l'ordre des opérations de mise en œuvre des divers procédés.

Exemple : figure 6 :

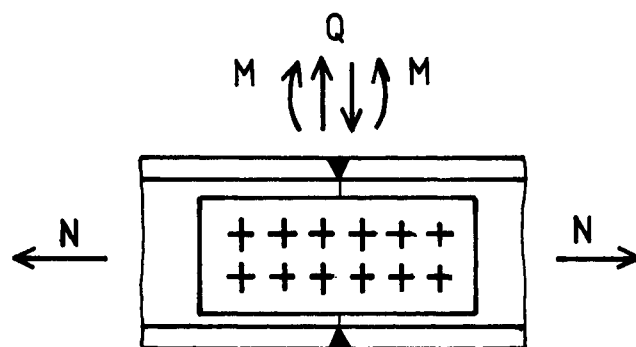
phase 1 : préserrage d'accostage des pièces,

phase 2 : soudage,

phase 3 : serrage définitif.

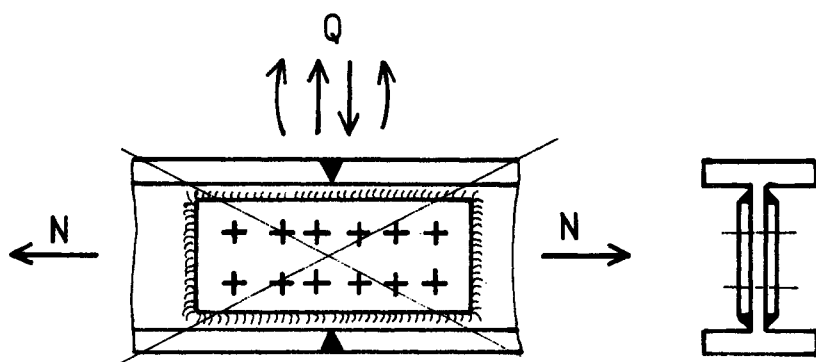
Les soudures assurent la transmission de M et N (figure 6) et M (figure 8).

Les boulons assurent la transmission de Q.



Admissible

Figure 6



Non admissible

Figure 7

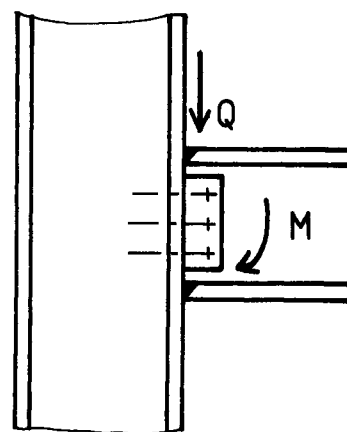


Figure 8

7.3 Conformément aux articles 3.2.1 de la norme NF P 22-411 et 3.2.3 des normes NF P 22-431 et NF P 22-462, tout soudage ultérieur à l'opération de poinçonnage non suivie d'un alésage des trous de rivets ou de boulons ne doit pas être exécuté à moins de $3 d_v$ des bords des trous pour la qualité 2 effervescente des aciers de la norme NF A 35-501.

8 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

8.1 Dispositions communes à tous les assemblages

8.1.1 Les assemblages doivent être étudiés de manière à réduire le nombre de soudures à exécuter en position incommode ou sans abri. Toutes les dispositions doivent être prises pour réduire le plus possible les contraintes dues aux effets calorifiques ou de retrait.

En particulier, dans le cas d'ensembles complexes, la disposition des assemblages doit permettre l'exécution de chaque cordon dans de bonnes conditions d'accessibilités, sans nécessiter un ordre conduisant à effectuer les derniers sur des pièces entièrement bridées.

8.1.2 Les assemblages doivent être conçus de manière à minimiser les efforts secondaires.

8.1.3 Les accumulations de soudures et les dispositions conduisant à des concentrations de contraintes élevées doivent être évitées.

8.1.4 Les conditions de pliage à froid doivent être conformes aux stipulations ou annexes des normes des produits.

De plus pour les aciers relevant des normes NF A 35-501 et NF A 35-502, et en raison des risques de vieillissement, les pièces pliées à froid ne doivent pas recevoir de cordons de soudure sur une distance inférieure à cinq fois l'épaisseur du produit (distance mesurée à partir du début de l'arrondi de pliage- figure 9).

Cette distance peut être réduite si une justification expérimentale est donnée.

Ces pièces pliées à froid peuvent recevoir, sans conditions de distance, des cordons de soudure si les conditions du tableau 1 sont respectées.

Tableau 1

	Normes		$t_{(mm)}$	r/t
	NF A 35-501	NF A 35-502		
Qualité	Toutes	Toutes	> 16	≥ 20
			≤ 16	≥ 10
	3 - 4		≤ 12	≥ 3
	4		≤ 8	$\geq 1,5$

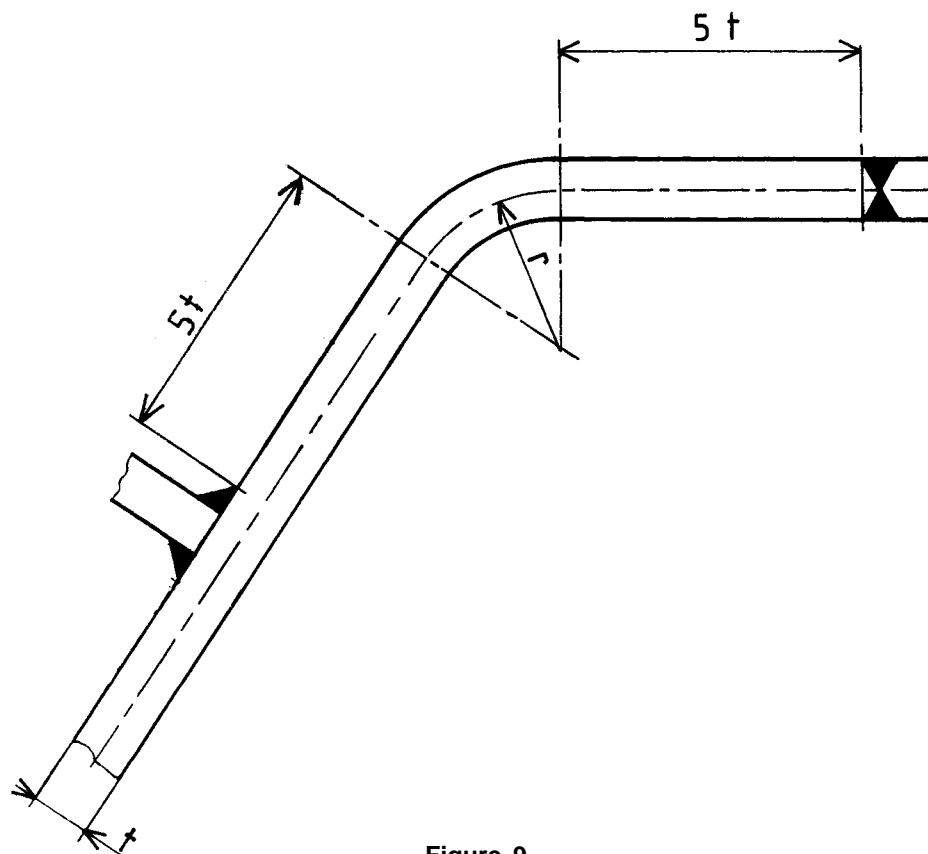


Figure 9

8.2 Assemblages par soudures bout à bout avec chanfreins

8.2.1 Les croisements, en T ou en croix, de cordons sont admis, sous réserve de dispositions d'exécution réduisant les contraintes de retrait.

8.2.2 Dans le cas d'assemblages de pièces d'épaisseurs différentes, et si la pièce la moins épaisse est soumise à une contrainte de traction calculée supérieure à $0,5 \sigma_e$ la variation de section doit s'effectuer graduellement, avec une pente ne dépassant pas $1/3$. Ce résultat est obtenu en donnant une forme convenable au dépôt de métal fondu et en délardant, si nécessaire, la pièce la plus épaisse (voir figure 11).

Pour la détermination de la pente, la largeur de la soudure doit être prise en considération.

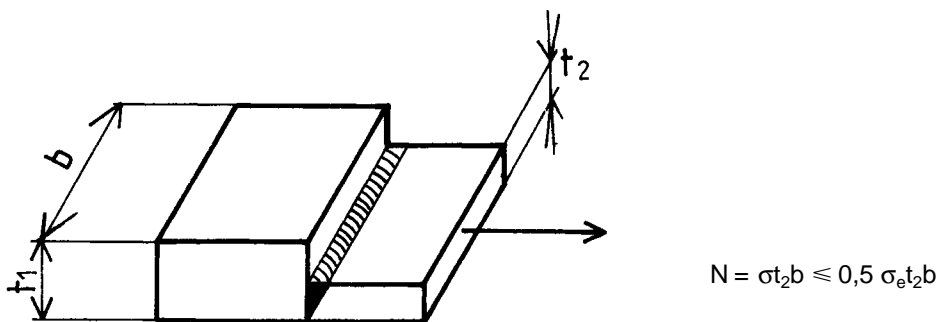


Figure 10 (contrainte de traction calculée inférieure à $0,5 \sigma_e$)

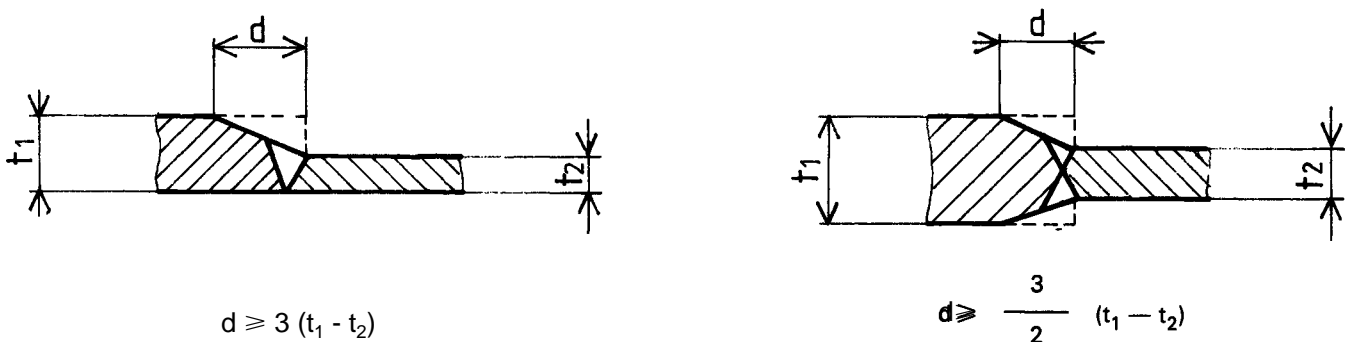


Figure 11

8.2.3 Les soudures à pénétration partielle d'un côté ne sont admises que dans les conditions suivantes :

8.2.3.1 Lorsque l'assemblage est sollicité en traction, compression ou cisaillement, la valeur du talon «c» est inférieure ou égale à la plus petite des valeurs :

$$t/5 \text{ et } 3 \text{ mm, } t_2/5 \text{ et } 3 \text{ mm}$$

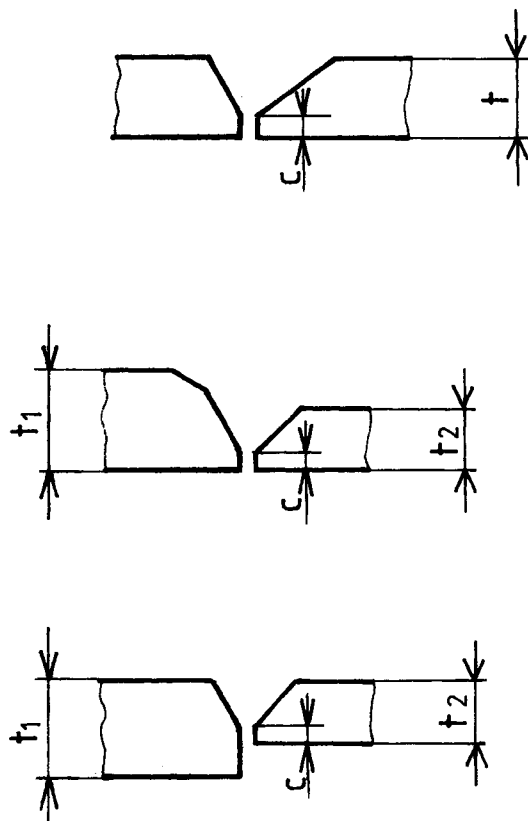


Figure 12.2

8.2.3.2 Lorsque les pièces assemblées comportent des soudures sollicitées en traction et exécutées soit sur le pourtour complet des pièces (profils fermés - figure 13), soit sur deux éléments symétriques des pièces (profils ouverts en I et H - figure 13) :

- les valeurs des talons «c» sont inférieures ou égales aux plus petites des valeurs : $t/2$ et $t_2/2$,
- les valeurs des gorges répondent aux conditions du tableau 2.

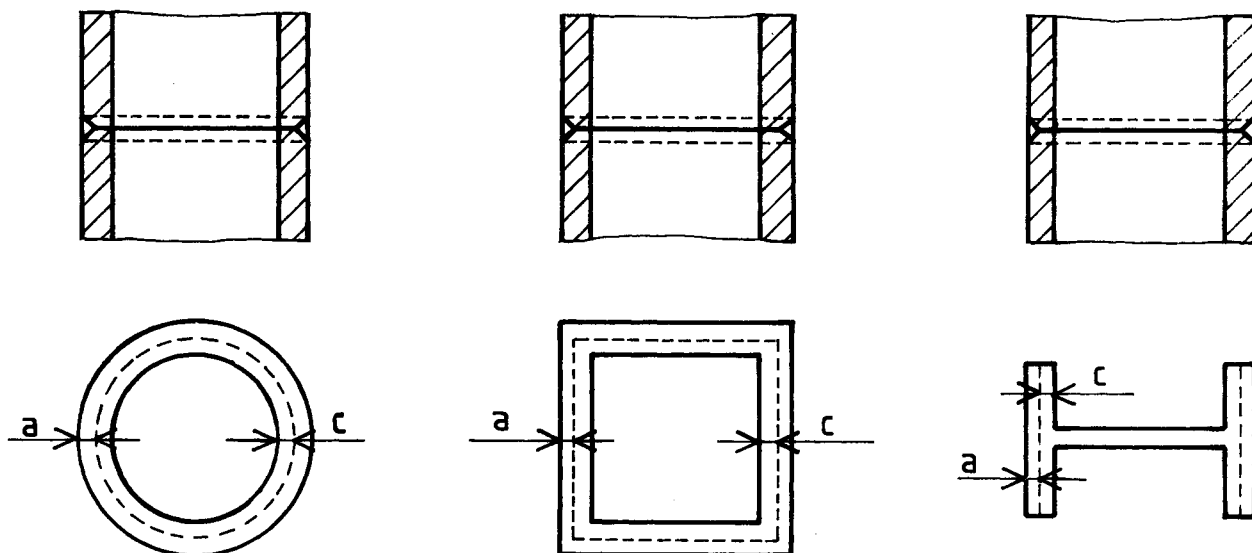
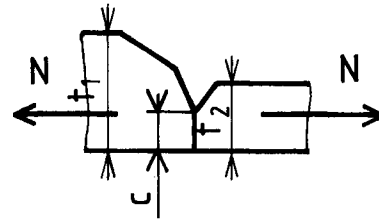
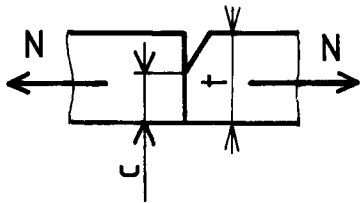


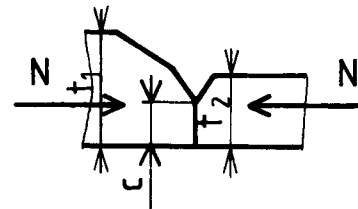
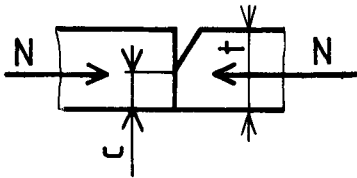
Figure 13

8.2.3.3 Lorsque les efforts appliqués n'entraînent pas une ouverture du joint du côté opposé à la soudure (compression et cisaillement) :

- la valeur du talon «c» est inférieure ou égale à la plus petite des valeurs : $t/2$ et $t_2/2$,
- la valeur de gorge répond aux conditions du tableau 2,
- les parties des pièces non soudées sont en contact sur toute la surface (figure 14).



Interdit

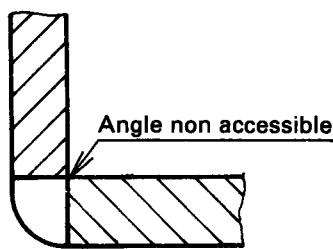


Admis

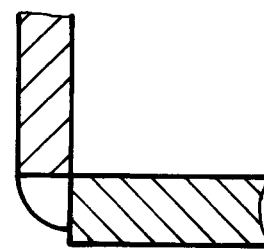
Figure 14

8.3 Assemblages par soudures d'angle sur pièces non chanfreinées

8.3.1 Les cordons sont plats ou concaves. Les cordons bombés sont à employer pour les angles extérieurs (chanfreins naturels) afin d'assurer la continuité des pièces (figure 15).



Recommandé



Non recommandé

Figure 15

8.3.2 En fonction de l'épaisseur de la pièce la plus mince, la valeur maximale de gorge d'une soudure d'angle doit répondre à l'une des conditions suivantes :

- pour $t_{min} \leq 7$ mm $a = t_{min}$
- pour $t_{min} > 7$ mm la gorge «a» ne doit pas être supérieure à la plus petite des valeurs :

$$\frac{t_{min} + 7}{2} \quad \text{et } 15 \text{ mm}$$

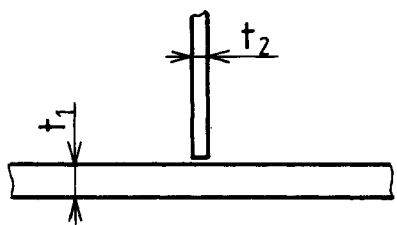
8.3.3 La longueur des cordons ainsi que la section transversale (gorge) des passes des soudures sont conditionnées par l'énergie minimale de soudage nécessaire à la bonne qualité de leur exécution.

Les dimensions minimales à respecter sont données dans le tableau 2 ci-dessous, en fonction des épaisseurs à souder et de la limite d'élasticité de l'acier de base.

Tableau 2

σ_e (MPa)	Longueur « <i>l</i> » (mm)	Gorge « <i>a</i> » (mm)			
	« <i>l</i> » min	<i>t</i> ₂	« <i>a</i> » min	<i>t</i> ₂	« <i>a</i> » min
$\sigma_e = 240$	Sup (10 « <i>a</i> » ; 50) *	≤ 3	<i>t</i> ₂	> 3	Sup (3 ; 0,5 √ <i>t</i> ₁)
$240 < \sigma_e \leq 280$ **	Sup (10 « <i>a</i> » ; 50)	≤ 4	<i>t</i> ₂	> 4	Sup (4 ; 0,5 √ <i>t</i> ₁)
$280 < \sigma_e \leq 355$	Sup (16 « <i>a</i> » ; 100)	≤ 5	<i>t</i> ₂	> 5	Sup (5 ; 0,5 √ <i>t</i> ₁)
$355 < \sigma_e$	à déterminer dans chaque cas				

(*) Sup (*a* ; *b*) : La plus grande des deux valeurs «*a*» et «*b*».
 (**) Pour tubes ($\sigma_e = 295$ MPa, Norme NF A 49-501).



Dans le cas où la condition relative à la section transversale ne peut être respectée, des modalités particulières d'exécution doivent être spécifiées dans le mode opératoire de soudage (préchauffage, postchauffage...).

8.3.4 Dans le cas d'un croisement de cordons dans les assemblages formant dièdre, l'une des pièces peut comporter une échancrure si elle n'est pas ou peu sollicitée (figure 16).

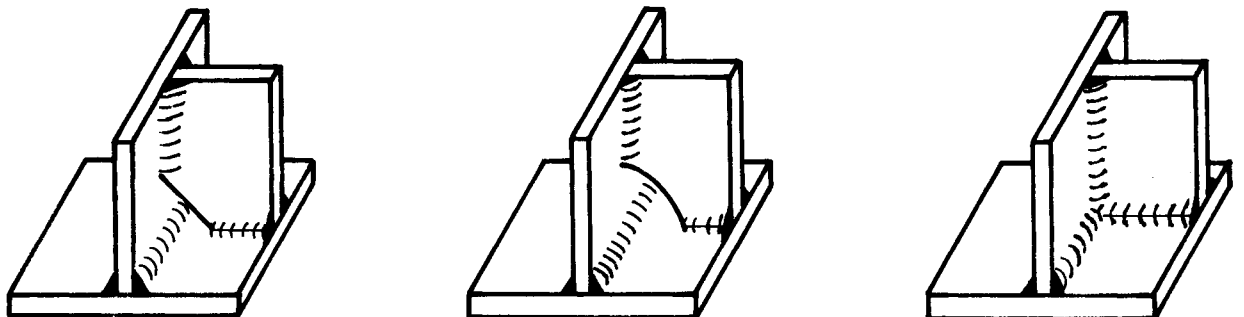


Figure 16

8.3.5 Le croisement d'une soudure bout à bout et d'une soudure d'angle est admis (figure 17).

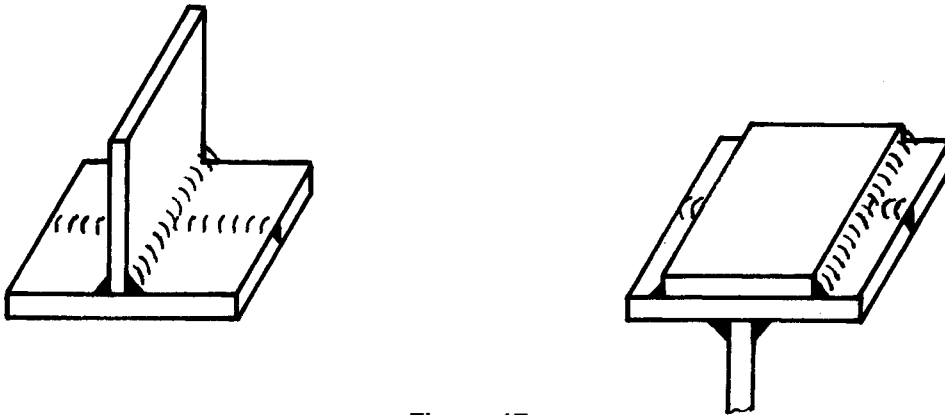


Figure 17

8.3.6 Quand plusieurs plats sont superposés, ils doivent toujours être assemblés sur leurs rives par des cordons de soudure.

Pour des aciers de base de limite d'élasticité inférieure ou égale à 355 MPa, les cordons peuvent être continus ou discontinus suivant que les pièces sont soumises ou non à des conditions favorisant l'oxydation.

Dans le cas de cordons discontinus, les soudures doivent être réparties uniformément sur toute la longueur des pièces (figure 18).

- les longueurs de soudure (l_1) aux deux extrémités des pièces doivent être égales ou supérieures à la largeur du plat à assembler.
- les longueurs des cordons intermédiaires (l_2) doivent satisfaire aux conditions du paragraphe 8.3.3.
- la distance (d) entre deux extrémités successives de deux soudures doit être inférieure ou égale à :
 - $22 t_{\min}$ pour les aciers E 24 et E 28,
 - $18 t_{\min}$ pour les autres nuances d'acier.

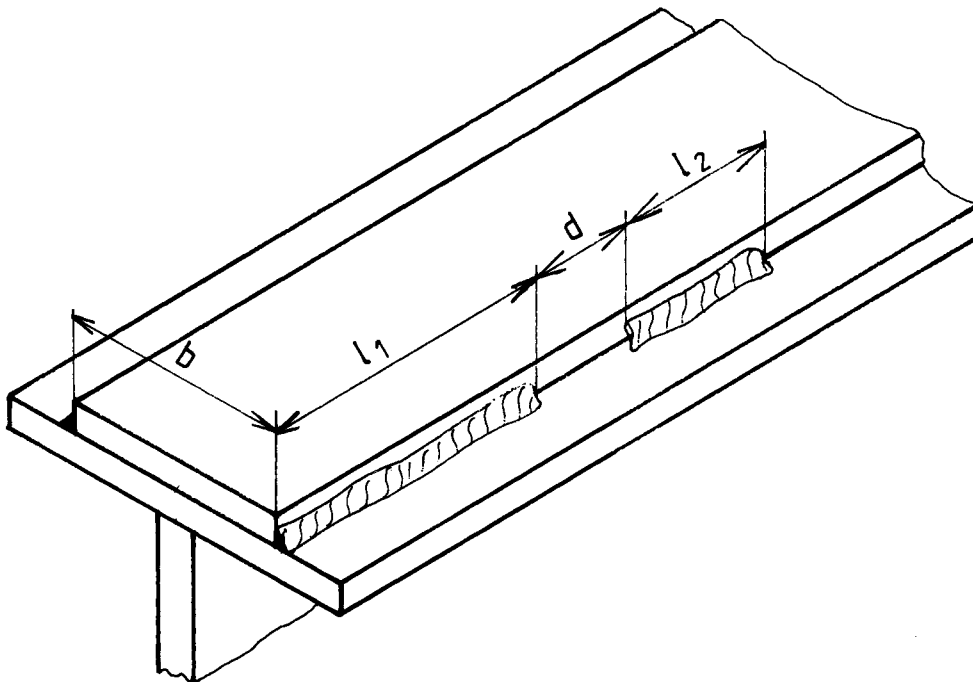


Figure 18

8.3.7 Pour les P.R.S. (profilés reconstitués soudés) et dans les cas où les soudures sont exécutées d'un seul côté entre les semelles et l'âme, elles sont complétées sur l'autre côté de l'âme et rendues symétriques aux points d'appui et aux points d'application des charges concentrées lorsque celles-ci sont supérieures à la moitié de la charge localement admissible et s'il n'est pas prévu de raidisseur d'âme.

8.4 Assemblages par soudures d'angle sur pièces chanfreinées

8.4.1 Pièces chanfreinées des deux côtés (figure 19)

Les soudures complètes ou partielles sur les deux côtés d'une pièce sont autorisées.



Figure 19

8.4.2 Pièces chanfreinées d'un seul côté

8.4.2.1 Sans talon

Les soudures sur pièce chanfreinée sans talon sont autorisées.

8.4.2.2 Avec talon (figures 20,21,22)

Les soudures avec talon ne sont admises que dans les conditions suivantes :

8.4.2.2.1 Lorsque l'assemblage est sollicité en traction, compression ou cisaillement, la valeur du talon «c» est inférieure ou égale à la plus petite des valeurs ;

$$t_2/5 \text{ et } 3 \text{ mm}$$

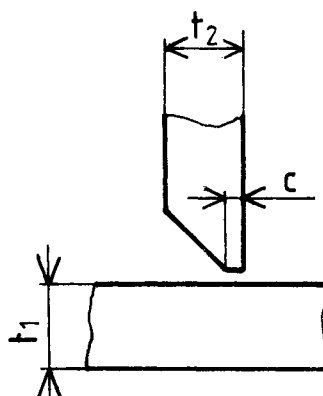


Figure 20

8.4.2.2.2 Lorsque les pièces assemblées comportent des soudures sollicitées en traction et exécutées soit sur le pourtour complet des pièces (profils fermés - figure 21), soit sur deux éléments symétriques des pièces (profils ouverts en I et H - figure 21) :

- les valeurs des talons «c» sont inférieures ou égales aux valeurs $t_2/2$,
- les valeurs des gorges répondent aux conditions du tableau 2.

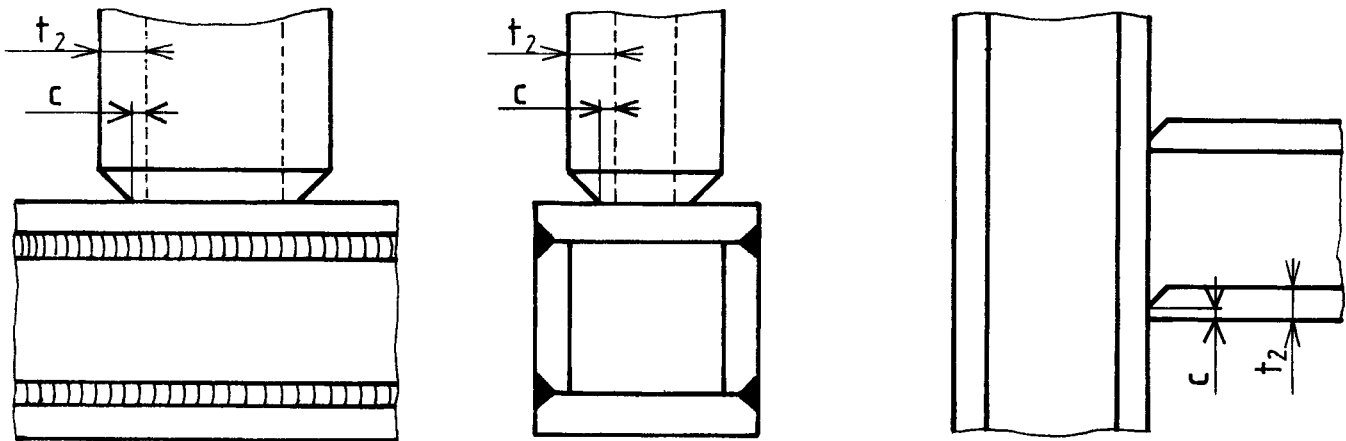


Figure 21

8.4.2.2.3 Lorsque les efforts appliqués n'entraînent pas une ouverture du joint du côté opposé à la soudure (compression et cisaillement) :

- la valeur du talon «c» est inférieure ou égale à la valeur $t_2/2$,
- la valeur de gorge répond aux conditions du tableau 2,
- les parties des pièces non soudées sont en contact sur toute la surface (figure 22).



Figure 22

9 JUSTIFICATIONS DES SOUDURES

9.1 Validité des justifications

Les conditions de vérification des soudures ne sont valables que si les conditions d'exécution des soudures définies par la norme NF P 22-471, sont strictement respectées.

9.2 Soudures bout à bout (figures 23, 24)

9.2.1 Aucune vérification n'est exigée pour :

Les pièces chanfreinées avec ou sans talon si celui-ci est égal à la plus faible des valeurs ;
 $t_1/5$ et 3 mm , $t_2/5$ et 3 mm

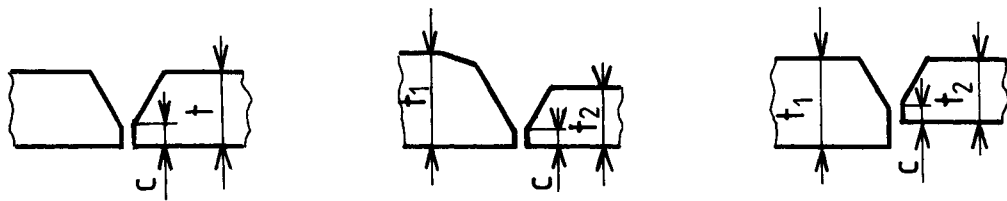


Figure 23

9.2.2 Si la valeur du talon est supérieure à celle indiquée ci-dessus, les soudures sont à vérifier avec la valeur théorique de gorge «a» et doivent satisfaire à la relation :

$$\frac{N}{\sum a l} \leq \sigma_e$$



Figure 24

9.3 Soudures d'angle sans chanfrein

La justification des soudures d'angle sans chanfrein peut être effectuée par l'une des deux méthodes suivantes :

9.3.1 Formule de base (figure 25)

Les composantes σ_{\perp} , τ_{\perp} et τ_{\parallel} doivent satisfaire aux inégalités

$$K \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \sigma_e$$

$$\text{et } \sigma_{\perp} \leq \sigma_e$$

avec

σ_{\perp} , τ_{\perp} , τ_{\parallel} composantes déterminées par la résistance des matériaux de la contrainte moyenne rapportée à la section de gorge du cordon (section minimale de surface $a \cdot \ell$).

σ_{\parallel} contrainte normale rapportée à la section transversale de gorge du cordon (on n'en tient pas compte dans les calculs de justification).

avec, quelle que soit l'épaisseur du produit :

$K = 0,7$ pour les nuances E 24, E 24 W, TSE 235, TUE 235,

$K = 0,85$ pour les nuances E 28, E 275 D, TSE 275, TSE 295, TUE 275,

$K = 1$ pour les nuances E 36, E 36 W, E 355, E 375, E 420, E 460, TSE 355, TSE 450, TUE 355, TUE 450, E 335 D, E 390 D, E 430 D, E 445, E 490 D.

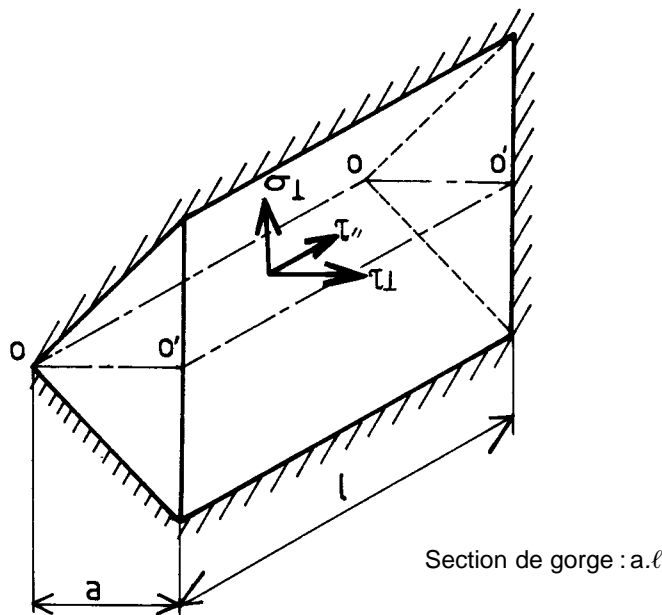


Figure 25

Dans le cas où l'assemblage est constitué d'aciers de nuances différentes, la limite d'élasticité à retenir pour l'application de la formule est celle de la nuance la plus faible.

Des applications de cette formule de base, pour les principaux cas, sont données en annexe.

9.3.2 Formule simplifiée

On peut se dispenser de justification plus poussée dès que l'on vérifie pour chaque cordon, quels que soient la direction de l'effort F et l'angle formé par les faces assemblées, la condition suivante :

$$\sigma = \frac{KF}{al} \leq 0,6 \cdot \sigma_e$$

9.4 Soudures d'angle avec chanfrein

9.4.1 Aucune justification n'est exigée pour les soudures effectuées sur pièces chanfreinées avec talon si la valeur «c» de celui-ci est inférieure ou égale à la plus faible des valeurs :

$$t_2/5 \text{ et } 3 \text{ mm}$$

et si la somme des gorges est égale ou supérieure à l'épaisseur de la pièce chanfreinée (figure 26).

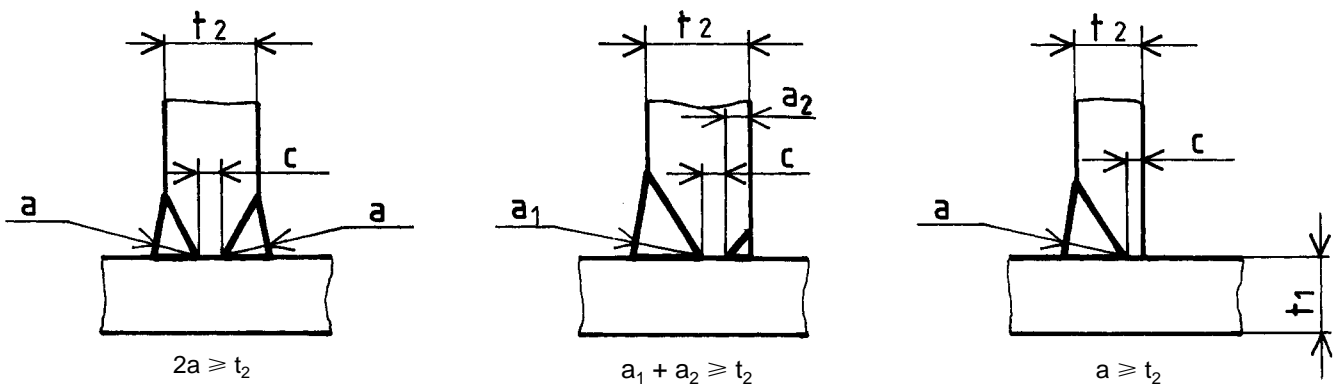


Figure 26

9.4.2 Pour des valeurs de «c» plus grandes que celles indiquées ci-dessus, les soudures sont à vérifier comme des soudures d'angle sans chanfrein.

9.4.3 Aucune justification n'est exigée pour les soudures effectuées sur pièces chanfreinées sans talon (figure 27).



Figure 27

9.5 Soudures sans chanfrein à pénétration garantie

L'épaisseur utile «a» à prendre en compte dans les justifications doit être déterminée expérimentalement suivant la nature du procédé de soudage, de ses conditions de mise en œuvre et de contrôle d'exécution.

9.5.1 Soudure bout à bout

Aucune justification n'est exigée si les conditions d'exécution assurent une épaisseur des cordons au moins égale à l'épaisseur de la plus faible des pièces assemblées, c'est le cas pour :

- l'assemblage des tôles de 4 mm d'épaisseur au plus en soudage manuel avec électrodes normales et 10 mm au plus en soudage à forte pénétration.

Dans les autres cas, les soudures sont à justifier avec la valeur théorique d'épaisseur utile «a» et doivent satisfaire à la relation suivante :

$$\frac{N}{\sum al} \leq \sigma_e$$

9.5.2 Soudure d'angle

Aucune justification n'est exigée si les conditions d'exécution assurent une épaisseur des cordons au moins égale à l'épaisseur t_2 (figure 28).

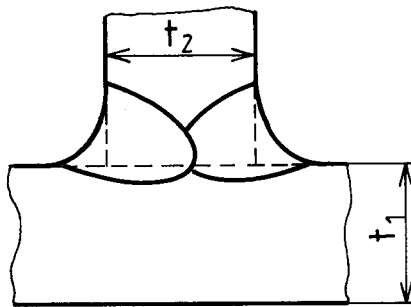


Figure 28

Dans les autres cas, les soudures sont à justifier avec la valeur théorique d'épaisseur utile «a» et doivent satisfaire aux formules du chapitre 9.3 «soudures d'angle sans chanfrein».

ANNEXE A

(fait partie intégrante de la norme)

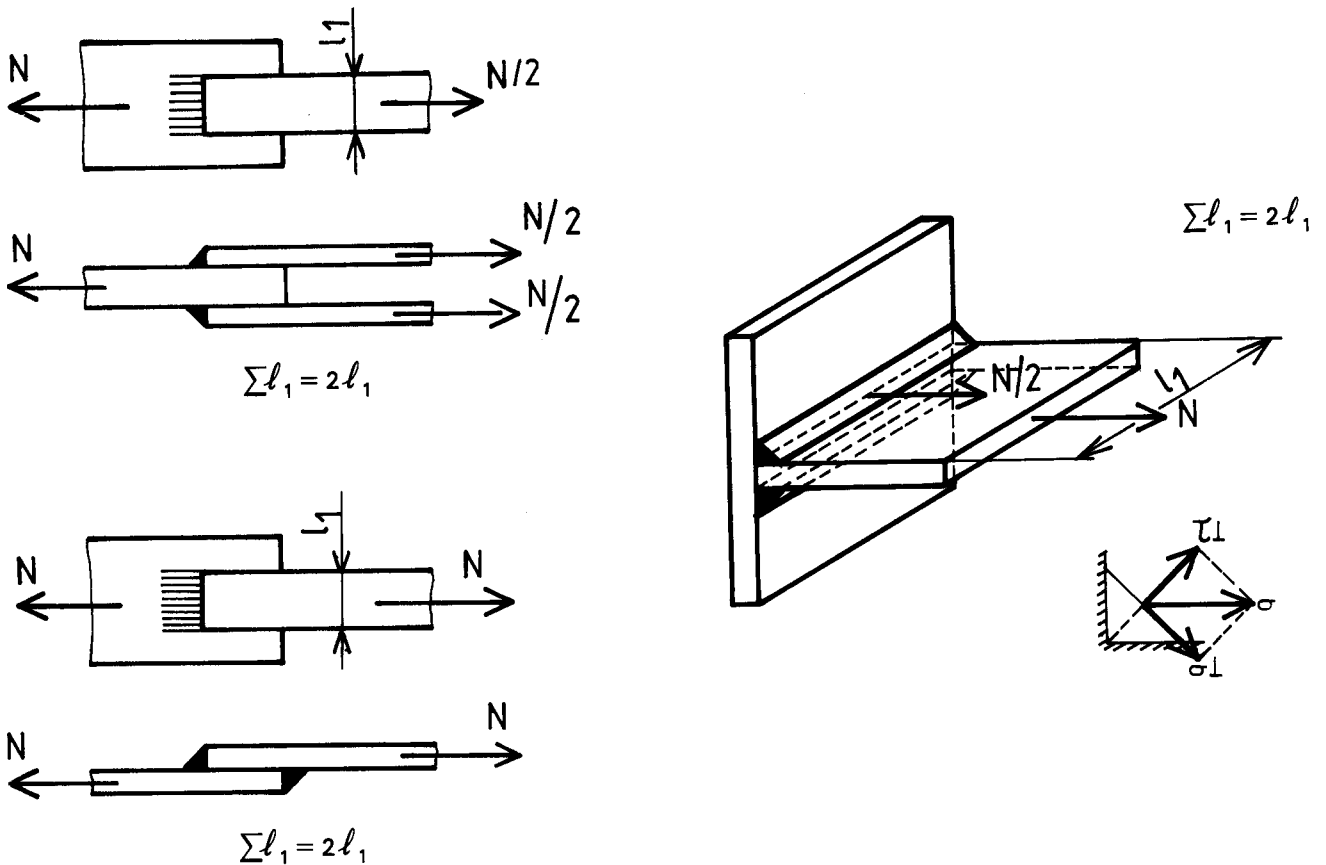
APPLICATIONS DE LA FORMULE DE BASE

A.1 Cordons symétriques soumis à un effort normal N

$$K \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \sigma_e$$

A.1.1 Cordons frontaux (figure A.1)

l_1 étant la longueur utile d'un cordon



$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{N}{\sqrt{2} \cdot \sum a l_1}$$

Figure A.1

La formule fondamentale s'écrit

$$K^2 \left[\frac{N^2}{2(\sum a l_1)^2} + \frac{3N^2}{2(\sum a l_1)^2} \right] \leq \sigma_e^2$$

$$K \frac{N\sqrt{2}}{\sum a l_1} \leq \sigma_e$$

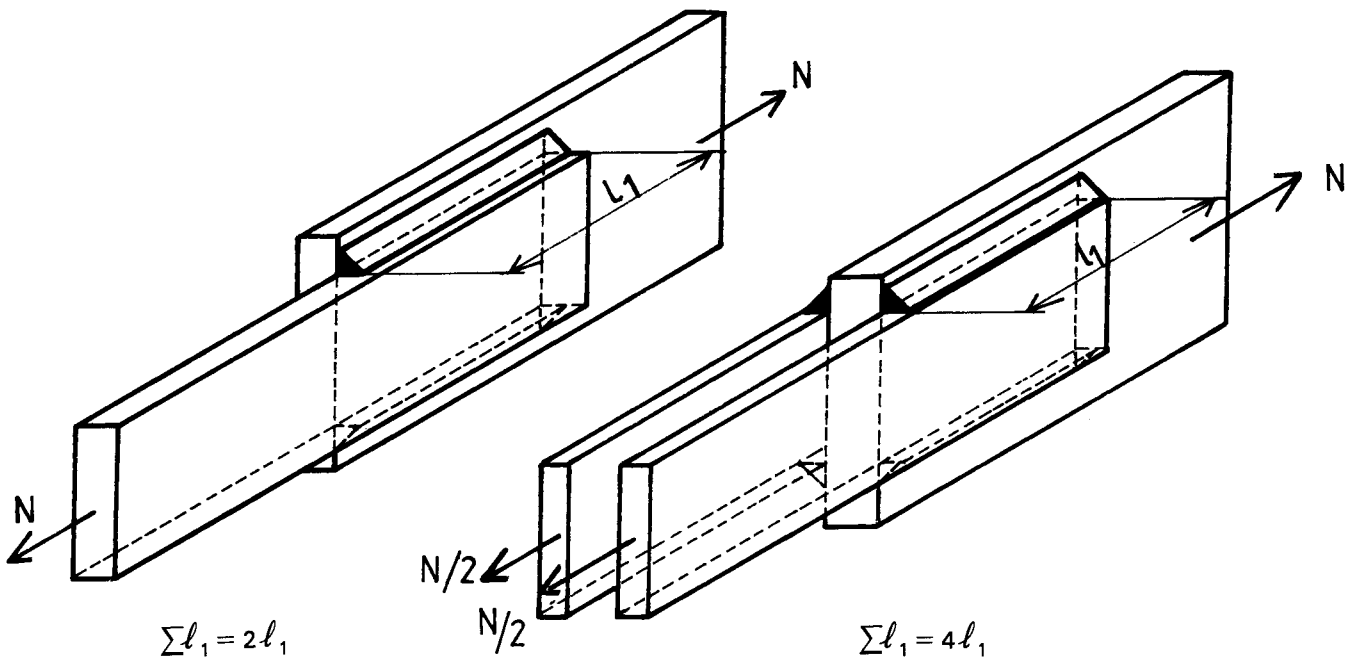
A.1.2 Cordons latéraux (figure A.2)

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{N}{\sum a l_1}$$

La formule fondamentale se réduit à :

$$\sqrt{3} K \frac{N}{\sum a l_1} \leq \sigma_e$$



l_1 étant la longueur utile d'un cordon

Figure A.2

A.1.3 Cordons obliques (figure A.3)

La décomposition de l'effort N suivant la ligne du cordon et sa perpendiculaire donne les efforts :

$N \cos \alpha$: qui est latéral par rapport au(x) cordon(s)

$N \sin \alpha$: qui est frontal par rapport au(x) cordon(s)

ℓ_1 étant la longueur utile d'un cordon.

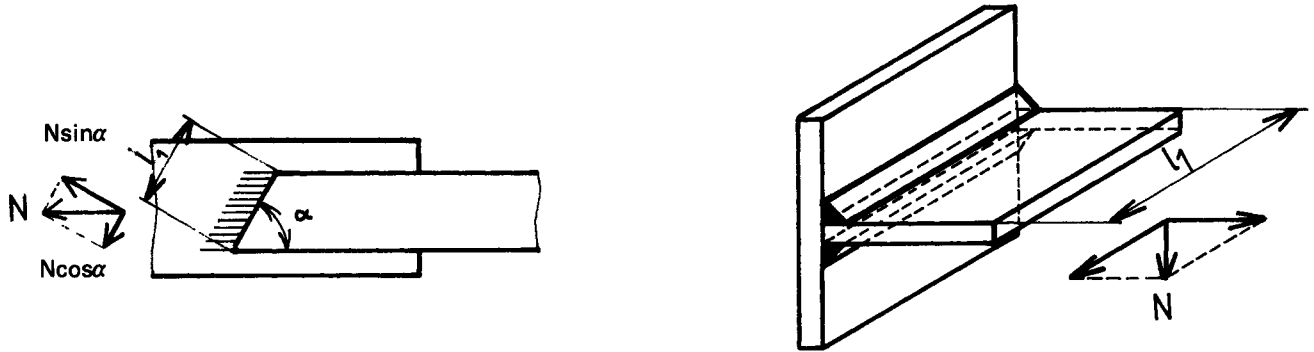


Figure A.3

$$\tau_{||} = \frac{N \cos \alpha}{\sum a l_1} \quad \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{N \sin \alpha}{\sqrt{2} \sum a l_1}$$

La formule fondamentale s'écrit :

$$K^2 \left[\frac{N^2 \sin^2 \alpha}{2 (\sum a l_1)^2} + \frac{3 N^2 \sin^2 \alpha}{2 (\sum a l_1)^2} + \frac{3 N^2 \cos^2 \alpha}{2 (\sum a l_1)^2} \right] \leq \sigma_e^2$$

$$K \frac{N}{\sum a l_1} \sqrt{3 - \sin^2 \alpha} \leq \sigma_e$$

En posant $K \sqrt{3 - \sin^2 \alpha} = C^t$, la formule devient :

$$C^t \frac{N}{\sum a l_1} \leq \sigma_e$$

Les valeurs de C^t pour les diverses nuances d'acier sont données aux tableaux A. 1 à A.3 dans lesquels $\beta = 0$.

A.1.4 Cordons reliant deux faces non perpendiculaires

A.1.4.1 Cordons frontaux (figure A.4)

A.1.4.1.1 Angle obtus

$$\sigma_{\perp} = \frac{N}{2l_1 a_1} \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\beta}{2} \right) \quad \tau_{\perp} = \frac{N}{2l_1 a_1} \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\beta}{2} \right)$$

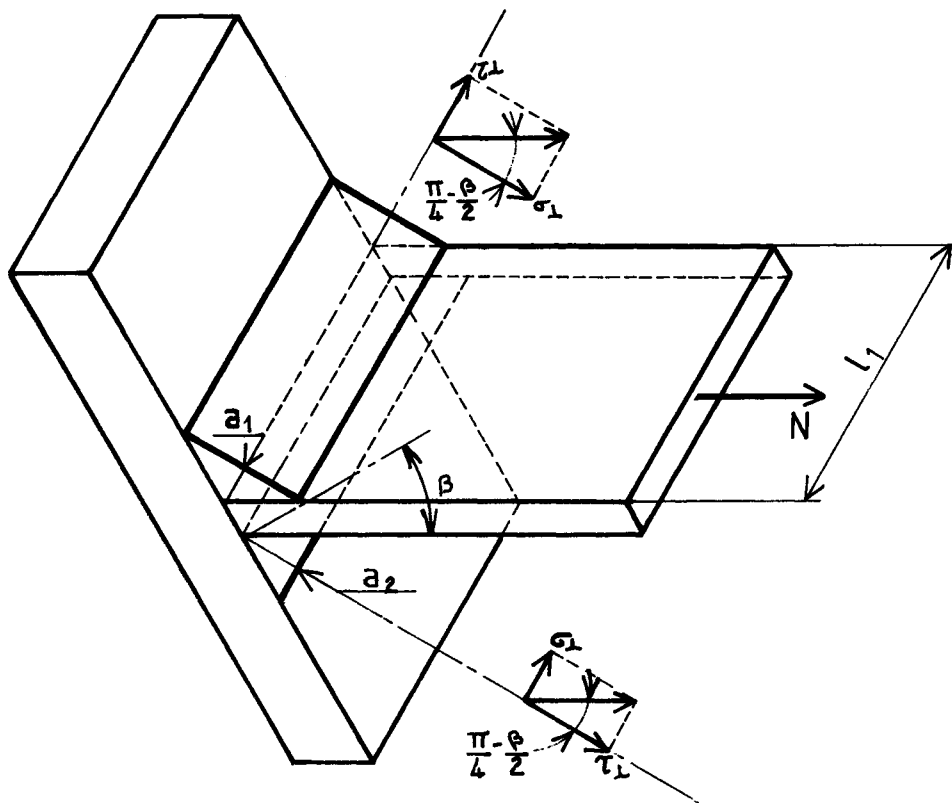
La formule s'écrit, tous calculs faits,

$$K \frac{N}{2l_1 a_1} \sqrt{2 - \sin \beta} \leq \sigma_e$$

en posant $C_1^t = K \sqrt{2 - \sin \beta}$

$$C_1^t \frac{N}{2l_1 a_1} \leq \sigma_e$$

Les valeurs de C_1^t , pour les diverses nuances d'acier, sont données dans la dernière colonne des tableaux A.11 à A.3.



l_1 étant la longueur utile d'un cordon

Figure A.4

A.1.4.1.2 *Angle aigu*

$$\sigma_{\perp} = \frac{N}{2l_1 a_2} \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\beta}{2} \right) \quad \tau_{\perp} = \frac{N}{2l_1 a_2} \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\beta}{2} \right)$$

La formule s'écrit, tous calculs faits,

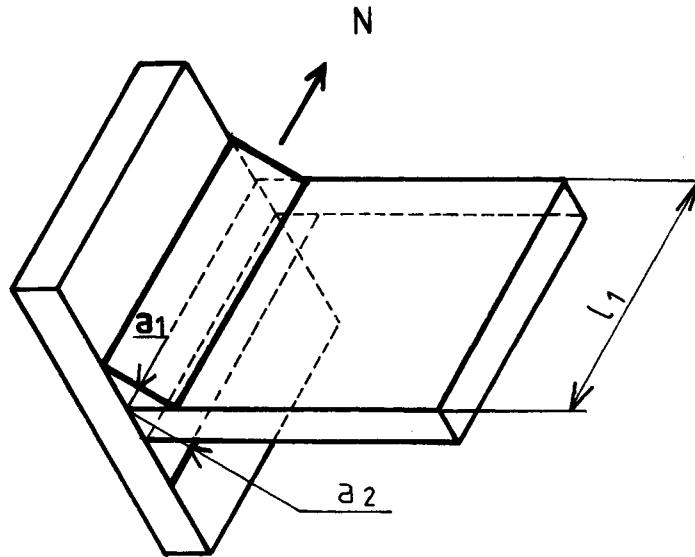
$$K \frac{N}{2l_1 a_2} \sqrt{2 + \sin \beta} \leq \sigma_e$$

en posant: $C_2^t = K \sqrt{2 + \sin \beta}$, la formule devient

$$C_2^t \frac{N}{2l_1 a_2} \leq \sigma_e$$

Les valeurs de C_2^t , pour les diverses nuances d'acier, sont données dans la dernière colonne des tableaux A.1 à A.3.

A.1.4.2 *Cordons latéraux* (figure A.5)



l_1 étant la longueur utile d'un cordon

Figure A.5

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0$$

A.1.4.2.1 *Angle obtus*

$$\tau_{||} = \frac{N}{2l_1 a_1}$$

L'application de la formule fondamentale donne :

$$0,87K \frac{N}{l_1 a_1} \leq \sigma_e$$

A.1.4.2.2 *Angle aigu*

$$\tau_{||} = \frac{N}{2l_1 a_2}$$

L'application de la formule fondamentale donne :

$$0,87K \frac{N}{l_1 a_2} \leq \sigma_e$$

A.1.5 Cordon oblique faisant un angle α avec la direction de l'effort

A.1.5.1 Angle obtus

$$\sigma_{\perp} = \frac{N}{2l_1 a_1} \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\beta}{2} \right) \sin \alpha$$

$$\tau_{\perp} = \frac{N}{2l_1 a_1} \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\beta}{2} \right) \sin \alpha$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{N}{2l_1 a_1} \cos \alpha$$

L'application de la formule de base conduit à :

$$K \frac{N}{2l_1 a_1} \sqrt{3 - (1 + \sin \beta) \sin^2 \alpha} \leq \sigma_e$$

en posant $C_1^t = K \sqrt{3 - (1 + \sin \beta) \sin^2 \alpha}$, la condition devient :

$$C_1^t \frac{N}{2l_1 a_1} \leq \sigma_e$$

Les valeurs de C_1^t , pour les diverses nuances d'acier, sont données dans la dernière colonne des tableaux A.1 à A.3.

A.1.5.2 Angle aigu

Dans ce cas, la formule s'obtient en changeant le signe de $\sin \beta$ et en remplaçant a_1 et a_2 :

$$K \frac{N}{2l_1 a_2} \sqrt{3 - (1 - \sin \beta) \sin^2 \alpha} \leq \sigma_e$$

en posant $C_2^t = K \sqrt{3 - (1 - \sin \beta) \sin^2 \alpha}$, la condition devient :

$$C_2^t \frac{N}{2l_1 a_2} \leq \sigma_e$$

Les valeurs de C_2^t , pour les diverses nuances d'acier, sont données dans la dernière colonne des tableaux A.1 à A.3.

A.1.6 Formule simplifiée

Quelle que soit l'orientation de l'effort et de la soudure, on peut se contenter de vérifier :

$$K \sqrt{3} \frac{N}{\sum a l} \leq \sigma_e$$

A.2 Assemblages de pièces fléchies (figure A.6)

A.2.1 Cordons entre âme et semelles d'une poutre à âme pleine

A.2.1.1 Élément de réduction

- Moment fléchissant M,
- Effort tranchant V.

A.2.1.2 Contraintes dans les cordons

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{VS}{2al_{xx}}$$

où :

S = moment statique de la semelle par rapport à l'axe d'inertie de la section complète,

I_{xx} = moment d'inertie de la section complète par rapport à xx.

A.2.1.3 Formule de vérification

$$K\sqrt{3} \frac{VS}{2al_{xx}} \leq \sigma_e$$

A.2.1.4 Épaisseur utile

$$a \geq \frac{K\sqrt{3}}{2\sigma_e} \frac{VS}{I_{xx}}$$

Dans les cas d'un cordon simple, la valeur de «a» ci-dessus est à multiplier par deux.

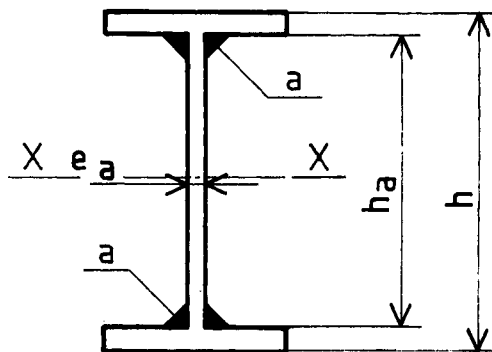


Figure A.6

A.2.1.5 Formules simplifiées

En se plaçant en sécurité, la formule simplifiée suivante peut être utilisée :

$$a \geq \frac{K\sqrt{3}}{2\sigma_e} \frac{V}{h_a}$$

En admettant : $\tau_{||} \leq \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}}$ la condition ci-dessus devient, avec : $V = \tau_{||} h_a e_a$:

$$a \geq K \frac{e_a}{2}$$

Dans le cas d'un cordon simple, les valeurs de «a» ci-dessus sont à multiplier par 2.

A.2.2 Attache d'une poutre sur un poteau (figure A.7)

A.2.2.1 Éléments de réduction

- Effort normal N,
- Moment fléchissant M,
- Effort tranchant V.

A.2.2.2 Hypothèses

On admet que :

- l'effort N se répartit uniformément entre tous les cordons,
- l'effort V se répartit uniformément entre les cordons d'âme,
- le moment M est repris par les cordons des semelles avec $M = N'h'$ où $h' = h - t_f$.

A.2.2.3 Contraintes dans les cordons

A.2.2.3.1 Cordons d'ailes

Sous les efforts N et N', les cordons d'ailes sont à considérer comme des cordons frontaux.

Les contraintes dans les cordons sont respectivement :

pour N :

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{N}{\sqrt{2\sum(a_i l_i)}}$$

pour N' :

$$\sigma'_{\perp} = \tau'_{\perp} = \frac{N'}{\sqrt{2\sum(a_i l_i)'}}$$

avec dans le cas de la figure A.7 ;

$$\Sigma a_i l_i = 2a_1 l_1 + 4a_2 l_2 + 2a_3 l_3$$

$$\Sigma (a_i l_i)' = a_1 l_1 + 2a_2 l_2$$

l_1, l_2, l_3 étant les longueurs utiles des cordons a_1, a_2, a_3 .

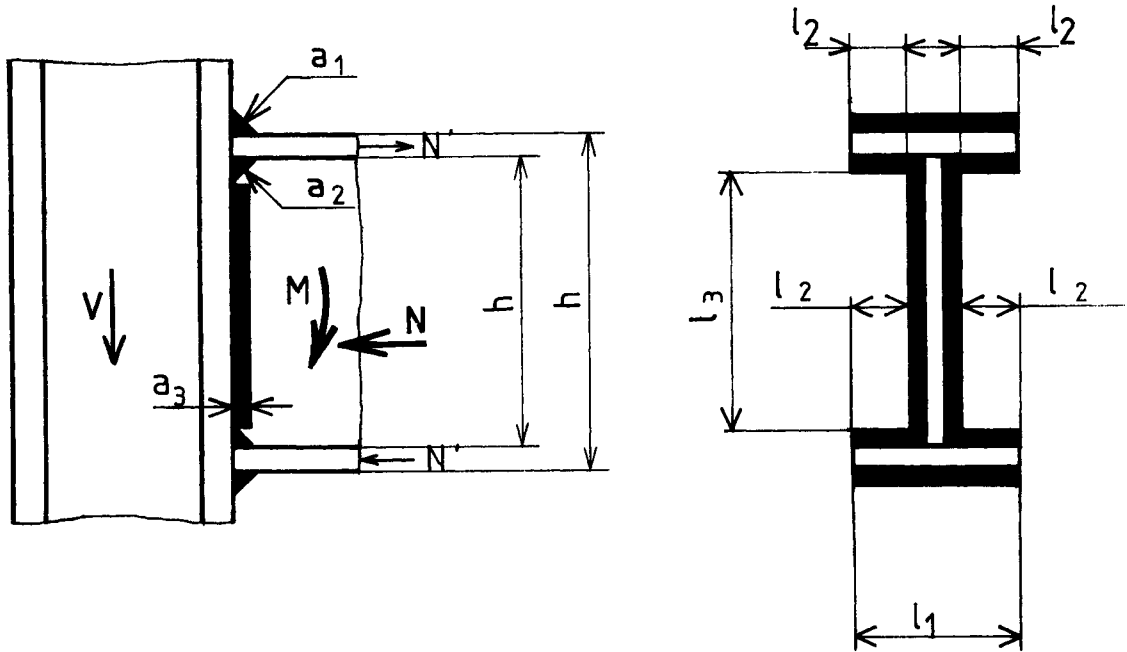


Figure A.7

A.2.2.3.2 Cordons d'âme

Sous l'effort N , les cordons d'âme sont à considérer comme des cordons frontaux, et les contraintes σ_{\perp} et τ_{\perp} sont celles indiquées précédemment (voir paragraphe A.2.2.3.1).

Sous l'effort V , les cordons d'âme sont considérés comme des cordons latéraux, la contrainte dans ces cordons est :

$$\tau_{||} = \frac{V}{2a_3 l_3}$$

A.2.2.4 Formules de vérification

L'application de la formule fondamentale conduit :

pour les cordons d'ailes :
$$K\sqrt{2} \left(\frac{N}{\Sigma a_i l_i} \pm \frac{N'}{\Sigma (a_i l_i)'} \right) \leq \sigma_e$$

pour les cordons d'âme :
$$K\sqrt{2 \left(\frac{N}{\Sigma a_i l_i} \right)^2 + 3 \left(\frac{V}{2a_3 l_3} \right)^2} \leq \sigma_e$$

Tableau A.1 - Acier E 24

K = 0,7

(α et β en degrés)

Angle obtus $K \sqrt{3 - (1 + \sin\beta) \sin^2\alpha}$	$\beta \backslash \alpha$	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
	0	0	1,21	1,21	1,19	1,16	1,12	1,09	1,05	1,02	1,00
	10	1,21	1,20	1,18	1,15	1,11	1,06	1,02	0,98	0,95	0,95
	20	1,21	1,20	1,18	1,14	1,09	1,04	0,99	0,94	0,91	0,90
	30	1,21	1,20	1,17	1,13	1,08	1,02	0,96	0,91	0,87	0,86
	40	1,21	1,20	1,17	1,13	1,07	1,00	0,93	0,87	0,83	0,81
	50	1,21	1,20	1,17	1,12	1,05	0,98	0,91	0,84	0,79	0,78
Angle aigu $K \sqrt{3 - (1 - \sin\beta) \sin^2\alpha}$	0	1,21	1,21	1,19	1,16	1,12	1,09	1,05	1,02	1,00	0,99
	10	1,21	1,20	1,19	1,17	1,14	1,11	1,08	1,05	1,04	1,03
	20	1,21	1,20	1,20	1,18	1,16	1,13	1,11	1,09	1,07	1,07
	30	1,21	1,21	1,20	1,19	1,17	1,15	1,13	1,12	1,11	1,11
	40	1,21	1,21	1,20	1,19	1,18	1,17	1,16	1,15	1,14	1,14
	50	1,21	1,21	1,21	1,20	1,19	1,18	1,18	1,17	1,16	1,16

Tableau A.2 - Acier E 28

K = 0,85

(α et β en degrés)

Angle obtus $K \sqrt{3 - (1 + \sin\beta) \sin^2\alpha}$	$\beta \backslash \alpha$	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
	0	0	1,47	1,46	1,44	1,41	1,37	1,32	1,28	1,24	1,21
	10	1,47	1,46	1,44	1,40	1,35	1,29	1,24	1,19	1,16	1,15
	20	1,47	1,46	1,43	1,39	1,33	1,26	1,20	1,15	1,11	1,09
	30	1,47	1,46	1,43	1,38	1,31	1,24	1,16	1,10	1,06	1,04
	40	1,47	1,46	1,42	1,37	1,30	1,21	1,13	1,06	1,00	0,99
	50	1,47	1,46	1,42	1,36	1,28	1,19	1,10	1,02	0,96	0,94
Angle aigu $K \sqrt{3 - (1 - \sin\beta) \sin^2\alpha}$	0	1,47	1,46	1,44	1,41	1,37	1,32	1,28	1,24	1,21	1,20
	10	1,47	1,47	1,45	1,42	1,39	1,35	1,31	1,28	1,26	1,25
	20	1,47	1,47	1,45	1,43	1,40	1,37	1,35	1,32	1,31	1,30
	30	1,47	1,47	1,46	1,44	1,42	1,40	1,38	1,36	1,35	1,34
	40	1,47	1,47	1,46	1,45	1,44	1,42	1,40	1,39	1,38	1,38
	50	1,47	1,47	1,47	1,46	1,45	1,44	1,43	1,42	1,42	1,41

Tableau A.3 - Acier E 36 et aciers supérieurs

K = 1

(α et β en degrés)

Angle obtus $K \sqrt{3 - (1 + \sin\beta) \sin^2\alpha}$	$\beta \backslash \alpha$	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	
	0	0	1,73	1,72	1,70	1,66	1,61	1,55	1,50	1,45	1,42	1,41
10	0	1,73	1,72	1,69	1,65	1,59	1,52	1,46	1,40	1,36	1,35	
20	0	1,73	1,72	1,68	1,63	1,56	1,49	1,41	1,35	1,30	1,29	
30	0	1,73	1,72	1,68	1,62	1,54	1,46	1,37	1,29	1,24	1,22	
40	0	1,73	1,72	1,68	1,61	1,52	1,43	1,33	1,24	1,19	1,16	
50	0	1,73	1,72	1,67	1,60	1,51	1,40	1,29	1,20	1,13	1,11	
Angle aigu $K \sqrt{3 - (1 - \sin\beta) \sin^2\alpha}$	0	0	1,73	1,72	1,70	1,66	1,61	1,55	1,50	1,45	1,42	1,41
	10	0	1,73	1,72	1,70	1,67	1,63	1,58	1,54	1,51	1,48	1,47
	20	0	1,73	1,73	1,71	1,68	1,65	1,62	1,58	1,56	1,54	1,53
	30	0	1,73	1,73	1,72	1,70	1,67	1,65	1,62	1,60	1,59	1,58
	40	0	1,73	1,73	1,72	1,71	1,69	1,67	1,65	1,64	1,63	1,63
	50	0	1,73	1,73	1,72	1,72	1,70	1,69	1,68	1,67	1,66	1,66