

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR ANNABA

FACULTÉ DE TECHNOLOGIES

Département de Génie Civil

Cours

Ouvrages en acier



Pour Master 1 Matériaux

Dr. SLIMANI Fayçal

Année universitaire 2021/2022

Semestre : 2
Unité d'enseignement : UEF 1.2.2
Matière1 : Ouvrages en acier
VHS : 45h00 (Cours : 1h30, TD : 1h30)
Crédits : 4
Coefficient : 2

Objectifs de l'enseignement :

Dimensionner des éléments de structure, des assemblages simples soudés ou boulonnés avec l'Eurocode 3

Connaissances préalables recommandées :

Mécanique des structures (RDM) - Tracé des diagrammes (M, N, T) pour des structures - différentes méthodes de résolution (treillis, poutre continue, portique).

Contenu de la matière :

Chapitre 1 : Calcul des assemblages (6 semaines)

- Soudure
- Boulons ordinaires
- Boulons HR à serrage contrôlé

Chapitre 2 : Calcul des bases de poteaux (4 semaines)

- Articulation
- Encastrement

Chapitre 3 : Calcul des planchers mixtes à dalle collaborant (3 semaines)

- Calcul de résistance
- Calcul de déformation
- Calcul des connecteurs

Chapitre 4 : conception des bâtiments industriels de type halles (2 semaines)

Mode d'évaluation :

Contrôle continu : 0% ; Examen : 100%.

Références bibliographiques :

- 1- Règles de calcul des constructions en acier (CM66), Eyrolles, 1979.
- 2- Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes (Règles N.V.65), Eyrolles, 1980.
- 3- Eurocode 3, « Calcul des structures en acier », NF EN 1993-1-1, 2005.
- 4- J.MOREL, Conception et calcul des structures métallique, Eyrolles
- 5- J.brozzeiti, Calcul des structures en acier : eurocode 3, Eyrolles
- 6- A. Manfred, Charpentes métallique : conception et dimensionnement des halles et bâtiments volume 11, PPEUR

1. LES ASSEMBLAGES	5
1.1 Rôle des assemblages	5
1.1.1. Assemblages soudés	5
1.1.2 Procédés de soudage	5
1.1.3 Genre de soudure	6
1.1.4 Préparation des bords des pièces à souder	8
1.1.5 Résistance des soudures	9
1.1.6 Applications	12
1.2. Assemblages par boulons	15
1.2.1 Boulons ordinaires	15
1.2.2 Boulons HR (Haute Résistance)	16
1.2.3 Coefficients partiels de sécurité	17
1.2.4 Dispositions constructives	17
1.2.5 Vérification des assemblages	18
1.2.6 Application	23
2. PIEDS DE POTEAUX	27
2.1. Profilés utilisés	27
2.2. Types de poteaux	27
2.3 Pieds de poteaux	27
2.4 Bases des calculs	29
2.5 Calcul des platines et des ancrages en pieds de poteaux	31
2.5.1 Pied de poteau articulé	31
2.5.2 Pied de poteau encastré	33
3. CALCUL DES PLANCHERS MIXTES	
À DALLE COLLABORANT	38
3.1 Introduction	38
3.2. Exigences et Dispositions constructives	39
3.3 Tôles profilées	40
3.4 Granulats	40
3.5 Exigences sur les appuis	40
3.6 Calcul des planchers mixtes	41
3.7 Exemple d'application	45
3.8 Connecteurs	48
4. CONCEPTION DES BÂTIMENTS INDUSTRIELS	
DE TYPE HALLES	50
4.1 Structures en portiques	50
4.2 Structures en treillis	50
4.3 Structure en arc	51
4.4 Conception des halls métalliques	52
4.4.1 Les lisses	52
4.4.2 Les pannes	55
4.4.3 Les Potelet	60
4.4.4 Conception des contreventements	61
4.4.5 Bardages	63

ACTIONS

G	Charge permanente
Q	Charge d'exploitation
Sn	Charge de neige normale
P	Charge uniformément répartie
g	Charge permanente uniformément répartie
q	Charge d'exploitation uniformément répartie

SOLLICITATIONS/CONTRAINTES/DÉFORMATIONS

E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2100000$ MPa)
M	Moment sollicitant en général
M_{pl}	Moment plastique
V	Effort tranchant
V_{pl}	Effort tranchant de plastification
N	Effort normal
F_p	Effort de précontrainte dans un béton
f	Flèche
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon
f_y	Limite d'élasticité d'un acier
σ	Contrainte normale
τ	Contrainte tangentielle ou de cisaillement
$T_{//}$	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe d'un cordon de soudure
T_{\perp}	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à la section de gorge d'un cordon de soudure
ε	Déformation linéaire

COEFFICIENTS ET GRANDEURS SANS DIMENSIONS

K_s	Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulons
m	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement
n	Nombre de boulons
β_w	Facteur de corrélation (soudures)
μ	Coefficient de frottement

CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

A	Section brute d'une pièce
A_v	Aire de cisaillement
A_{eff}	Section efficace d'une pièce
A_{net}	Section nette d'une pièce
A_s	Section résistance de la tige d'un boulon en fond de filet
a	Épaisseur utile d'un cordon de soudure
b	Largeur d'une semelle de poutre
d	Diamètre nominal des tiges des boulons
d_0	Diamètre de perçage des trous de boulonnage
t	Épaisseur d'une pièce
v_s	Distance de la fibre extrême inférieure à l'axe neutre d'une section
v_i	Distance de la fibre extrême inférieure à l'axe neutre d'une section

1.1 RÔLE DES ASSEMBLAGES

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces.

Les principaux modes d'assemblage sont :

- ✓ Le rivetage,
- ✓ Le boulonnage,
- ✓ Le soudage,
- ✓ Le collage

1.1.1. ASSEMBLAGES SOUDÉS

Le soudage est un procédé particulier d'assemblage assurant les liaisons par continuité de la matière (adhérence entre les atomes). Ce type d'assemblage a des avantages et des inconvénients.

* Avantages

- continuité de la matière (assemblage monolithe) assure une bonne transmission des sollicitations;
- Étanchéité;
- Procédé simple et rapide, (dispense des pièces secondaires, goussets...etc)
- Une bonne productivité;
- Moins encombrant et plus esthétique que le boulonnage ou le rivetage;

* Inconvénients

- Déformation de retrait des soudures
- Contraintes résiduelles de soudure qui compliquent l'état de contrainte de l'assemblage (rupture par fatigue);
- Plus onéreux (main-d'œuvre qualifiée, matériel spécifique, contrôle des soudures)

1.1.2 PROCÉDÉS DE SOUDAGE.

On regroupe les procédés de soudage en quatre types principaux en fonction de l'énergie utilisée:

- 1) Énergie électrothermique: arc électrique;
- 2) Énergie thermochimique: Acétylène + oxygène;
- 3) Énergie mécanique: Percussion - explosion;
- 4) Énergie de radiation: Laser;

Le procédé le plus courant utilisé en charpente métallique étant le soudage à l'arc électrique avec apport de métal par électrode. Il peut être:

- Soit manuel MMA (électrode enrobée);
- Soit semi automatique (Électrode nue + flux de poudre ou gaz protecteur procédé MAG)
- Soit automatique (Électrode nue + flux de poudre procédé SAW))



1.1.2.1 Soudure à l'arc électrique avec électrode enrobée MMA

Cette méthode manuelle constitue l'un des méthodes opératoires de soudage à l'arc les plus répandus (voir figure 15). Elle nécessite une compétence considérable pour réaliser des soudures de bonne qualité. L'électrode est constituée d'un fil à cœur d'acier et d'un flux d'enrobage contenant des éléments alliés, comme par exemple le manganèse et la silice.

Un arc électrique est créé entre une électrode fusible (Cathode) et les pièces à souder (Anode), grâce à un générateur de courant, alternatif ou continu, de faible voltage, mais de fort ampérage. L'arc (Température au cœur de l'arc $\cong 5500^{\circ}\text{C}$, 2700°C à la cathode et 3500°C à l'anode) fond le métal de l'électrode et une partie des pièces à assembler, ainsi que l'enrobage de l'électrode. Le métal fondu remplit les vides entre pièces et forme après refroidissement l'assemblage.

Lors de la fusion l'enrobage de l'électrode donne naissance à un laitier, étant plus léger que le métal il se dépose à la surface du bain de fusion et forme une protection de la soudure.

La protection a pour rôle de:

- protéger le métal contre l'oxygène et l'azote de l'air (fragile);
- retarder le refroidissement de l'acier pour éviter le phénomène de trempe;

Les corps principaux de l'enrobage sont: SiO_2 , CaO , Mn , Fe_3O_4 ;

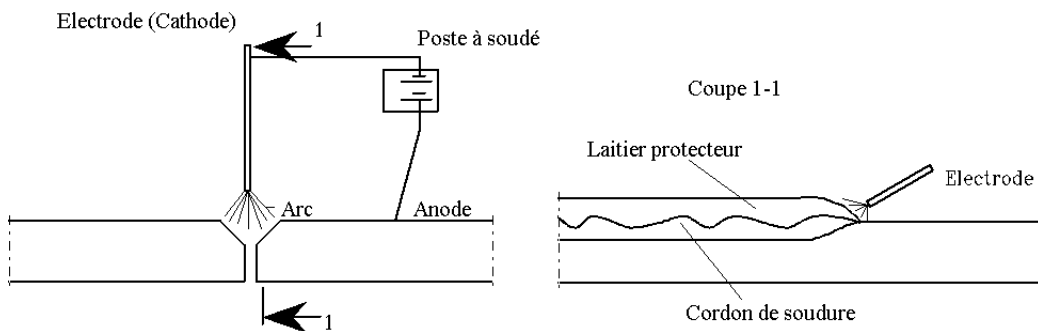


Figure 1: Soudure à l'arc électrique

1.1.3 GENRE DE SOUDURE.

On distingue

- * Soudure d'angle
- * soudure en entaille
- * Soudure en bout
- * soudure en bouchon

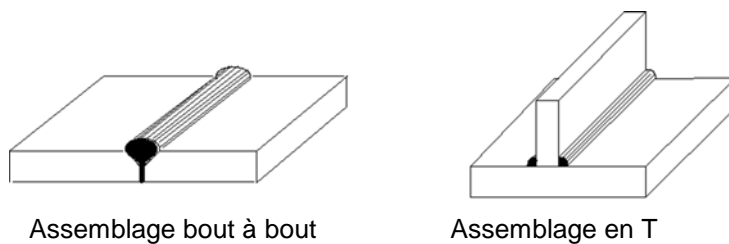


Figure 2: Exemple d'assemblage de deux pièces par soudure

1.1.3.1 Soudure d'angle

Les soudures d'angle peuvent être utilisées pour assembler des éléments dont les faces à assembler par fusion forment un angle compris entre 60° et 120° .

Des angles inférieurs à 60° sont également admis. Toutefois, dans ces cas, la soudure doit être considérée comme une soudure en bout à pénétration partielle.



1.1.3.2 Soudure en entaille

Les soudures en entaille, constituées de soudeure d'angles réalisées dans des trous circulaires ou allongés, ne peuvent être utilisées que pour transmettre des efforts de cisaillement pour éviter le voilement ou la séparation de parties qui se recouvrent, il faut que le diamètre du trou doive être inférieur à 4 fois l'épaisseur de l'élément perforé.

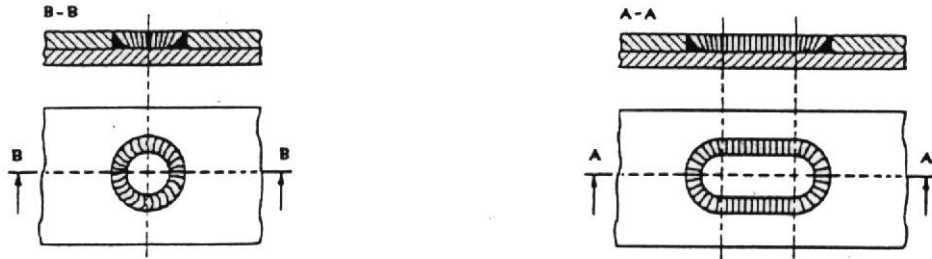


Figure 3: Soudure en entaille

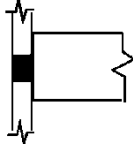
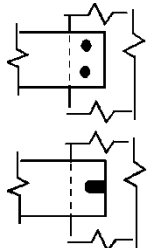
1.1.3.3 Soudures en bout

Il y a deux types de soudures en bout à savoir :

- soudeure en bout à pleine pénétration
- soudeure en bout à pénétration partielle

Tableau 1: Types d'assemblages soudés

Type de soudeure	Type d'assemblage		
	Assemblage bout à - bout	Assemblage en T	Assemblage en clin
Soudeure d'angle			
Soudeure en entaille			
Soudeure en bout à pleine pénétration (*)	 v simple v double u simple u double	 demi v simple demi v double demi u double demi u simple	
Soudeure en bout a pénétration partielle (*)	 v double u double		

Soudure en bouchon			
(*) Les soudures en bout peuvent quelquefois être réalisées sans chanfreinage			

1.1.3.4 Soudures en bouchon

Les soudures en bouchon sont réalisées dans des trous circulaires ou oblongs comme le montre la figure 4 ce genre de soudure on le réalise que pour transmettre un effort de cisaillement



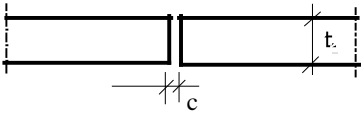
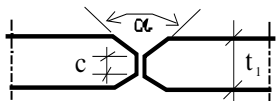
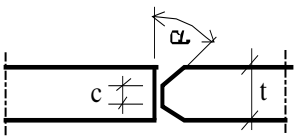
Figure 4: Soudure en bouchon

1.1.4 PRÉPARATION DES BORDS DES PIÈCES À SOUDER.

Cette opération consiste à diminuer l'épaisseur au bord des pièces à souder pour faciliter la pénétration de la soudure. Cette opération s'appelle chanfrein, les différents types de chanfreins utilisés en charpente métallique sont donnés dans les tableaux 2 et 3.

* Chanfreins des bords pour les soudures bout à bout

Tableau 2: Types de chanfreins pour les soudures bout à bout

Mode de chanfrein	Valeurs	Observation
Sans 	$t < 6\text{mm}$ $c = 1 \div 3\text{mm}$	
en X 	$t = 12 \div 40\text{mm}$ $c = \min(3\text{mm}; t/5)$ $\alpha = 60^\circ$	Symétrie donc élimine les phénomènes de déformation ou de contraintes internes
en K 	$t = 12 \div 40\text{mm}$ $c = \min(3\text{mm}; t/5)$ $\alpha = 50^\circ$	

en V		$t \leq 15\text{mm}$ $c = \min(3\text{mm}; t/5)$ $\alpha = 60^\circ$	Permet de souder sans tourner les pièces, mais il y a un inconvénient. Lors du refroidissement il y a des déformations angulaires
en U		$t = 10 \div 15\text{mm}$ $c = \min(3\text{mm}; t/5)$ $b = t/2$	
en double U		$t = 10 \div 15\text{mm}$ $c = \min(3\text{mm}; t/5)$	Symétrie donc élimine les phénomènes de déformation ou de contraintes internes

* Chanfreins des bords d'assemblage en T

Tableau 3: Chanfreins des soudures d'angle

Mode de chanfrein		Valeurs	Observation
sans		$t_2 \leq 12\text{mm}$	
en V		$t_2 \leq 25\text{mm}$ $c = \min(3\text{mm}; t_2/5)$ $\alpha = 50^\circ$	
en K		$t_2 > 25\text{mm}$ $c = \min(3\text{mm}; t_2/5)$ $\alpha = 60^\circ$	

1.1.5 RÉSISTANCE DES SOUDURES.

A) Soudure d'angle

Définitions:

- * Épaisseur utile "a": L'épaisseur utile ou gorge "a" d'une soudure d'angle sera prise égale à la hauteur du plus grand triangle pouvant être inscrit entre les faces de fusion et la surface du cordon mesurée perpendiculairement à son côté extérieur (Fig 5).
- * Longueur utile du cordon "l": 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.

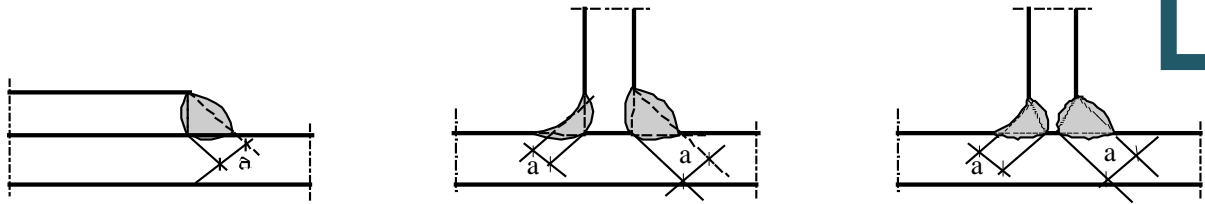


Figure 5: Exemples d'épaisseurs "a" de quelques cordons de soudures.

Les formules de vérification sont:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}} \quad \text{et} \quad \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}}$$

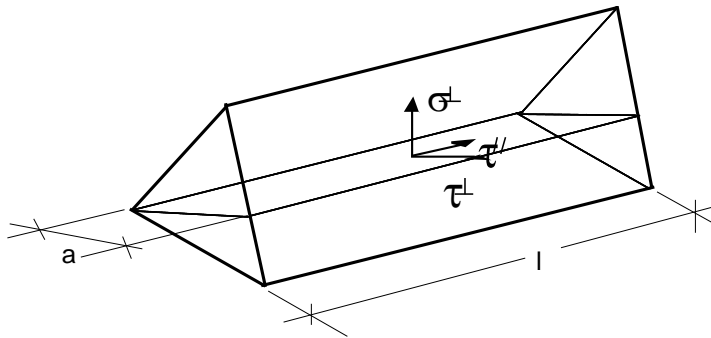


Figure 6: Représentation d'un cordon de soudure

Avec

- σ_{\perp} : Composante perpendiculaire à la section;
- τ_{\perp} : Composante dans le plan de la section perpendiculaire à l'axe longitudinal du cordon;
- $\tau_{//}$: Composante dans le plan de la section parallèle à l'axe longitudinal du cordon;
- f_u : limite ultime du métal de base;

β_w facteur de corrélation qui dépend de l'acier utilisé donné par le tableau suivant :

- $\beta_w = 0,8$ pour l'acier S235 ($f_u = 360$)
- $\beta_w = 0,85$ pour l'acier S275 ($f_u = 430$)
- $\beta_w = 0,9$ pour l'acier S355 ($f_u = 510$)

γ_{Mw} Coefficients partiels de sécurité ils varient en fonction des caractéristiques des aciers

- $\gamma_{Mw} = 1,25$ pour l'acier de limite élastique S235
- $\gamma_{Mw} = 1,30$ pour les aciers de limite élastique S275
- $\gamma_{Mw} = 1,35$ pour les aciers de limite élastique S355

L'indice w signifie soudure (welding en anglais)

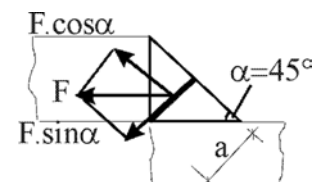
On peut calculer la résistance de calcul par unité de longueur d'une soudure d'angle à l'aide de la formule simplifiée suivante :

$$F_{w.Rd} = \frac{a \cdot f_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3}}$$

B) APPLICATION DE LA FORMULE FONDAMENTALE

Cordons isolés symétriques soumis à un effort normal F

➤ Cordons frontaux





$$\sigma_{\perp} = \frac{F \cdot \cos 45}{2a l_1} = \frac{F \cdot \sqrt{2}}{2 \sum a l_1} = \frac{F}{\sum a l_1 \cdot \sqrt{2}}; \quad \tau_{\perp} = \frac{F \cdot \sin 45}{2a l_1} = \frac{F}{\sqrt{2} \cdot \sum a l_1} \quad \text{et} \quad \tau_{//} = 0$$

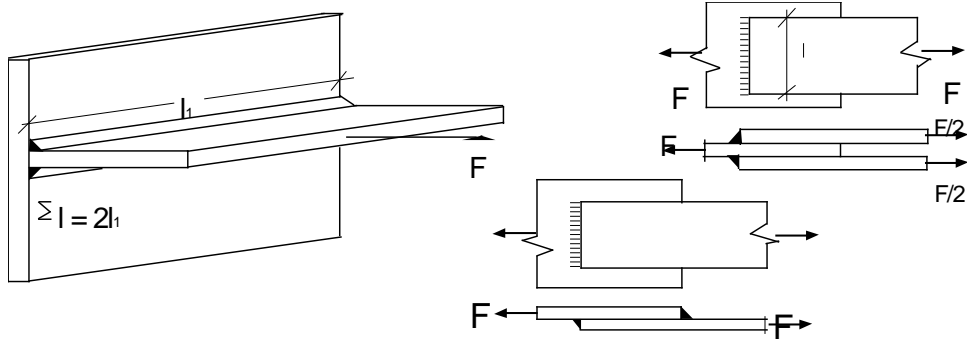


Figure 7: Cordons frontaux

La formule fondamentale s'écrit:

$$\sqrt{\left(\frac{F}{\sqrt{2} \cdot \sum a l_1}\right)^2 + 3 \left(\frac{F}{\sqrt{2} \cdot \sum a l_1}\right)^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}}$$

On obtient:

$$\frac{F \sqrt{2}}{\sum a l_1} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}} \rightarrow \text{par unité de longueur} \quad \frac{F}{\sum l_1} \leq \frac{a \cdot f_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{2}} = F_{w.Rd}$$

➤ **Cordons latéraux**

$$\sigma_{\perp} = 0 \quad \tau_{\perp} = 0 \quad \tau_{//} = F / \sum a l_1$$

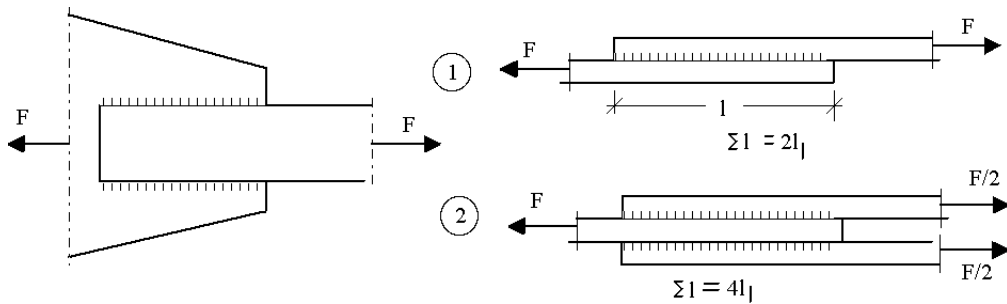


Figure 8: Représentation des cordons de soudure latéraux

$$\sqrt{0 + 3 \left(\frac{F}{\sum a l_1}\right)^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}}$$

On obtient:

$$\frac{F \sqrt{3}}{\sum a l_1} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}} \rightarrow \text{par unité de longueur} \quad \frac{F}{\sum l_1} \leq \frac{a \cdot f_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3}} = F_{w.Rd}$$

C) Résistance des soudures en bout.

Pour une soudure en bout à pleine pénétration, si le métal d'apport l'autorise, la résistance de calcul sera celle de la plus faible des parties assemblées.

Pour une soudure en bout à pénétration partielle, le calcul se fait comme pour les soudures d'angles. La gorge est prise égale à la profondeur de pénétration effectivement réalisée. Si la préparation de la soudure se fait par un chanfrein, la gorge est prise égale à la profondeur de préparation moins 2 mm.

D) Résistance des soudures en bouchon.

La résistance de calcul d'une soudure en bouchon doit être prise égale à :

$$F_{w,Rd} = \frac{A_w \cdot f_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3}}$$

Avec : A_w l'aire efficace d'une soudure en bouchon doit être prise égale à l'aire du trou.

E) Combinaisons de cordons de soudure.

* Cas ou on a plusieurs cordons de soudure, soumis à un effort:

On détermine un ensemble d'efforts appliqués au milieu de chaque cordon capable d'équilibrer les sollicitations exercées sur l'assemblage et on vérifie au moyen de la formule précédente que chaque cordon peut supporter l'effort qui lui revient.

* Cas d'assemblage est soumis à une charge excentrée.

On peut être conduit à envisager des efforts de direction différente sur les cordons parallèles et on vérifie au moyen de la formule simplifiée précédente.

* Cas complexe : on applique la formule fondamentale.

1.1.6 APPLICATIONS.

Exercice N° 1

Étudier l'assemblage de deux cornières (150x150x12 Acier S235) à un gousset comme le montre la figure suivante:

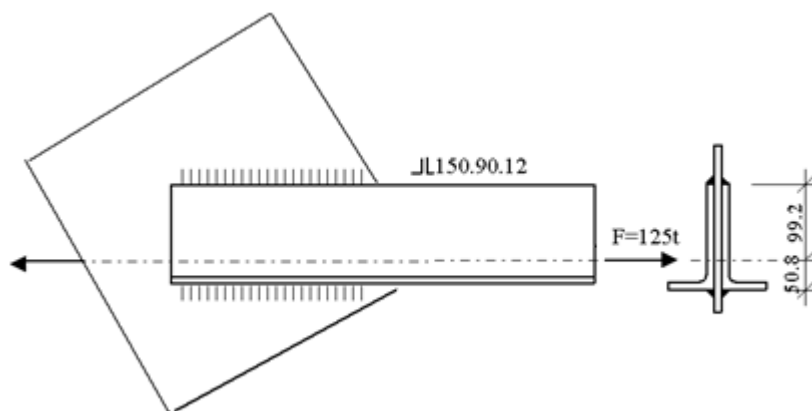


Figure 9 : Assemblage de deux cornières à un gousset

Solution

On adopte l'épaisseur des cordons côté talon de la cornière (a_t) de 8 mm.



On adopte l'épaisseur des cordons coté bord de la cornière (a_b) de 4 mm.

Il y a quatre cordons de soudure latéraux, par ailleurs, il faut vérifier que:

$$\frac{a \cdot f_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3}} = F_{w.Rd}$$

Cordon l_1 .

$a_b = 4$ mm ; Effort sur les deux cordons $F_1 = F \cdot d_2 / d = 42,3$ t

$$\frac{F_1}{2 \times l_b} \leq F_{w.Rd} = \frac{a_b \cdot f_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3}} = \frac{4 \times 360}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 831,4 \text{ N / mm} \rightarrow l_b \geq 254,4 \text{ mm}$$

Cordon l_2 .

$a_t = 8$ mm ; Effort sur les deux cordons $F_2 = F \cdot d_1 / d = 82,6$ t

$$\frac{F_2}{2 \times l_b} \leq F_{w.Rd} = \frac{a_t \cdot f_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3}} = \frac{8 \times 360}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 1662,8 \text{ N / mm} \rightarrow l_b \geq 248,4 \text{ mm}$$

Longueur réelle des cordons de soudures = Longueur utile + 2a

$$L_{bR} = 254,4 + 2 \cdot 4 = 262,4 \text{ mm}$$

$$L_{tR} = 248,4 + 2 \cdot 8 = 264,4 \text{ mm}$$

A partir de l_{tR} et l_{bR} on détermine la forme et les dimensions du gousset.

Exercice N° 2

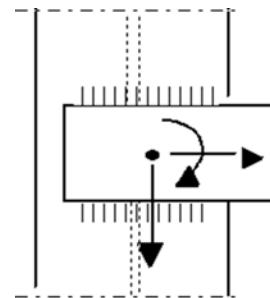
Attache d'un plat avec deux cordons de soudures sur un IPN.

Un plat de 100×10 mm est attaché par deux cordons de soudure de 6 mm d'épaisseur et de longueur utile est de 70 mm. Les efforts ramenés au centre de gravité des cordons de soudure sont :

$$N = 30,0 \text{ kN};$$

$$V = 10 \text{ kN}.$$

$$M = 6,5 \text{ kN.m}$$



Vérifier la résistance de la soudure?

Solution.

Contrainte résultante dû à V :

$$\tau_1 = V / 2a \cdot l = 10 \times 10^3 / 2 \times 6 \times 70 = 11,9 \text{ N / mm}^2$$

Contrainte résultante dû à N:

$$\tau_2 = N / 2a \cdot l = 30 \times 10^3 / 2 \times 6 \times 70 = 35,7 \text{ KN / mm}^2$$

Contrainte due à M (dans la section la plus sollicitée au point B):

$$\tau = M \cdot p / I_p = 650 \times 6,35 / 270,2 = 15,28 \text{ kN / cm}^2 = 152,8 \text{ N / mm}^2;$$

Avec :

$$I_p = I_{xx} + I_{yy} = (2 \cdot 0,6 \cdot 7^3 / 12) + (2 \cdot 0,6 \cdot 7 \cdot 5,3^2) = 270,2 \text{ cm}^4$$

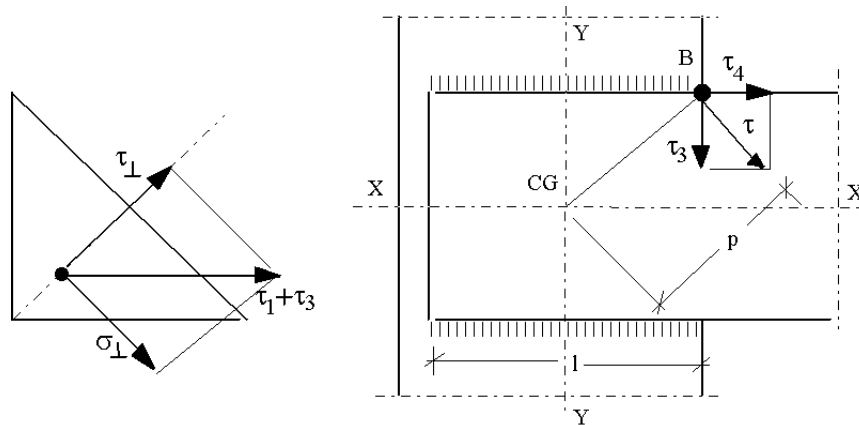
$$p = (35^2 + 53^2)^{1/2} = 63,5 \text{ mm}$$

I_{xx} : Moment d'inertie des cordons de soudures par rapport à l'axe XX'



I_{YY} : Moment d'inertie des cordons de soudures par rapport à l'axe YY'

I_p : Moment d'inertie polaire des deux cordons de soudures;



$$\text{tg} = 53 / 35 = 0,7 \rightarrow \alpha = 56,6^\circ$$

$$\tau_3 = \tau \cdot \sin \alpha = 127,5 \text{ N / mm}^2; \quad \tau_4 = \tau \cdot \cos \alpha = 84,1 \text{ N / mm}^2;$$

Bilan des contraintes au point B

$$\tau_{//} = \tau_2 + \tau_4 = 35,7 + 84,1 = 119,8 \text{ KN / mm}^2$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = (\tau_1 + \tau_3) / \sqrt{2} = (11,9 + 127,5) / \sqrt{2} = 98,6 \text{ N / mm}^2$$

Vérification de l'équation fondamentale conduit à:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} = \sqrt{98,6^2 + 3(98,6^2 + 119,8^2)} = 286,3 \text{ N / mm}^2 \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}} = \frac{360}{0,8 \times 1,25} = 360 \text{ N / mm}^2$$

et

$$\sigma_{\perp} = 98,6 \text{ N / mm}^2 \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}} = \frac{360}{1,25} = 288 \text{ N / mm}^2$$



1.2. ASSEMBLAGES PAR BOULONS

L'assemblage par boulon est un mode d'assemblage largement utilisé dans les montages et sur chantier.

Un boulon est constitué d'une vis, en général à tête hexagonale, d'un écrou et d'une ou deux rondelles. Pour les ossatures principales on utilise le contre écrou.

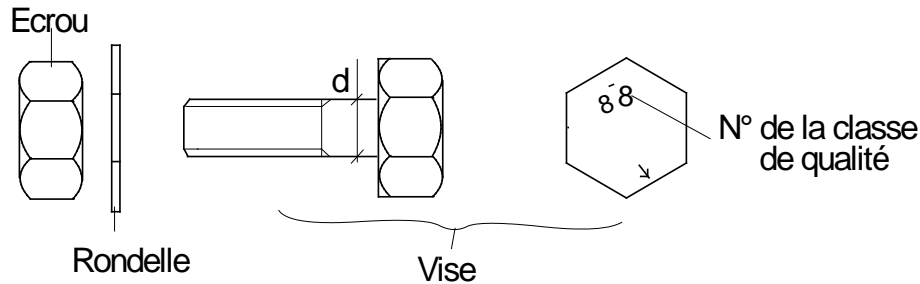


Figure 10: Boulon

Sections des vis :

Les vis utilisées en construction métallique ont des diamètres de 12 à environ 36 mm. Il s'agit du diamètre nominal de la vis (d), c'est-à-dire du diamètre de la partie cylindrique sans filetage. Dans les calculs, on utilisera l'aire A du fût de la vis (aire correspondant au diamètre nominal) ou l'aire A_s , aire de la section résistante de la vis.

d_m diamètre moyen de la tête du boulon ou de l'écrou (le plus faible des deux)

Tableau 4: Section de calcul du boulon de la partie lisse et de la partie filetée .

d (mm)	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d_m (mm)	18,3	20,5	23,7	24,6	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,6
A (mm ²)	78,5	113,1	153,9	201	254,5	314	380	452	572	707
A_s (mm ²)	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

Remarque : Les diamètres grisés sont utilisés moins couramment que les autres.

On distingue:

- les boulons ordinaires ;
- les boulons à haute résistance (notation HR) ou à serrage contrôlé;

1.2.1 BOULONS ORDINAIRES

Classes de qualité :

Pour les vis, la classe de qualité est désignée par 2 nombres. Le premier est égal au centième de la résistance à la traction exprimée en MPa, le produit du premier par le deuxième est la limite d'élasticité exprimée en MPa.

Ex : vis de classe 4.6

Résistance à la traction : $4 \times 100 = 400$ MPa



Limite d'élasticité : $10 (4x6) = 240 \text{ MPa}$.

Les classes utilisées en C.M. sont les suivantes :

4.6 4.8 5.6 5.8 6.8 8.8 10.9

La classe de l'écrou est indiquée par le premier nombre seulement.

L'écrou doit être d'une classe au moins égale à celle de la vis qui lui est associée.

La classe est indiquée par marquage sur les vis et les écrous.

Les boulons ordinaires peuvent travailler en traction, effort dirigé suivant l'axe de la vis, ou en cisaillement, effort perpendiculaire à l'axe de la vis. Dans ce dernier cas, il peuvent être sollicités en simple cisaillement (une seule section cisillée) ou double cisaillement (deux sections cisillées)

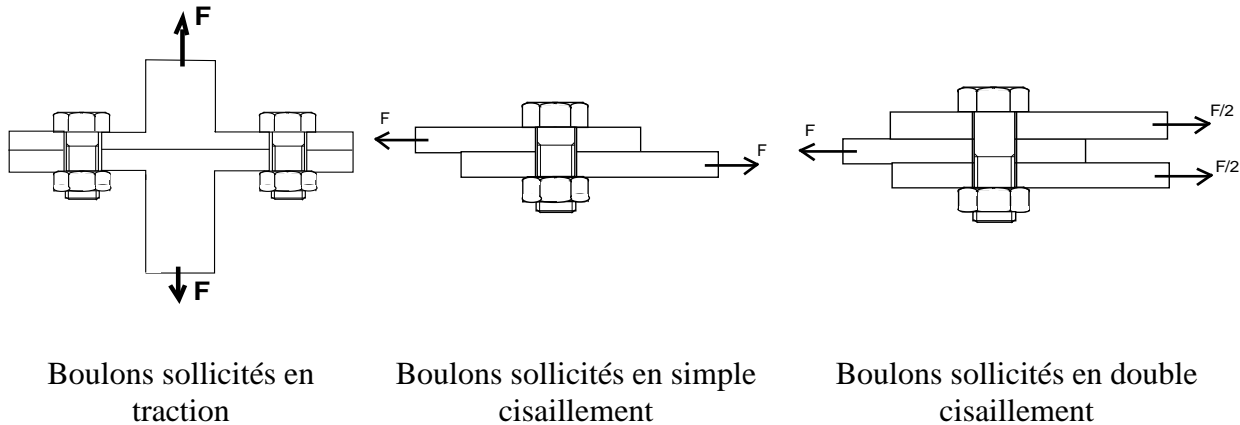


Figure 11: Mode de travail des boulons ordinaires

Pour les boulons ordinaires, l'effort de serrage n'est pas contrôlé et dans le cas d'assemblages travaillant en cisaillement, les pièces assemblées vont glisser jusqu'à venir s'appuyer sur la tige de la vis de manière à la cisailer.

1.2.2 BOULONS HR (Haute Résistance)

Le serrage des boulons à haute résistance se fait avec un couple important dont la valeur est calculée au préalable. La vis ainsi mise en tension va appliquer fortement l'une contre l'autre les pièces à assembler (précontrainte). Cette pression concerne une surface égale à peu près à huit fois la section résistante de la vis.

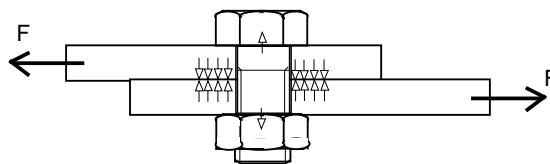


Figure 12: Boulon HR

Du fait de cette pression importante et du coefficient de frottement entre les pièces assemblées, le glissement ne va plus être possible ou va se produire très difficilement.

Dans le cas d'un assemblage sollicité avec un effort perpendiculaire à l'axe des boulons, les vis ne travailleront pas au cisaillement (sauf si l'effort appliqué est très important et arrive à vaincre le frottement).

On utilise deux classes de vis :

8.8 10.9

Les vis ont une collerette sous la tête. Les écrous, (qualité 8 pour les vis 8.8 et 10 pour les vis 10.9) portent une marque spéciale de même que les vis. L'utilisation de rondelles (au moins une sous la tête qui tourne quand on serre) est obligatoire.

Les filetages sont obtenus par roulage afin de ne pas fragiliser la vis.

Le coefficient de frottement μ entre les pièces assemblées dépend de leur état de surface.

Tableau 5: Coefficient de frottement μ

Coefficient de frottement μ	État de surface
0,50	surfaces décapées par grenailage ou sablage et éventuellement métallisées par projection d'aluminium ou d'un revêtement à base de zinc.
0,40	surfaces décapées par grenailage ou sablage avec couche de peinture au silicate de zinc alcalin
0,30	surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme.
0,20	surfaces non traitées.

L'effort de précontrainte maximum que peut subir la vis est :

$$F_{p,C d} = 0,7 \cdot f_{u b} A_s$$

f_{ub} est la résistance à la traction du boulon (indice b = boulon ou bolt en anglais).

Pour atteindre cette précontrainte, il faudra appliquer à la tête du boulon un couple :

$$C = k \cdot d \cdot F_{p,C d}$$

k = coefficient de frottement écrou-rondelle donné par le fabricant.

Il varie de 0,15 à 0,16. De nouveaux boulons devraient apparaître sur le marché : leur coefficient sera de 0,12 et on devra serrer obligatoirement l'écrou, jamais la tête.

1.2.3 COEFFICIENTS PARTIELS DE SÉCURITÉ

Les coefficients partiels de sécurité à utiliser pour les assemblages boulonnés sont les suivants :

$$\begin{aligned} \gamma_{M2} &= 1,5 && \text{pour la résistance des boulons sollicités à la traction} \\ \gamma_{M2} &= 1,25 && \text{pour les autres cas.} \end{aligned}$$

Pour les boulons à haute résistance interviennent également des coefficients de sécurité sur la résistance au glissement :

- pour les trous normaux et les trous oblongs dont l'axe de la fente est perpendiculaire à la direction de l'effort de glissement

$$\begin{aligned} \gamma_{Ms,ult} &= 1,10 && \text{pour l'état limite ultime} \\ \gamma_{Ms,ser} &= 1,20 && \text{pour l'état limite de service} \end{aligned}$$

- pour les trous surdimensionnés et les trous oblongs dont l'axe de la fente est parallèle à la direction de l'effort de glissement

$$\gamma_{Ms,ult} = 1,25 \quad (\text{le calcul ne se fait qu'à l'état limite ultime})$$



1.2.4 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Diamètres des trous (d_0):

Les trous des boulons sont forés ou poinçonnés. Ils présentent un jeu par rapport au diamètre nominal de la vis.

$$\text{diamètre de la vis (d) = 12 et 14 mm} \quad d_0 = d + 1$$

$$\text{diamètre de la vis (d) = 16 à 24} \quad d_0 = d + 2$$

$$\text{diamètre de la vis (d) > à 27} \quad d_0 = d + 3$$

Il existe également des trous surdimensionnés ou oblongs pour lesquels les jeux sont supérieurs à ceux donnés ci-dessus.

Pour les **Pince longitudinale** (e_1), **pince transversale** (e_2) et **entraxes** (p_1 et p_2)

1.2.5 VÉRIFICATION DES ASSEMBLAGES

1.2.5.1 Assemblages travaillant au cisaillement

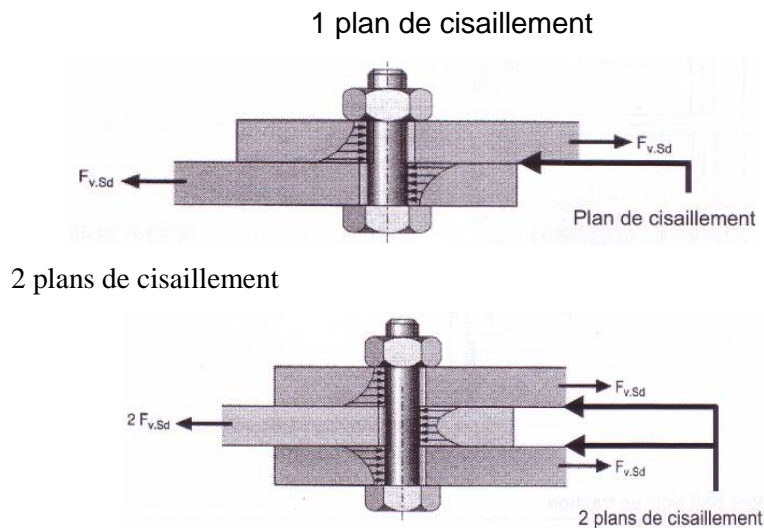


Figure 13 : Plan de cisaillement

1.2.5.2 Résistance de calcul des boulons

Comme pour les rivets la ruine peut intervenir lorsqu'il y a cisaillement de la tige des boulons ou lorsque la pression diamétrale au contact vis - bord du trou est trop importante.

* Résistance au cisaillement par plan de cisaillement :

- le plan de cisaillement passe par la partie filetée de la vis :

- classes 4.6, 5.6, 6.6 et 8.8

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6f_{ub}A_s}{\gamma_{M2}}$$

f_{ub} = résistance à la traction du boulon

- classes 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9



$$F_{v,Rd} = \frac{0,5f_{ub}A_s}{\gamma_{M2}}$$

- le plan de cisaillement passe par la partie non filetée de la vis.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6f_{ub}A}{\gamma_{M2}}$$

*** Résistance à la pression diamétrale :**

On doit aussi vérifier à la pression diamétrale en concomitance avec les efforts de cisaillement: si la pression diamétrale est trop importante on observe une ovalisation non maîtrisée des trous de perçages. Deux types de ruines sont possibles si la pression devient vraiment trop excessive, en plus du risque de ruine par cisaillement:

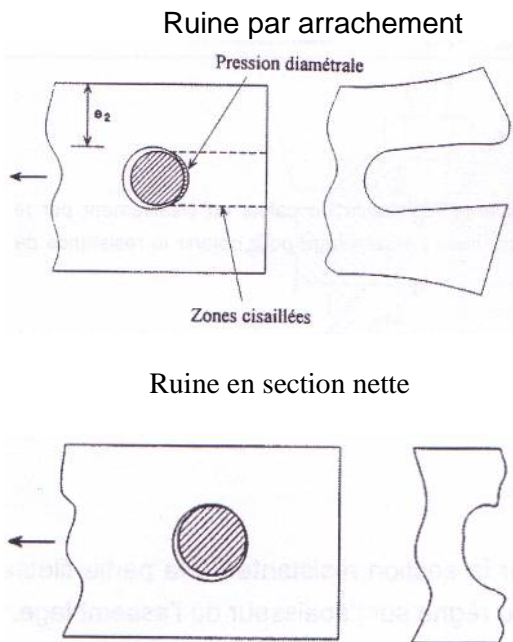


Figure 14 : Modes de ruines

$F_{b,Rd}$ = Résistance à la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5\alpha.f_u.d.t}{\gamma_{M2}}$$

Avec : f_u = résistance à la traction des pièces assemblées

d = diamètre nominal de la vis

t = épaisseur de la plus mince des pièces assemblées

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\}$$

On peut également obtenir une valeur de la résistance de calcul à la pression diamétrale en utilisant le tableau 8 ci-après. Cette valeur place en sécurité. Elle n'est à utiliser qu'avec les trous normaux.

N.B. : $F_{b,Rd}$ doit toujours être inférieure à $2,0 f_{ub} d t$

* **Résistance au glissement pour les boulons à haute résistance**

La pression exercée par les boulons à haute résistance sur les éléments assemblés empêche leur glissement. On pourra donc calculer, quand ces boulons sont utilisés, une résistance au glissement $F_{s,Rd}$.

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

Avec : $F_{p,Cd}$ = effort de précontrainte

μ : coefficient de frottement des surfaces assemblées

n : nombre d'interfaces de frottement

k_s : facteur de forme du trou

$k_s = 1$ si les trous sont normaux

$k_s = 0,85$ si les trous sont surdimensionnés ou oblongs courts,

$k_s = 0,7$ s'ils sont oblongs longs.

1.2.5.3 Catégories d'assemblages

On classe les assemblages en catégories selon la manière dont ils travaillent.

● **Catégorie A : Assemblages travaillant à la pression diamétrale.**

Ils peuvent être réalisés avec des boulons allant de la classe 4.6 à 10.9 comprise. Aucune précontrainte n'est requise.

Les vérifications à faire concernent l'effort de cisaillement de calcul exercé sur chaque boulon à l'état limite ultime $F_{v,Sd}$:

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$$

● **Catégorie B : Assemblages résistant au glissement à l'état limite de service.**

Ils sont réalisés avec des boulons à haute résistance avec un serrage contrôlé. Il ne doit pas se produire de glissement à l'état limite de service.

Les vérifications à faire concernent l'effort de cisaillement de calcul exercé sur chaque boulon à l'état limite ultime $F_{v,Sd}$ et l'effort de glissement de calcul exercé sur chaque boulon à l'état limite de service

$F_{v,Sd,ser}$

$$F_{v,Sd,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$$

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$$

● **Catégorie C : Assemblages résistant au glissement à l'état limite ultime.**

Ils sont réalisés avec des boulons à haute résistance et avec un serrage contrôlé. Il ne doit pas se produire de glissement à l'état limite ultime.

Les vérifications à faire concernent l'effort de cisaillement de calcul exercé sur chaque boulon à l'état limite ultime $F_{v,Sd}$.

$$F_{v,Sd} \leq F_{s,Rd}$$

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$$

Il y a une vérification supplémentaire concernant la résistance plastique de la section nette au droit des trous de boulon $N_{net,Rd}$.

$$N_{net,Rd} = A_{net} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

1.2.5.4 Assemblages travaillant en traction

* Résistance de calcul des boulons

Pour tous les boulons, la résistance de calcul en traction est :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

1.2.5.5 Catégories d'assemblages

• **Catégorie D : Assemblages par boulons non précontraints.**

Ils peuvent être réalisés avec tous les types de boulons. Aucune précontrainte n'est requise.

Ces assemblages ne doivent pas être utilisés dans le cas où la sollicitation de traction est soumise à des variations fréquentes (on peut cependant les utiliser pour résister à des actions usuelles de vent).

• **Catégorie E : Assemblages par boulons précontraints à haute résistance.**

Ils sont réalisés avec des boulons à haute résistance. Ces assemblages sont utiles lorsqu'il se pose des problèmes de fatigue.

Pour ces deux catégories d'assemblages, les vérifications à faire sont identiques et concernent l'effort de traction par boulon à l'état limite ultime $F_{t,Sd}$.

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

Dans les assemblages en traction, il peut se produire un poinçonnement au niveau de la tête du boulon. Dans ce cas, la vérification à faire sera la suivante :

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

$B_{t,Rd}$ est la résistance en traction de l'ensemble plaque - boulon.

$$B_{t,Rd} = \min \{ F_{t,Rd} ; B_{p,Rd} \}$$

$$B_{p,Rd} = 0,6\pi d_m t_p \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$B_{p,Rd}$ est la résistance au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon.

t_p = épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou de l'écrou

d_m = diamètre moyen de la tête du boulon ou de l'écrou (plus petite des deux valeurs).



Remarque :

Pour certains assemblages en traction, il peut se produire un effet de levier qui augmente l'effort de traction sur les boulons. Cet effet dépend des rigidités relatives des différentes parties de l'assemblage. (cf. schéma ci-contre)

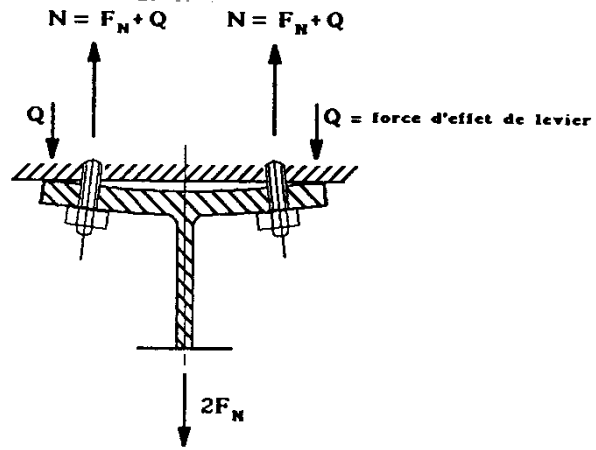


Figure 15: Assemblage produisant un effet de levier

1.2.5.6 Assemblages soumis à des efforts combinés de cisaillement et de traction.

*** Résistance des boulons**

Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement et de traction devront satisfaire aux vérifications requises en traction, au cisaillement, plus une vérification supplémentaire.

$$\begin{aligned}
 F_{t.Sd} &\leq F_{t.Rd} \\
 F_{t.Sd} &\leq B_{p.Rd} \\
 F_{v.Sd} &\leq F_{b.Rd} \\
 \frac{F_{v.Sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Sd}}{1,4F_{t.Rd}} &\leq 1
 \end{aligned}$$

*** Résistance au glissement**

Si un assemblage résistant au glissement supporte un effort de traction, la résistance au glissement de chaque boulon est calculée selon les formules ci-dessous :

• Catégorie B : assemblages résistant au glissement à l'état limite de service.

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

• Catégorie C : assemblages résistant au glissement à l'état limite ultime.

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

Remarque :

Si l'assemblage résiste en flexion, de telle manière que l'effort de traction est contrebalancé par un effort de contact du côté comprimé, il n'est pas nécessaire de réduire la résistance au glissement.



1.2.5.7 Vérification au cisaillement de bloc

Lorsqu'on a un groupe de trous de fixation à l'extrémité d'une âme de poutre ou d'une console, il peut se produire un cisaillement de bloc. Cela se traduit par l'arrachement d'une partie (représentée hachurée sur les dessins ci-dessous).

On détermine la résistance efficace au cisaillement de bloc :

$$V_{\text{eff.Rd}} = \frac{f_y A_{v,\text{eff}}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

	<p>L'aire efficace de cisaillement est donnée par :</p> $A_{v,\text{eff}} = t \cdot L_{v,\text{eff}}$ <p>t = épaisseur de l'âme ou de la console pouvant être cisailée en bloc</p> $L_{v,\text{eff}} = L_v + L_1 + L_2$ <p>mais $L_{v,\text{eff}} \leq L_3$</p> $L_1 = a_1$ <p>mais $L_1 \leq 5d$</p> $L_2 = (a_2 - kd_{0,t}) \frac{f_u}{f_y}$ $L_3 = L_v + a_1 + a_3$ <p>mais</p> $L_3 \leq (L_v + a_1 + a_3 - nd_{0,v}) \frac{f_u}{f_y}$ <p>$d_{0,t}$ = diamètre des trous le long de la ligne tendue du bloc $d_{0,v}$ = diamètre des trous le long de la ligne cisailée du bloc n = nombre de trous de fixation le long de la ligne cisailée du bloc k = 0,5 pour une seule rangée de boulons k = 2,5 pour deux rangées de boulons.</p>
--	---

Figure 16 : Cisaillement de bloc

1.2.5.8 Cas des assemblages longs

Lorsque, dans le sens de transmission des efforts, la distance entre les centres des éléments d'attache extrêmes est supérieur à 15d, la résistance au cisaillement $F_{v,R,d}$ de tout les élément d'attache devra être réduite.

1.2.6 APPLICATION

Exercice N° 1

L'assemblage deux cornières (L90x90x6) a un gousset (t = 15 mm) est réalisé par deux boulons M20 classe 8.8, les deux cornières sont soumis à un effort de traction dont l'intensité est $F_{Sd} = 140$ kN. L'acier utilisé pour les cornières et le gousset est le S275.

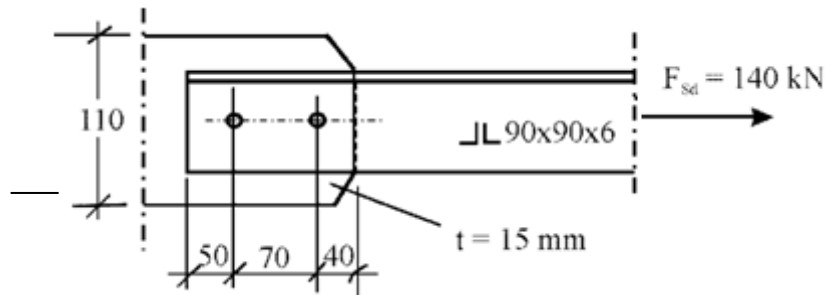


Figure 17 : L'assemblage deux cornières à un gousset

Vérifier la résistance de cet assemblage ?

Solution :

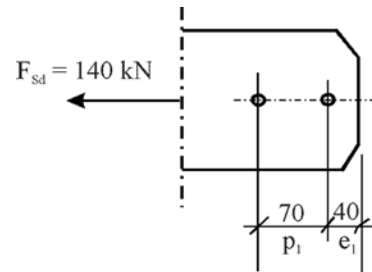
Vérification de la résistance des boulons

$$F_{v,Rd} = n \cdot m \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 2 \times 2 \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} = 375,310^3 \text{ N} = 375,3 \text{ kN} > 140 \text{ kN}$$

Vérification de la pression diamétrale

* Du plat

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5\alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \times 0,61 \times 430 \times 20 \times 15}{1,25} = 157,4 \cdot 10^3 \text{ N} = 157,4 \text{ kN} > \frac{F_{v,Sd}}{2} = \frac{140}{2} = 70 \text{ kN}$$

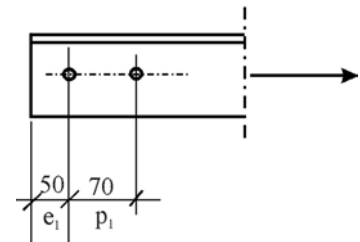


Avec :

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} = \frac{40}{3 \times 22} = 0,61; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{70}{3 \times 22} - \frac{1}{4} = 0,81; \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{430} = 1,86; 1 \right\} = 0,76$$

* De la cornière

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5\alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \times 0,76 \times 430 \times 20 \times 2 \times 6}{1,25} = 156,8 \cdot 10^3 \text{ N} = 156,8 \text{ kN} > \frac{F_{v,Sd}}{2} = 70 \text{ kN}$$



Avec :

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} = \frac{50}{3 \times 22} = 0,76; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{70}{3 \times 22} - \frac{1}{4} = 0,81; \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{430} = 1,86; 1 \right\} = 0,76$$

* **Vérification de la traction des cornières :**

La résistance plastique de calcul de la section brute, $N_{pl,Rd}$ est égale à :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2 \times 1050 \cdot 275}{1,0} = 577,510^3 \text{ N}$$

La résistance ultime de calcul de la section nette, $N_{u,Rd}$ est égale à :

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,482 \times 2 \times (1050 - 22 \times 6) \times 430}{1,25} = 304,4 \cdot 10^3 \text{ N} = 304,4 \text{ kN} > 140 \text{ kN}$$

Avec:

$\beta_2 = 0,482$ par interpolation (voir cours sur la traction)

pour $2,5d_0 = 2,5 \times 22 = 55 \text{ mm} \rightarrow \beta_2 = 0,4$
 pour $5d_0 = 5 \times 22 = 110 \text{ mm} \rightarrow \beta_2 = 0,7$

$$\min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}) = 152,4 \text{ kN} > 140 \text{ kN}$$

*** Vérification du gousset :**

La résistance ultime de calcul de la section nette, $N_{u,Rd}$ est égale à :

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times (110 - 22) \times 15 \times 430}{1,25} = 408,6 \cdot 10^3 \text{ N} = 408,6 \text{ kN} > 140 \text{ kN}$$

Exercice N° 2 :

L'assemblage de deux plats (-180×16 acier S235) bout a bout est réalisé par deux couvre-joints ($-340 \times 180 \times 8$ acier S235) et des boulons HR M20 classe 10-9 (boulons résistant au glissement à l'ELU) comme le montre la figure suivante :

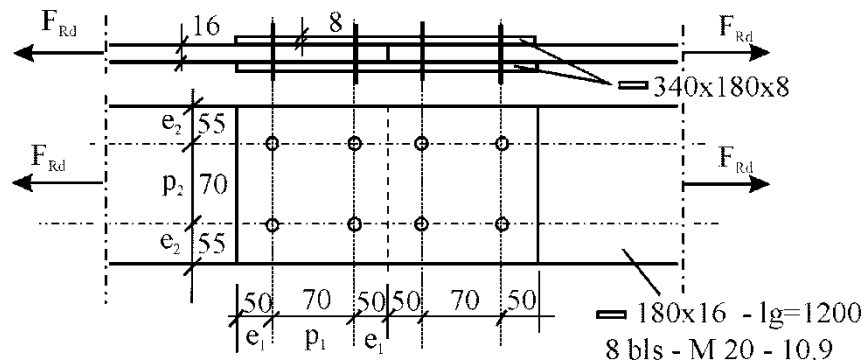
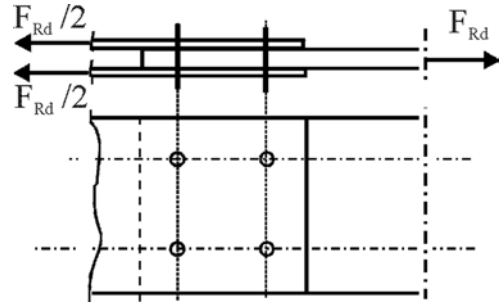


Figure 18 : Assemblage de deux plats par couvre-joint

Trouver l'effort F_{Rd} maximum que peut supporté cette assemblage ?

Solution :

Considérant l'équilibre de la partie gauche de l'assemblage



Précontrainte sur le boulon

$$F_{p,Cd} = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,5 \cdot 10^3 \text{ N} = 171,5 \text{ kN}$$

Effort de glissement que peut supporté un boulon est

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{Ms}} F_{p,Cd} = \frac{1,0 \times 2 \times 0,5}{1,1} 171,5 = 155,9 \text{ kN}$$

L'effort que peut transmettre les quatre boulons est de : $155,9 \times 4 = 623,6 \text{ kN}$

Effort maximum par boulon dû a la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \times 0,758 \times 360 \times 20 \times 16}{1,25} = 174,6 \cdot 10^3 \text{ N} = 174,6 \text{ kN}$$

Avec :

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} = \frac{50}{3 \times 22} = 0,758; \quad \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{70}{3 \times 22} - \frac{1}{4} = 0,81; \quad \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{1000}{360} = 2,778; \quad 1 \right\} = 0,758$$

L'effort maximum que peut supporté l'assemblage est de : $174,6 \times 4 = 698,4 \text{ kN}$

Effort de traction ultime :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(180 - 2 \times 22) \times 16 \times 235}{1,1} = 464,9 \cdot 10^3 \text{ N} = 464,9 \text{ kN}$$



$$N_{pl.Rd} = A x f_y / \gamma_{M0} = 180 \times 16 \times 235 / 1,1 = 615,2 \text{ kN}$$

Effort maximum que peut supporté cette assemblage est de : $F_{Rd} = 464,9 \text{ kN}$

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent aux fondations les efforts extérieurs qui sont appliqués aux bâtiments:

- Efforts verticaux
- Poussées horizontales
- Moments fléchissant résultants des efforts horizontaux et des charges verticales appliquées à des consoles ou à des systèmes hyperstatiques

2.1. PROFILÉS UTILISÉS:

- IPE pour les faibles efforts
- HE pour les efforts moyens
- PRS, HE renforcés ou profilés en caisson pour les très gros efforts.
- Poteaux de section pleine, en acier forgés, pour des efforts très conséquents (ils sont livrés en longueurs de 11m et peuvent être livrés pour des diamètres de 150 à 1000).
- Poteaux mixtes acier/béton, le béton étant coulé dans ou autour du profilé (résistance mécanique et résistance au feu très bonnes).

2.2. TYPES DE POTEAUX:

- Encastrés au pied et articulés en tête
- Articulés au pied et encastrés en tête (le plus courant)
- encastrés aux deux extrémités

Sols de fondations: on doit en tenir compte dans le choix du type d'articulation; certains sols ne permettent pas de reprendre de façon économique les moments de flexions, et dans certains cas des efforts horizontaux importants. Un tirant placé en sommet ou en pied de montant, peut permettre de reprendre les efforts horizontaux dus aux charges verticales, mais ne peut évidemment pas équilibrer une charge horizontale extérieure.

2.3 PIEDS DE POTEAUX:

Ils sont composés des éléments suivants:

Platine: plaque soudée en bout de poteau dont le rôle essentiel est de répartir au maximum la pression sur le béton, engendrée par la compression du poteau. Il est de fait que la pression sur la platine n'est pas uniforme; en réalité on observe une concentration de pression sur une zone limitée, homothétique de l'impact du profil du poteau. Le contour de la surface à partir de laquelle on calcule la pression sur le béton, obtenue par épanouissement à 45° dans l'épaisseur de la platine du contour de la section du poteau ou du grain). En règle générale le béton accepte bien cette surpression locale.

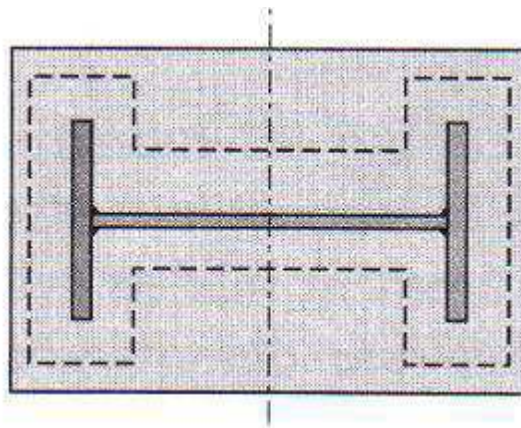


Figure 19 : Platine

Tiges d'ancrages: On les place pour prévenir tout décollement de la platine (force de soulèvement, moment d'encastrement); leur serrage peut d'ailleurs parfois engendrer des efforts dimensionnant pour la platine. Suivants les efforts on peut concevoir des tiges droites, courbes, avec plaques d'ancrages ou sur sommiers, le type plus courant étant les tiges avec courbures :

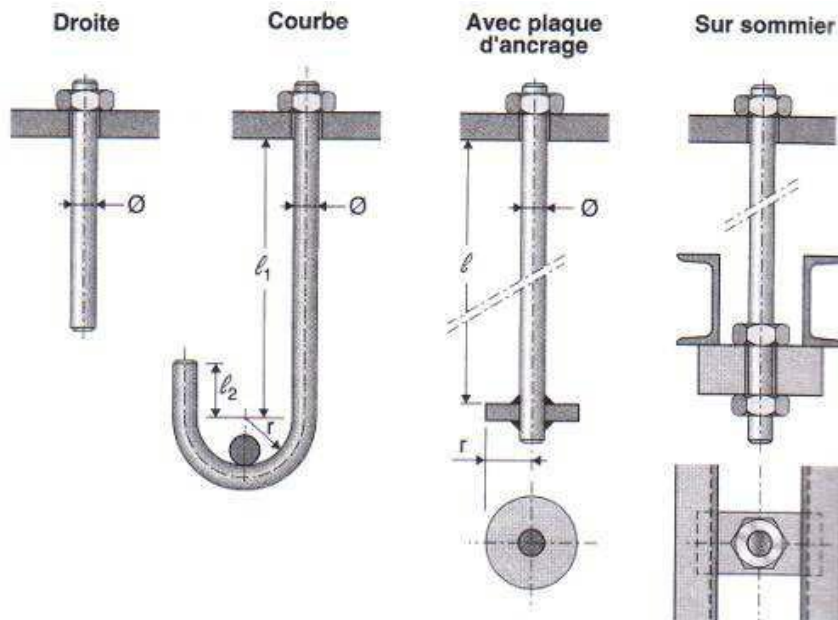


Figure 20 : Type de tiges d'ancrages

à noter qu'elles ne doivent jamais reprendre l'effort tranchant, on utilise pour cela le frottement platine/béton ou une bêche (le béton éclaterait sous l'effet de la pression diamétrale). La partie droite de la tige reprend les efforts de traction par adhérence (sorte de collage entre les deux matériaux, acier et béton). Les parties courbes reprennent des efforts par frottement (du à la compression des tiges sur le béton). La profondeur d'ancrage des clés varie de 40 à 80cm, au delà il n'est plus possible de nettoyer correctement les cheminées d'ancrage avant coulage du béton. Dans ce cas les clés d'ancrages ne jouent qu'un rôle de montage. Pour reprendre des efforts très importants on utilise des tiges sommier ou à tête marteau, qui reportent les efforts de traction sur les clés d'ancrages, lesquelles les reportent sur le béton où elles sont ancrées. Le béton coulé par la suite n'est plus ainsi supposé reprendre une part quelconque de la traction des tiges.

Soudure poteau/platine: celle-ci doit équilibrer l'effort de compression d'une part, les efforts de traction dans les tiges d'ancrage d'autre part. Dans ce dernier cas il faut prêter attention au fait que ces efforts peuvent n'intéresser de manière efficace qu'une partie de ces cordons de

soudure.

Bêche d'ancrage: assure la reprise de l'effort tranchant en cas de frottement insuffisant, et éventuellement les moments de torsion d'encastrement. Elle est constituée par une chute en I ou en H de faible hauteur soudée sur la platine.

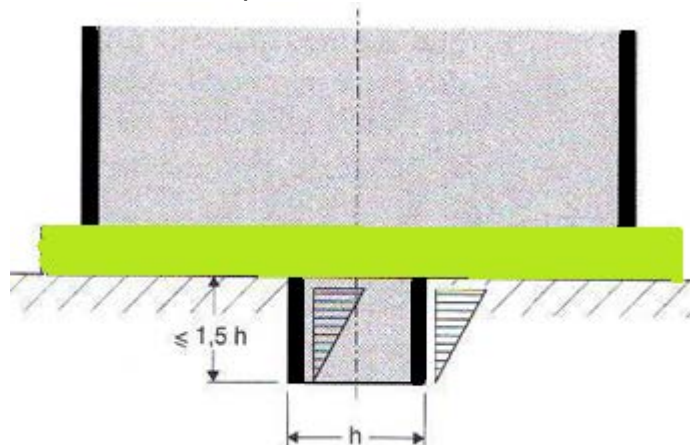


Figure 21 : Bête d'ancrage

Afin de garantir un comportement en bloc rigide on doit avoir la largeur de la bête comprise entre 6 cm et 1.5h du profilé.

On décompte de la hauteur une garde de 3cm inefficaces pour faire face aux aléas que représente le bourrage du béton sous la platine. Pour les efforts on retient en général une répartition triangulaire de la pression exercée par les ailes de la bête sur le béton. Les ailes de la bête doivent également présenter une rigidité importante afin d'assurer une bonne répartition de la pression sur le béton ; on admet qu'il en est ainsi lorsque: $b \leq 20.t_f$

Vérification de la bête:

- Flexion à l'encastrement sous la platine
- Soudure bête/platine
- Cisaillement du à l'effort tranchant

Raidisseurs de platine: ils doivent être rigidement encastres sur le poteau; pour que leur bord libre soit à l'abri du voilement local.

2.4 BASES DES CALCULS:

On admet que les platines, soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant des lignes tangentes au contour du poteau. Les portions de tôles situées à l'extérieur de ces lignes sont alors à calculer comme des poutres en porte à faux, et il faut vérifier que la section de tôle située au droit de la ligne de pliage est capable de résister au moment des réactions exercées par le massif de fondations entre cette section et le bord libre de la platine. Les calculs vont donc consister:

- À déterminer la surface de la platine, en fonction de la contrainte admissible de compression du béton du massif de fondation
- déterminer l'épaisseur de la platine, en fonction de la contrainte de flexion calculé au droit de chaque ligne de pliage
- déterminer les boulons d'ancrage, en fonction des efforts de traction engendrés soit par un moment au pied (encastrement), soit par un soulèvement au vent.



2.4.1 Pieds de poteaux encastrés:

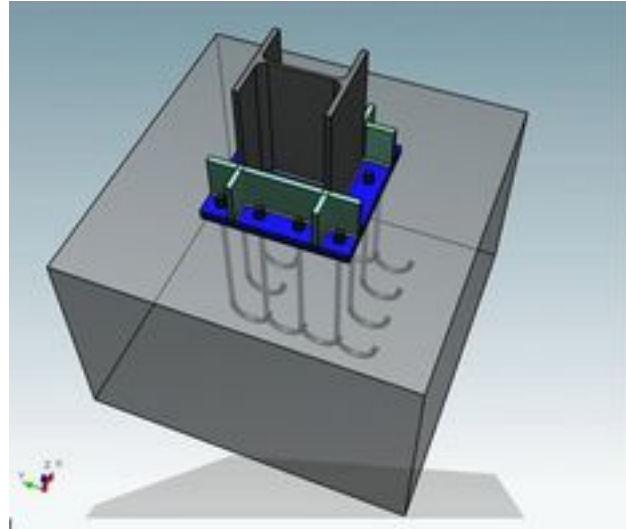


Figure 22 : Poteau encastré

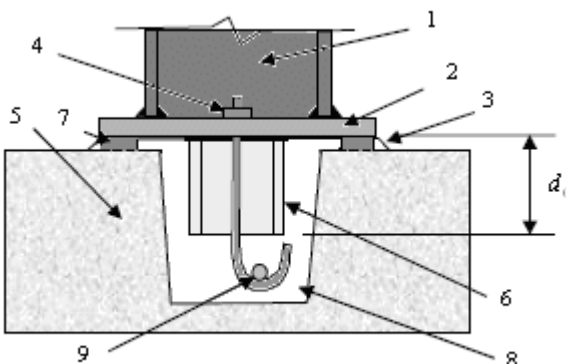
- Effort normal maxi de compression avec moment significatif correspondant (vérification béton et platine)
- Effort normal maxi de traction avec moment significatif correspondant (vérification tiges d'ancrages)
- Effort de cisaillement maxi avec effort normal correspondant (vérification de la bêche)

Dispositions constructives: Les fondations sont nettement plus importantes, surtout pour de mauvais sols. L'appui est réalisé par une base étalée dans le sens perpendiculaire à l'axe du moment. Afin d'avoir des épaisseurs de platine raisonnables on place généralement des raidisseurs.

nota important: l'effort de cisaillement n'est jamais repris par les cannes d'ancrages ; il est soit repris par adhérence béton/acier, soit par une bêche.

Poteau noyé dans le béton: le poteau est noyé dans une réservation facilement accessible à la main (profondeur < 60 cm) cela permet un nettoyage du fond et la mise en place de cales:

2.4.2 Poteau articulé



1. Poteau en I
2. Plaque d'assise
3. Scellement rempli de mortier de calage
4. Boulon d'ancrage
5. Fondation en béton
6. Bêche de cisaillement en I
7. Plaque de positionnement /nivellement en acier
8. Cavité à remplir de mortier après avoir positionné le poteau

Figure 23 : Poteau articulé

Dispositions constructives : Le poteau est soudé en pied sur tout le pourtour sur une platine ancrée sur le béton par deux tiges d'ancrage. Les tiges viennent s'accrocher sur une platine d'ancrage. La platine doit être suffisamment petite pour que l'hypothèse d'articulation reste valable.

2.5 CALCUL DES PLATINES ET DES ANCRAGES EN PIEDS DE POTEAUX

2.5.1 Pied de poteau articulé

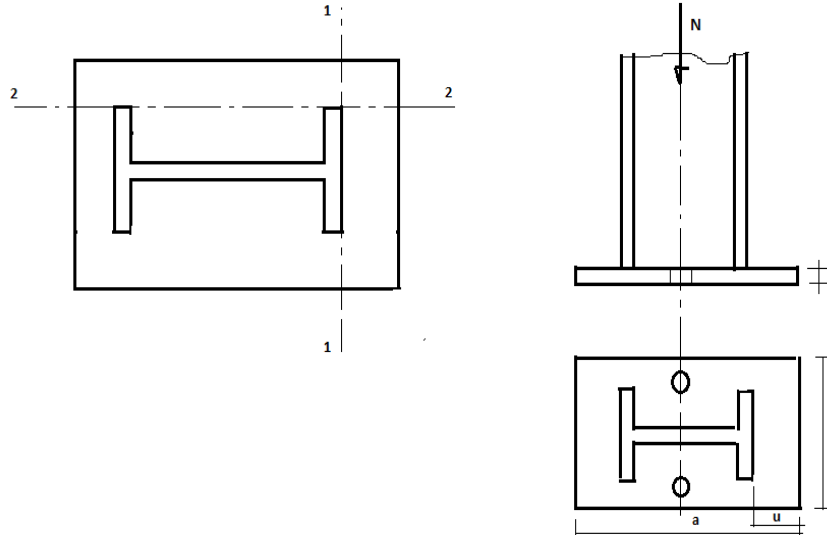


Figure 24 : Schéma de calcul

Les platines soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant les lignes tangentes au contour des poteaux, voir figure ci-dessus, les lignes 1-1 et 2-2.

Les parties de tôles situées à l'extérieur de ces lignes sont à calculer comme des poutres en console, et il faut vérifier que la section de tôle située au droit de la ligne de pliage est capable de résister au moment des réactions exercées par les fondations entre cette section et le bord libre de la platine.

Les calculs vont consister à :

- Déterminer la surface de la platine, en fonction de la contrainte admissible de compression du béton du massif de fondation.
- Déterminer l'épaisseur de la platine, en fonction de la contrainte de flexion calculée au droit de chaque ligne de pliage.
- Déterminer les boulons d'ancrage, en fonction des efforts de traction engendrés soit par un moment en pied (encastrement), soit par un soulèvement au vent.

Surface de la platine

Elle est calculée par la condition :

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \leq f_{bu}$$

Épaisseur de la platine

L'effort à droite de la ligne 1-1 est :

$$F = \sigma \cdot b \cdot u$$

Le moment a pour valeur :

$$M = F \frac{u}{2} = \sigma \cdot b \cdot \frac{u^2}{2}$$

Le moment résistant élastique de la platine est :

$$M_{e1} = W_{e1} \cdot f_y \text{ avec } W_{e1} = \frac{b \cdot t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :

$$\sigma \cdot b \cdot \frac{u^2}{2} \leq f_y \cdot \frac{b \cdot t^2}{6} ; \text{ soit } t \geq u \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma}{f_y}}$$

Inversement, si t est fixé, on vérifie la contrainte de flexion σ au droit de la ligne de pliage.

$$\text{Soit } \sigma \leq \frac{f_y}{3} \left(\frac{t}{u} \right)^2$$

Goujons d'ancrage

L'effort admissible par scellement, dans le cas de goujon avec crosse, fixé par les règles CM66 vaut :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

g_c : le dosage en ciment du béton (Kg/m^3)

$$r = 3\phi \quad l_2 = 2\phi \quad l_1 = 20\phi$$

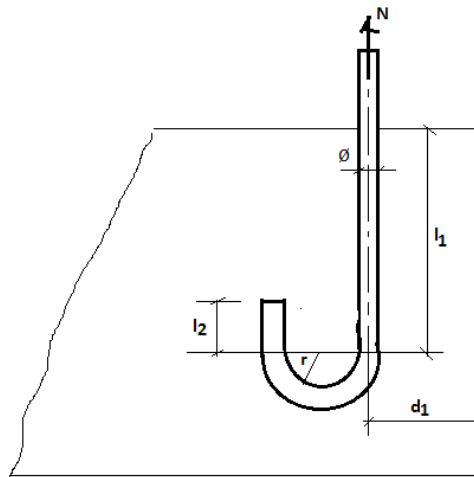


Figure 25 : Dimensions de la tige

Application :

Soit un poteau HEB200, articulé en pied, soumis aux sollicitations suivantes :

- Effort de compression (G+Se) : $N = 44000 \text{ daN}$
- Effort de soulèvement au vent (G+We) : $V = 12000 \text{ daN}$
- Béton dosé à 350 Kg/m^3 de ciment $\sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$

Déterminer l'épaisseur de la platine et le diamètre des goujons

Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \leq f_{bu}$$

$$\sigma = \frac{44 \cdot 10^4}{32^2} = 4,3 \text{ MPa} < 8 \text{ MPa} = f_{ub}$$

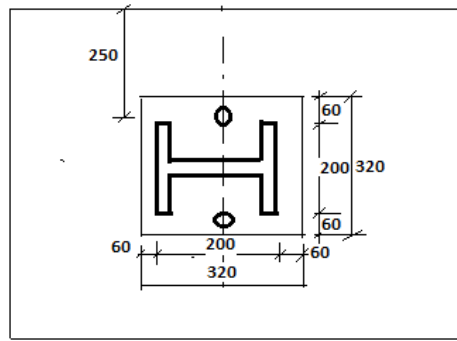
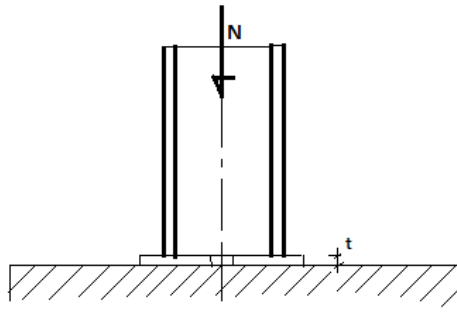


Figure 26 : Vue en plan

Epaisseur de la platine :

$$t \geq u \sqrt{\frac{3\sigma}{f_y}} \quad t \geq 60 \sqrt{\frac{3.43}{2350}} = 13.5 \quad \text{soit } t=15 \text{ mm}$$

Diamètre des goujons :

Effort de traction par goujon :

$$\frac{V}{2} = 6000 \text{ daN}$$

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7.350}{1000}\right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{250}\right)^2} (20\phi + 19,2\phi + 7\phi) = 6517 \text{ daN}$$

D'où $\phi^2 - 3\phi - 375 \geq 0$

Soit $\phi \geq 21 \text{ mm}$ donc $\phi = 22 \text{ mm}$

$$\frac{V}{2} \leq N_a; \quad 6000 \text{ daN} < 6517 \text{ daN}$$

2.5.2 Pied de poteau encastré

Un pied de poteau doit résister aux effets des charges de calcul, les tiges d'ancrage ont pour but d'assurer la résistance en traction vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexion.

Le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré N et un moment de flexion M, qui est équivalent à un effort N excentré de $e = \frac{M}{N}$

Les boulons situés sur le côté opposé à l'effort N sont soumis à un effort de traction et le béton situé du côté de l'effort N est soumis à un effort de compression avec répartition triangulaire (figure ci-dessous)

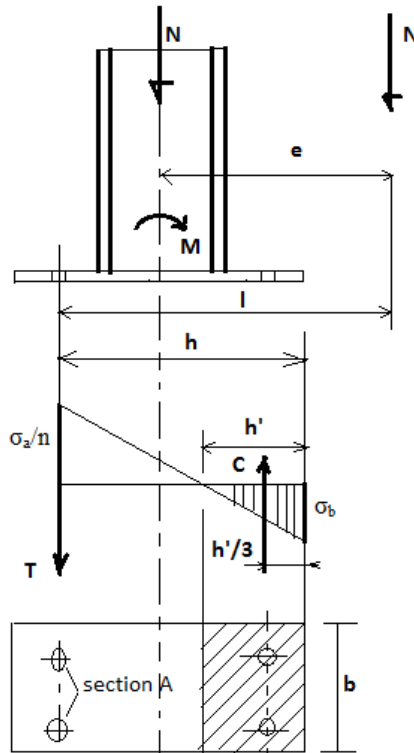


Figure 27

- Effort de traction sollicitant les boulons de gauche : $T = A \cdot \sigma_a$
- Effort de compression sollicitant le béton sous la platine : $C = \frac{1}{2} b h' \sigma_b$
- n est le coefficient d'équivalence acier-béton ($n = \frac{E_a}{E_b}$)

donc $\sigma_a = n \sigma_b \frac{h-h'}{h'}$

L'équilibre des forces $N+T = C$ et celui des moments

$$C \left(h - \frac{h'}{3} \right) = Nl = (C - T)l$$

La combinaison des trois relations précédentes conduit à l'équation suivante, avec $n=15$:

$$h^3 + 3(l-h)h^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

La résolution permet d'obtenir h' , et par la suite de vérifier σ_a et σ_b

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} \leq f_y$$

$$\sigma_b = \frac{2Nl}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub}$$

Application

Soit un poteau HEB200, encastré en pied, soumis à un effort normal pondéré centré de 25000daN et à un moment pondéré de 7500 daNm (fig : ci-dessous) :

- Diamètre des goujons (boulons d'ancrages) $\varnothing = 24mm$
- Béton : $f_{ub} = 8MPa$
- Vérifier les contraintes de traction dans les goujons et de compression sur le béton, et déterminer l'épaisseur de la platine (acier S.235).

Le moment de 7500 daNm est équivalent à un effort N excentré de :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{7500}{25000} = 30\text{cm}$$

$$\frac{D}{6} = \frac{40}{6} = 6,7\text{cm} < e$$

Donc le centre de poussée se trouve hors du tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

- Vérification de la contrainte de compression du béton

$A = 3,53.2 = 7,06 \text{ cm}^2$ (section d'une file de boulons)

$l=50 \text{ cm}$

$h=45\text{cm}$

$b=50 \text{ cm}$

L'équation du 3^e degré en h' s'écrit :

$$h'^3 + 3.5h'^2 + 90.7,06h' - 90.7,06.h = 0$$

L'équation a pour solution $h' = 20,7 \text{ cm}$

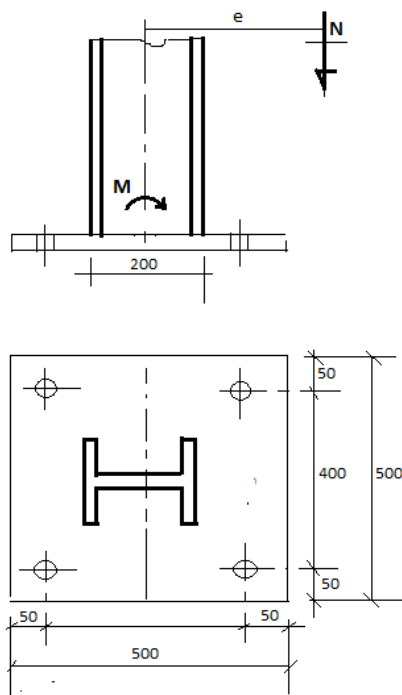


Figure 28

La contrainte de compression sur le béton :

$$\sigma_b = \frac{2 \times 25000 \times 50}{50 \times 20,7(45 - 6,9)} = 6,4 \text{ daN/cm}^2 \leq f_{ub}$$

Vérification des goujons à la traction

$$\sigma_a = \left(\frac{25000}{706} \right) \frac{(500 - 450 + 69)}{(450 - 69)} = 11 \text{ daN/mm}^2 = 110 \text{ MPa}$$

Soit $1,25\sigma_a = 138 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}$

Calcul de l'épaisseur de la platine

Vérification dans la section 1-1

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

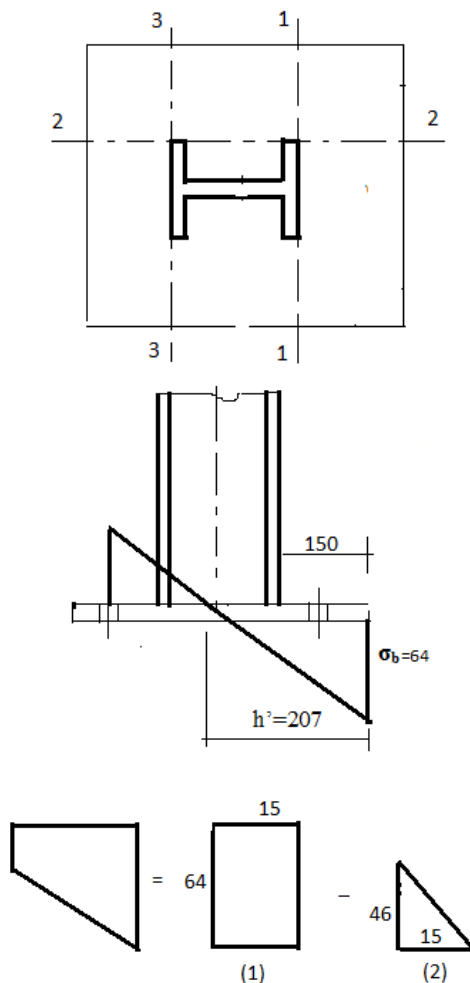


Figure 29

Les moments correspondants, pour une bande de largeur 1 cm et d'épaisseur t , sont :

$$M_1 = 64 \cdot 15 \cdot 0,15/2 = 72 \text{ daNm}$$

$$M_2 = (46 \cdot 15/2) \cdot (0,15/3) = 17 \text{ daNm}$$

$$M = M_1 - M_2 = 55 \text{ daNm}$$

Le moment d'inertie de la platine pour $b=1\text{cm}$ est : $I/V = t^3/6$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$M/W_{el} = 55 \cdot 6/t_2 \leq f_y, \text{ d'où } t \geq 3,8 \text{ cm}$$

Vérification dans la section 2-2

Le même raisonnement conduit au moment maximal :

$$M = 64 \cdot 15 \cdot 0,15/2 = 72 \text{ daNm}$$

D'où ; $72 \cdot 6/t_2 \leq f_y$, soit $t \geq 4,2 \text{ cm}$

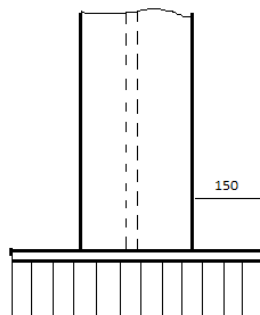


Figure 30

Vérification dans la section 3-3

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment $M = 0,10 T \text{ daNm}$

$$T = A \cdot \sigma_a = 706 \cdot 11 = 7766 \text{ daN}$$

$M=777 \text{ daNm}$
 $W_{el}= 50 t_2/6$

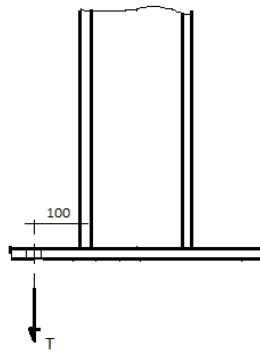


Figure 31

Il faut donc vérifier que :

$$777.6 / (50 \cdot t_2) \leq f_y \quad \text{soit } t \geq 2 \text{ cm}$$

En conclusion, on sélectionnera une platine de 45 mm d'épaisseur (section 2-2 la plus défavorable). Compte tenu de la forte épaisseur de tôle, on préférera une platine plus mince avec des raidisseurs.



CHAPITRE 3

3. CALCUL DES PLANCHERS MIXTES À DALLE COLLABORANT

- Le chapitre concerne les dalles de plancher mixtes dont la portée est disposée dans le sens des nervures uniquement.
- Il s'applique aux calculs de structures de bâtiment où les charges d'exploitation sont à prédominance statique, y compris de bâtiments industriels dont les planchers sont soumis à des charges mobiles.
- Dans le cas de structures où les charges d'exploitation sont largement répétitives ou appliquées brusquement de telle sorte qu'elles produisent des effets dynamiques, les dalles mixtes sont autorisées, mais un soin tout particulier doit être apporté aux dispositions constructives afin de s'assurer que l'action collaborant ne se dégrade pas en exploitation.
- Les dalles soumises aux actions sismiques ne sont pas exclues à condition qu'une méthode de calcul appropriée aux conditions sismiques soit définie pour le projet particulier.

3.1 INTRODUCTION

Une dalle mixte est l'association d'une tôle en acier profilée surélevée **d'une couche de** béton arme. Il s'agit, à terme, d'un élément acier-béton collaborant.

La tôle profilée joue plusieurs **rôles** :

- lors de la construction, elle sert de plate-forme de **travail aux ouvriers** ;
- lors du bétonnage, elle sert de coffrage pour le **béton frais** ;
- après durcissement du béton, en comportement mixte, elle joue le rôle **d'armature inférieure** de la dalle. (traction)

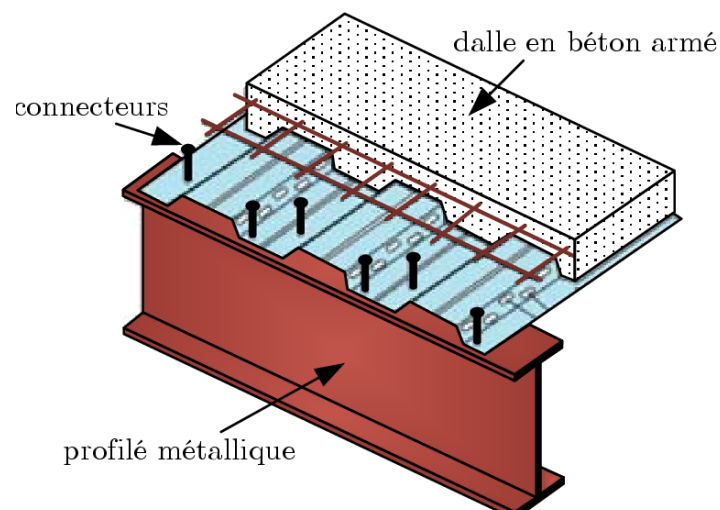


Figure 32 : Plancher mixte

Le comportement mixte est celui qui apparaît après qu'une dalle en béton durci comprenant des tôles profilées en acier, plus des armatures supplémentaires forment un élément monolithe.

La liaison entre tôles profilées et béton est assurée par un ou plusieurs des moyens suivants (voir fig a,b, c et d)

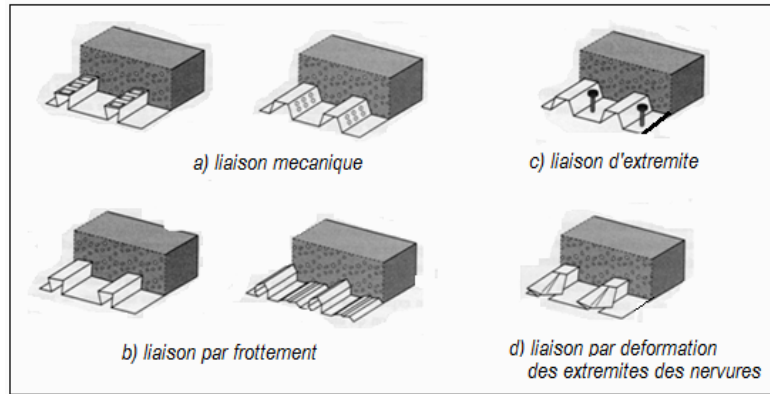


Figure 33 : Formes typiques de liaisons dalles-profiles

- a) Liaison mécanique assurée par des déformations du profil (embossage ou bossage) ;
- b) Liaison par frottement pour les profils à formes rentrantes ;
- c) Ancrage d'extrémité assuré par des goujons soudés ou autre type de connexion locale entre le béton et la tôle en acier, uniquement en combinaison avec (a) et (b)
- d) Ancrage d'extrémité par déformation des nervures à l'extrémité de la tôle, uniquement en combinaison avec (b).

3.2. EXIGENCES ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES (voir fig. 34)

* *Armature et épaisseur de dalle*

- L'épaisseur hors-tout de la dalle mixte $h \geq 80$ mm.
- L'épaisseur de béton h_c au-dessus de la surface plane principale du sommet des nervures de la tôle ≥ 40 mm.
- Si la dalle a une action mixte avec la poutre ou si elle est utilisée comme diaphragme, l'épaisseur totale doit être ≥ 90 mm et h_c doit être ≥ 50 mm.
- Il y a lieu de prévoir une armature transversale et longitudinale dans la hauteur h , du béton. La quantité d'armature minimale est de $0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$ dans chaque sens.

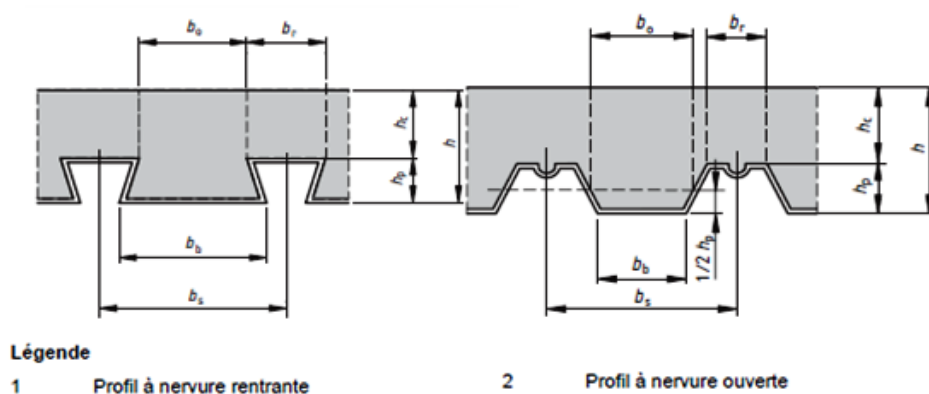


Figure 34 : Dispositions constructives

3.3 TÔLES PROFILÉES

Il y'a une variété de tôle avec des formes et des épaisseurs variant de **(0.75-1.5) mm**.

Chaque constructeur fournit les caractéristiques du profilé ; et le catalogue suivant sert de guide d'illustration.

gammes dimensionnelles des dalles mixtes




	profondeur des nervures mm	épaisseur de la dalle mm	gammes de portées (m)	
(a) 	35-50	100-150	2 - 3.5	nervures rentrantes
(b) 	45-80	120-180	2.5 - 4.5	nervures ouvertes
(c) 	200-225	270-350	4.5 - 8.5	nervures profondes

Figure 35: Tôles profilées

Remarque : plus les portées sont grandes et plus les nervures sont profondes pour augmentation de l'inertie de la tôle (réduction de flèche).

3.4 GRANULATS

La taille nominale des granulats dépend de la plus petite dimension de la tôle dans lequel le béton est coulé, et ne doit dépasser la plus petite des valeurs ci-après :

- $0,40 h_c$
- $b_o/3$; Ou : b_o : largeur moyenne des nervures (largeur minimale pour les profils a formes rentrantes) afin que le granulat pénètre bien dans les nervures.
- 31,5 mm (tamis C31, 5)

3.5 EXIGENCES SUR LES APPUIS

- il convient de prévoir l'appui des dalles mixtes sur de l'acier ou sur du béton avec une longueur minimale de 75 mm. La longueur minimale d'appui d'extrémité de la tôle en acier est de 50 mm
- Dans le cas de dalles mixtes posées sur d'autres matériaux (ex : maçonnerie), il convient de prendre des valeurs \geq (100 mm et 70 mm respectivement)
- Dans le cas de tôles profilées posées en continuité et dans le cas de tôles avec recouvrement transversal, prendre une longueur minimale de l'appui de 75 mm sur de l'acier ou sur du béton et de 100 mm sur d'autres matériaux ; ex : maçonnerie).

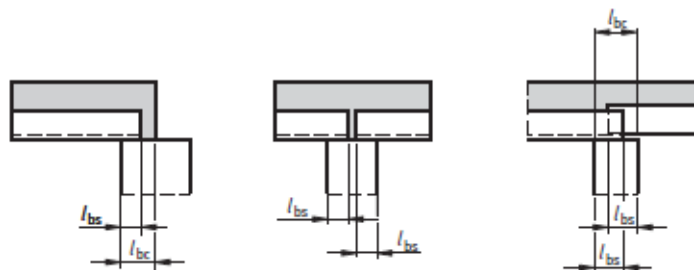


Figure 36 : Conditions aux appuis

- Il est permis de réduire les longueurs minimales de l'appui indiquées à condition que le calcul tienne compte de paramètres adéquats, tolérances, charges, portée, hauteur de l'appui, et dispositions de renfort de continuité.

• Lorsque l'on utilise des appuis réduits, il convient de s'assurer que la fixation de la tôle ne soit encore être réalisée sans détérioration des appuis, et qu'un effondrement dû à un déplacement accidentel en cours de montage ne puisse se produire.

- Une valeur n'excédant pas quatre fois la hauteur de la tôle profilée sans dépasser 200 mm.
- Les interruptions de la tôle ne sont envisageables qu'au droit des appuis définitifs.
- Dans le cas de tôles se recouvrant à leurs extrémités, il convient de réaliser une longueur de la tôle inférieure reposant sur l'appui et qui n'est pas recouverte par la tôle supérieure, plus grande que 25 mm.

3.6 CALCUL DES PLANCHERS MIXTES

3.6.1 Introduction : Les structures de couverture sont constituées d'ossatures (généralement des profils IPE) et de platelages (généralement des bacs acier), qui sont légers, mais suffisants pour reprendre des charges finalement faibles. En revanche, les structures de planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes (IPE parfois, mais surtout HEA, HEB et PRS), recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre des fortes charges (surcharges d'exploitation de bureaux, de stockage...) Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (supportant le platelage) portant sur des poutres maitresses, qui portent elles-mêmes sur des poteaux. Quant aux platelages, ce sont :

- Soit de simple platelages métalliques : tôles épaisses, lisses ou lamées
- Soit des dalles métalliques, à raidisseurs croisés (dalles orthotropes), peu utilisées en bâtiment, en raison de leur coût élevé, et pratiquement réservées à la réalisation de tabliers de ponts.
- Soit des dalles béton, coulées sur pré-dalles ou sur bacs acier utilisés comme coffrages perdus ou collaborant. Ce dernier type de plancher, dit plancher mixte (acier/béton), est le plus répandu dans les constructions de planchers d'immeubles de bureaux, d'entrepôts, de mezzanines, etc... Deux cas de figure sont possibles :

La dalle B.A est non collaborant : elle n'est pas liaisonnée avec l'ossature porteuse en acier, et ne participe donc pas, de ce fait, à l'inertie globale du plancher. La dalle constitue, dans ce cas, une charge permanente pour l'ossature porteuse, qui est pénalisante du fait de son poids élevé ;

La dalle en B.A est collaborant : elle participe à l'inertie globale du plancher, ce qui impose qu'elle soit parfaitement liaisonnée avec la structure porteuse. Pour cela, il faut prévoir des dispositifs de liaison (connecteurs), à l'interface acier/béton, qui solidarissent dalle et poutres entre elles et s'opposent à leur glissement mutuel.

Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, nous allons développer la méthode de calculs de ce type de plancher.

3.6.2 Calcul d'un plancher mixte à dalle collaborant :

a) Inertie du montage poutre/ dalle :

Section mixte : $S = A + \frac{B}{n}$ avec $B = bt$

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à G_A , centre de gravité de la poutre acier, on obtient (d) en écrivant l'égalité des moments statiques par rapport à (Δ) :

Poutre : $\mu_A = A \cdot d$

Dalle : $\mu_B = \frac{B}{n} \cdot f$

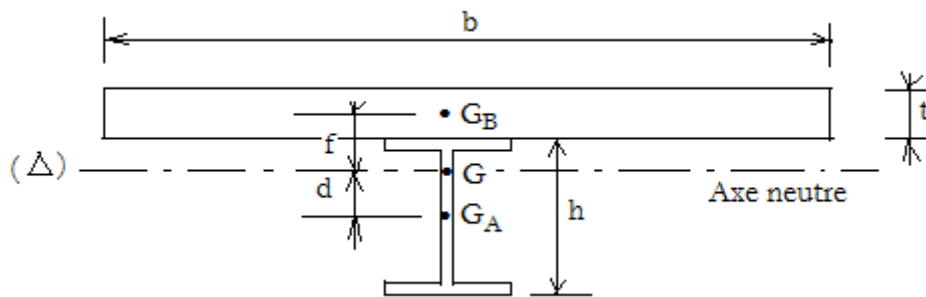


Figure 37 : Section mixte

Soit $A \cdot d = \frac{B}{n} \cdot f$ Or, $f + d = \frac{t+h}{2}$

D'où : $d = \frac{b \cdot t}{n} \cdot \frac{t+h}{2S}$

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) est :

$$I = I_A + Ad^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{B}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

I_A et I_B étant les inerties propres des sections A et B

Soit : $I = I_A + Ad^2 + \frac{bt^3}{12n} + \frac{bt}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$

Contraintes de flexion simple

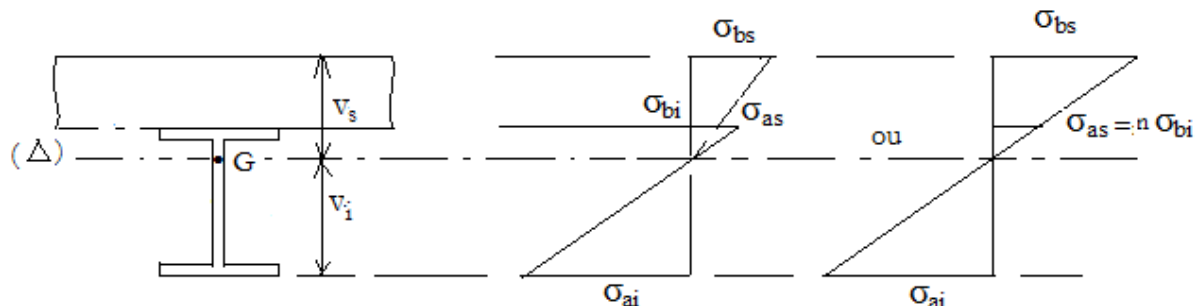


Figure 38 : Contrainte dans la section mixte

M : étant le moment fléchissant maximal dans la section mixte, d'inertie I, les diverses contraintes



extrêmes sont :

Contraintes dans la poutre acier :

$$\text{Traction : } \sigma_{ai} = \frac{M}{I} v_i$$

$$\text{Compression : } \sigma_{as} = \frac{M}{I} (v_s - t)$$

Contraintes dans la dalle béton :

$$\text{Compression (fibre supérieure) : } \sigma_{bs} = \frac{M}{nl} v_s$$

$$\text{Compression (fibre inférieure) : } \sigma_{bi} = \frac{M}{nl} (v_s - t)$$

$$\text{Avec : } v_i = \frac{h}{2} + d \quad \text{et } v_s = \frac{h}{2} + t - d$$

Contraintes additionnelles dues au retrait du béton :

L'effet du retrait peut, en outre, se cumuler avec l'effet de l'abaissement de température (gradient thermique). Ces effets provoquent :

- Un raccourcissement ε_a de la poutre acier
- Un allongement ε_b de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, en fait, ce qui équivaut à un allongement), et l'on a :

$$\varepsilon = \varepsilon_a + \varepsilon_b$$

En posant : $K = \frac{M}{I}$, les contraintes s'écrivent (Figure 39)

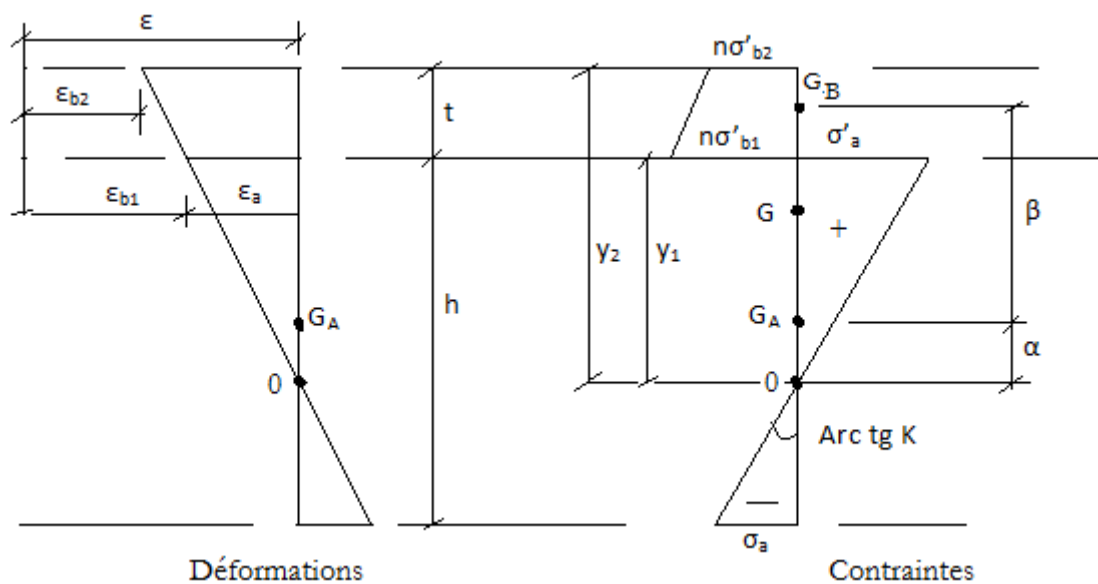


Figure 39 : Contraintes additionnelles dues au retrait du béton

- $\sigma'_a = K \cdot y_1 = E_a \cdot \varepsilon_a$
- $\sigma_a = K(h - y_1)$
- $\sigma'_{b1} = E_b \cdot \varepsilon_b = \frac{E_a}{n} (\varepsilon - \varepsilon_a) = \frac{1}{n} (E_a \cdot \varepsilon - K y_1)$
- $\sigma'_{b2} = \sigma'_{b1} - K(y_2 - y_1) = \frac{1}{n} (E_a \cdot \varepsilon - K \cdot y_2)$

Écrivons l'équilibre du système :

$\Sigma F = 0$ et $\Sigma M/O = 0$ soit:

- Force de traction dans le béton (au niveau de l'axe Σ) :

$$F_B = \frac{B n \cdot \sigma'_{b1} + n \cdot \sigma'_{b2}}{2} = \frac{B}{n} \left(E_a \cdot \varepsilon - K \frac{y_1 + y_2}{2} \right) = \frac{B}{n} (E_a \cdot \varepsilon - K[\alpha + \beta])$$

Force de compression dans l'acier (au niveau de l'axe Σ)

$$F_a = \int_A \sigma' \cdot dS = \int_A K y \cdot dS = K \mu_A$$

Le moment statique μ_A de la section d'acier A par rapport à 0 vaut :

$$\mu_A = A \cdot \alpha, \text{ d'où } F_A = K \cdot A \cdot \alpha$$

En faisant $F_B = F_A$, on obtient :

$$K \cdot A \cdot \alpha = (B/n) \cdot [E \cdot A \varepsilon - K(\alpha + \beta)]$$

Moment dû à F_B dans le béton :

$$M_{B/O} = F_B(\alpha + \beta) = K \cdot A \cdot \alpha(\alpha + \beta)$$

Moment dû à F_A dans la poutre :

$$M_{A/O} = \int_A y \sigma'_a \cdot dS = \int_A K y^2 \cdot dS = KI$$

$$\text{Avec : } I = I_A + A \cdot \alpha^2$$

$$\text{Faisons } M_B = M_A, \text{ on obtient : } K \cdot A \cdot \alpha(\alpha + \beta) = K(I_A + A\alpha^2)$$

$$\text{D'où : } \alpha = I_A / A\beta$$

En portant cette valeur de α dans l'équation précédente, on obtient la valeur de K, qui permet de calculer les valeurs de différentes contraintes :

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A}{n \cdot I_A A + B I_A + B \cdot A \cdot \beta^2}$$

Flèches :

Réglementairement, elles sont limitées à 1/400 de la portée, pour des planchers supportant murs, cloisons ou vitrages et à 1/250 de la portée, pour des planchers courants.

3.7 EXEMPLE D'APPLICATION

Calculer un plancher avec les caractéristiques suivantes :

- Trame : 7,20 m x 5,00 m
- Surcharge de stockage : 10kN/m²
- Dalle B.A., coulée sur bacs acier, d'épaisseur moyenne t=8 cm
- Entraxe des solives (déterminé par la flexion transversale de la dalle) : 1,20 m
- Contraintes admissibles des matériaux :

Pour l'acier : $f_y = 235$ MPa et

Pour le béton : $f_{c28} = 25$ MPa , $n=15$

Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$

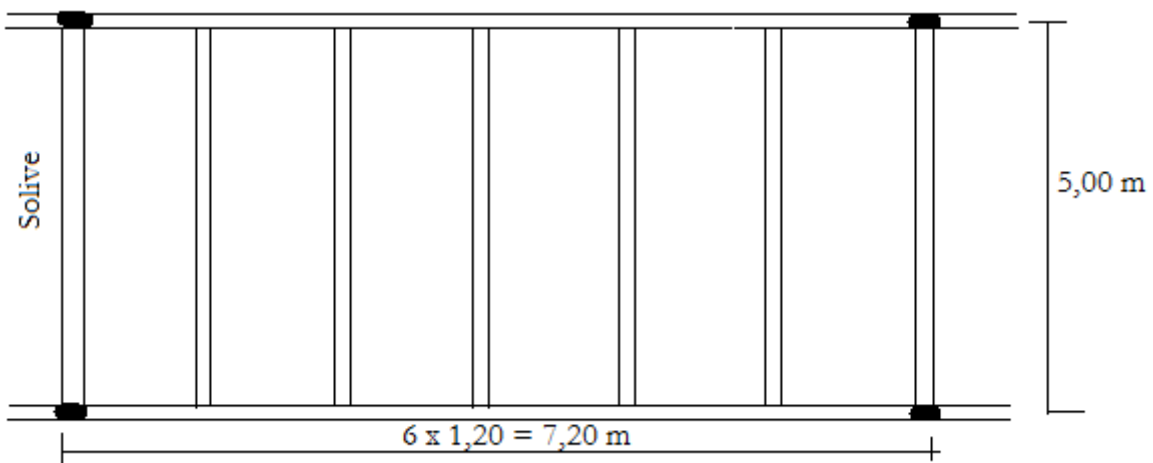


Figure 40 : Plan de coffrage du plancher

A) Calcul des solives

Après dimensionnement, on adopte un HEA 180.

$$S = 45,3 + \frac{120,8}{15} = 109,3 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{120,8}{15} \cdot \frac{8+17}{2 \cdot 109,3} = 7,3 \text{ cm}$$

$$v_i = 8,5 + 7,3 = 15,8 \text{ cm}$$

$$v_s = 25 - 15,8 = 9,2 \text{ cm}$$

$$I = 2510 + 45,37,3^2 + \frac{120,8^3}{12 \cdot 15} + \frac{120,8}{15} (12,5 - 7,3)^2 = 7000 \text{ cm}^4$$

$$M = 1,20 [1,35 \cdot 230 + 1,50 \cdot 1000] \frac{5^2}{8} = 68 \text{ kNm}$$

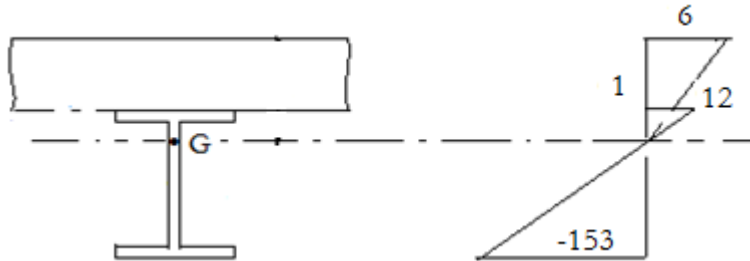
Contraintes de flexion

$$\sigma_{ai} = \frac{68.15,8.10^3}{7000} = -153 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{as} = \frac{68,1,2.10^3}{7000} = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{68,1,2.10^3}{15.7000} = 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{68,9,2.10^3}{15.7000} = 6 \text{ MPa}$$



Effort tranchant

$$V = 1,20[1,35.230 + 1,5.1000].5,00/2 = 54,3 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{54,3}{6.0,17} = 53 \text{ MPa} < 0,58f_y = 140 \text{ MPa}$$

Vérification de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \frac{12,30.1,20.500^4}{2,1.10^6.7000} = 0,8 \text{ cm}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{0,8}{500} = \frac{1}{625} < \frac{1}{400}$$

Contraintes additionnelles de retrait

$$\beta = \frac{h+t}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A\beta} = 4,4 \text{ cm}$$

$$K = \frac{120.8.2,1.10^{-4}.12,5.45,3.10^6.2}{(15.2510.45,3) + (120.8.2510) + (120.8.45,3.12,5^2)} = 0,21 \text{ N/mm}^3$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = 12,9 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 20,9 \text{ cm}$$

$$Ea.\varepsilon = 2,1.10^6.2.10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

D'où les valeurs de contraintes :

$$\sigma_{as} = 0,21.129 = 27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{al} = 0,21.42 = -9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = 1/15 (42+27) = -1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = 1/15 (42-44) = 0 \text{ MPa}$$

Contraintes finales

$$\sigma_{as} = 12+27 = +39$$

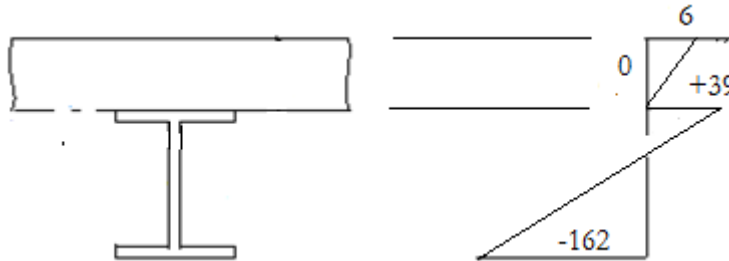


$$\sigma_{a1} = -153 - 9 = -162 < f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = +1 - 1 = 0$$

$$\sigma_{bs} = 6 - 0 = 6 < 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Diagramme des contraintes



B) Calcul des poutres maitresses

Ces poutres sont calculées séparément et considérée comme poutre isostatique :

Charge linéique

- Charge permanentes (poids propre de la poutre, dalle B.A et solive) = 13 kN/ml

- Charge variable : (de stockage) = 50 kN/ml

Charge totale non pondérée = 50+13= 63 kN/ml

Charge pondérée = 1,35.13+1,5.50 = 92,6 kN/ml

Condition de flèche :

Pour un plancher industriel à usage de stockage, la flèche est limitée à 1/250 de la portée.

$$\text{Soit : } f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI} \leq \frac{l}{250}$$

$$\text{D'où : } I \geq \frac{1250ql^3}{384E} = 50000 \text{ cm}^4$$

Qui correspond à un profil HEA 450

Vérification de la résistance en flexion

Le moment fléchissant maximal :

$$M_f = 92,6 \cdot \frac{8^2}{8} = 739 \text{ kNm}$$

Le moment de plastification vaut :

$$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y = 3220 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 757 \text{ kNm}$$

$M_y < M_{pl}$ acceptable

Vérification à l'effort tranchant

$$V = 92,6 \cdot 4 = 370 \text{ kN}$$

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau = \frac{370}{11,5 \cdot 440} = 73 \text{ MPa} < 0,58f_y = 140 \text{ MPa}$$

3.8 CONNECTEURS

En l'absence de connexion, les deux éléments agissent séparément avec deux axes neutres. Les résistances et les rigidités s'additionnent : c'est la poutrelle acier qui agit principalement. Avec un comportement mixte, le béton étant entièrement comprimé contribue pleinement à la résistance et à la rigidité de l'ensemble. Ainsi, pour obtenir un plancher mixte optimal, il convient de lier les deux matériaux afin d'avoir non pas deux, mais un seul axe neutre élastique, et ainsi de profiter d'une construction stable avec une dalle béton comprimée et des poutres en acier sollicitées en traction.



3.8.1 Dimensionnement de la connexion :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle du béton et la solive. Ils doivent être capable de présenter une résistance vis-à-vis du soulèvement de la dalle, et peut être utiles également d'empêcher le glissement entre les deux éléments à assemblée.

3.8.2 Résistance des connecteurs au cisaillement :

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète. La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur est donnée par:

$$P_{rd} = \min (P_{rd1}, P_{rd2})$$

Avec :

P_{rd1} : Effort résistant au cisaillement du goujon lui-même.

P_{rd2} : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

$$P_{rd1} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2}{\gamma_v}$$
$$P_{rd2} = \frac{0,29 \cdot a \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v}$$

f_u : La résistance ultime en traction spécifiée de l'acier de goujon

γ_v : Facteur partiel de sécurité égal à 1,25



$$a : \text{Facteur de correction} \Rightarrow \begin{cases} a = 1 \\ a = 0,25 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \end{cases} \text{ si } \begin{cases} \frac{h}{d} > 4 \\ 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

h: hauteur du goujon.

d: diamètre du goujon.

E_{cm} : la valeur moyenne du module sécant du béton.

($E_{cm} = 30,5 \text{ kN/mm}^2$ (tirer de tableau 3.2 EC04)).

3.8.3 Dimensionnement de la connexion de la poutre

Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :

$$V_{lf} = \min \left(A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}; b_{eff} \cdot 0,85 \cdot \frac{h_c \cdot f_{ck}}{\gamma_a} \right)$$

Le nombre de goujons

$$N_f = \frac{V_{lf}}{P_{rd}}$$

CHAPITRE

CONCEPTION DES BÂTIMENTS INDUSTRIELS DE TYPE HALLES

On retrouve les bâtiments industriels dans les halls d'exposition, les gares ferroviaires, les aéroports et les stades sportifs etc...

Structure des bâtiments industriels :

Sont construits en charpente métallique et utilise essentiellement des poutrelles et laminés marchands.

• Les structures métalliques sont de trois types :

- Les structures en portiques
- Les structures en treillis
- Les structures tridimensionnelles réalisées à partir de tubes ronds creux, carrés et rectangulaires.

4.1 STRUCTURES EN PORTIQUES :

Les types de structures les plus couramment utilisés dans les bâtiments industriels sont des portiques articulés en pied, et des structures poteaux-poutres avec des pieds de poteaux encastrés ou articulés. Les portiques offrent une stabilité dans le plan suffisante, et ne nécessitent l'utilisation de contreventements que pour la stabilité hors du plan.

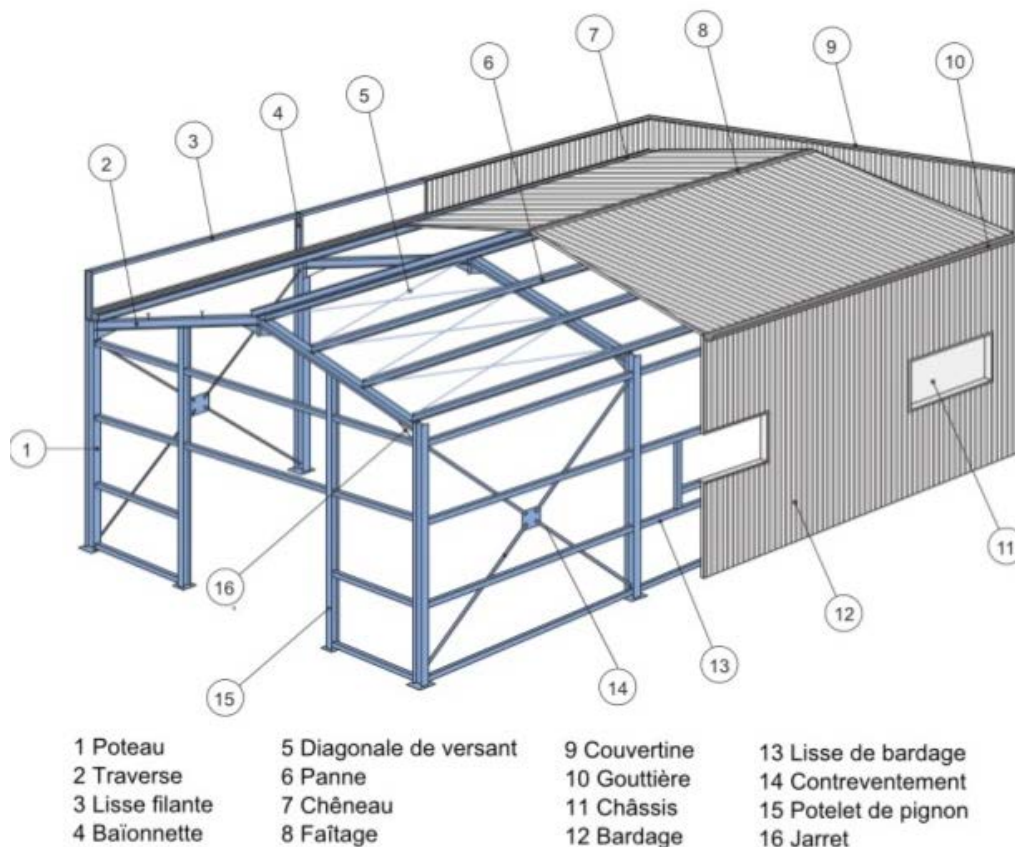


Figure 41: Structure en portique

4.2 STRUCTURES EN TREILLIS :

L'utilisation de structures à treillis permet d'obtenir une rigidité et une résistance aux charges relativement élevées tout en réduisant au minimum l'utilisation de matériaux. Outre leur aptitude à créer

des travées de grande longueur, les structures à treillis sont esthétiques et simplifient l'intégration des équipements techniques.

Les bâtiments industriels de grandes portées peuvent être dimensionnés au moyen de fermes à treillis utilisant des profilés en C, H ou des tubes. Les fermes à treillis sont plutôt des structures de type poteaux-poutres et sont rarement des portiques. La Figure 2.11 montre différentes configurations de fermes à treillis. Les deux formes génériques comportent des treillis en W ou en N. Dans ce cas, la stabilité est en général assurée par un contreventement plutôt que par un comportement rigide de l'ossature. Cependant, des poteaux peuvent également être construits de façon similaire, comme illustré dans la Figure 2.13, afin d'assurer la stabilité dans le plan.

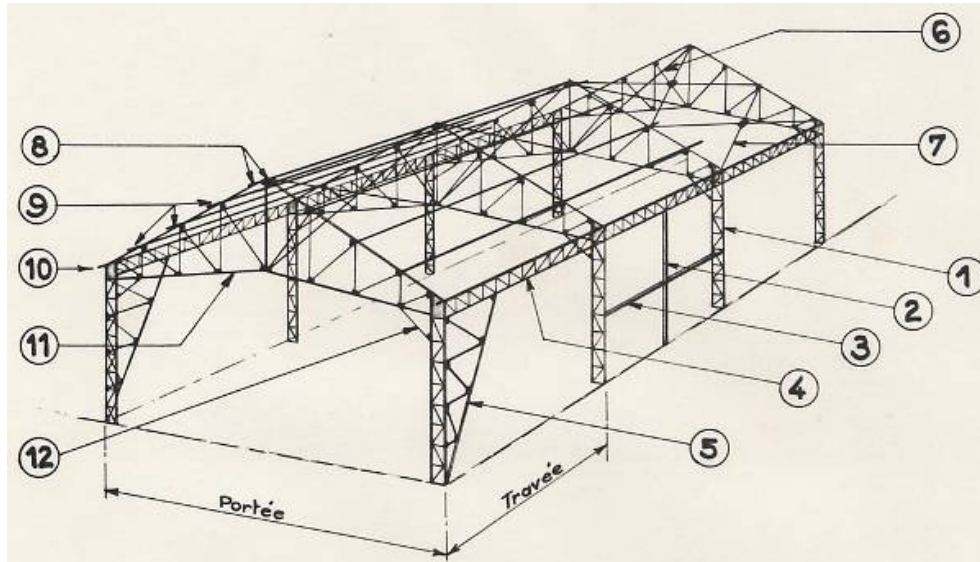


Figure 42 : Structures en treillis

1. Poteau (column)
2. montant
3. traverse
4. sablière (ou: poutre de rive)
5. contreventement (ou: palée de stabilité) (Wind-Bracings)
6. contreventement vertical (ou: de faîtage)
7. contreventement rasant (ou: de versant)
8. pannes faîtières
9. pannes courantes
10. pannes basses (ou sablières)
11. fermes
12. bracon (ou: contrefiche)

4.3 STRUCTURE EN ARC

Les structures en arc ont un comportement porteur plus avantageux ainsi qu'un aspect visuel agréable. Une solution peut consister à surélever la structure sur des poteaux ou à l'intégrer dans une ferme, comme dans la Figure 2.3 (d).



Figure 43 : Structure en arc

4.4 CONCEPTION DES HALLS MÉTALLIQUES

4.4.1 LES LISSES

Les lisses sont des poutrelles qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades (bardages) et les charges s'appliquant sur ces bardages (pression ou dépression du vent). Elles sont disposées horizontalement à entraxes constants, portant sur les poteaux de portique ou potelets intermédiaires. Elles sont réalisées soit en profilés laminés (IPE, UAP) ou en éléments formés par des tôles pliées.



Figure 44 : Façade avec des lisses

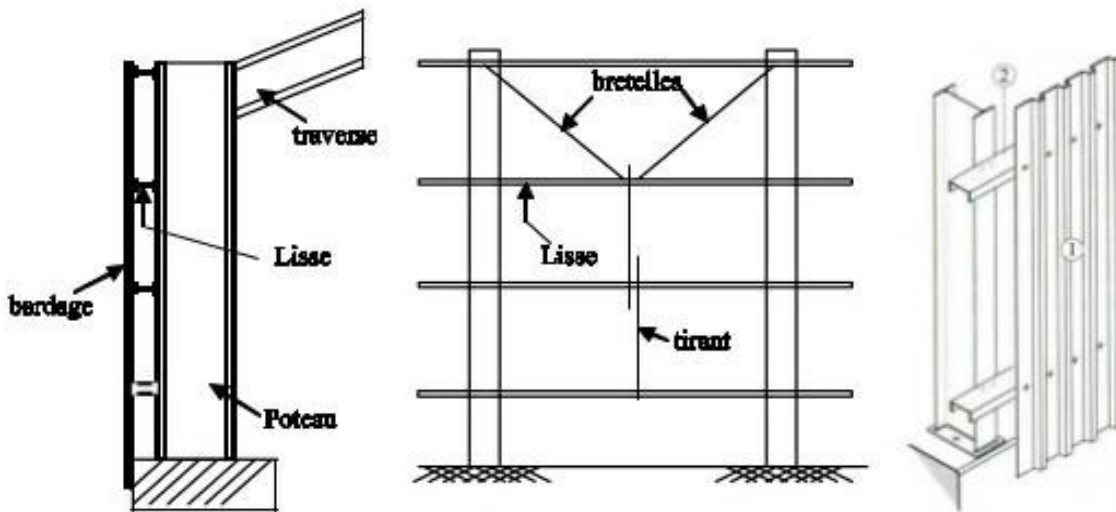


Figure 45 : Lisses de bardages

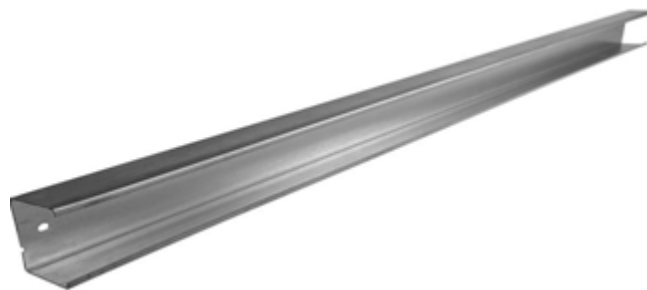
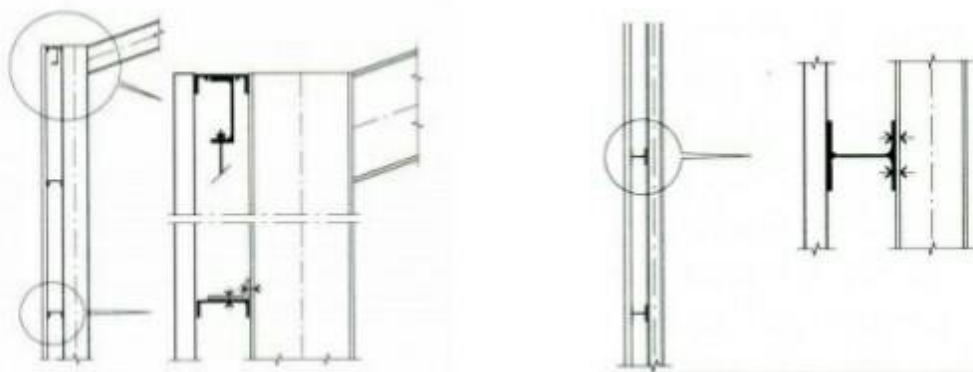


Figure 46 : Lierne, tirant

Afin de réduire la portée transversale des lisses (dans le sens de l'axe faible), en les reliant entre elles, à mi-portée, par des liernes (tirants) qui fonctionnent en traction (Fig 46). Les lisses sont fixées aux poteaux ou aux potelets par des boulons et dans certaines situations (cas des lisses UAP), on utilise des cornières ou des tôles pliées (figure ci-dessous).



Cas des lisses en UAP

Cas des lisses en IPE

Figure 47 : Fixation des lisses aux montants

A) DÉTERMINATION DES SOLLICITATIONS

- Charges du vent :

Le rôle principal des lisses est de reprendre les actions du vent (pression ou dépression) sur les couvertures de façades (bardage). Donc, elles sont posées de manière à présenter leur inertie

maximale dans le plan horizontal (figure ci-après).

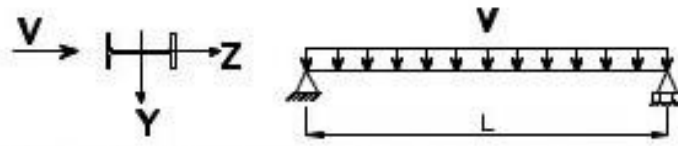


Figure 48 : Schéma statique

Schéma statique de la lisse sous l'effet du vent V (suivant Z)

- **Charges permanentes :**

En outre, les lisses doivent supporter, suivant l'axe faible, leur poids propre et le poids du bradage (couverture). Dans le cas où la portée des lisses est réduite par des liernes, le schéma statique sous l'effet de G est :

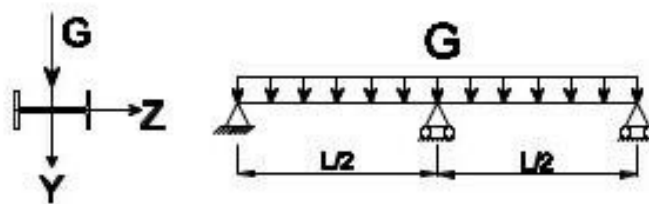


Figure 49: Schéma statique de la lisse sous l'effet de charges

Remarque :

Les lisses sont soumises aux : flexion autour de Z+flexion autour de Y.

De ce fait, elles fonctionnent en flexion biaxiale (déviée).

B) PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT ET DE CALCUL DES LISSES

Les lisses sont dimensionnées et calculées pour satisfaire simultanément aux :

- Conditions de résistance (ELU : flexion +cisaillement)
- Condition de la stabilité (ELU : déversement)
- Condition de flèche (ELS).

4.4.2 LES PANNES

4.4.2.1 Généralité sur les pannes

Les pannes sont des éléments qui assurent la transmission des charges et surcharges, appliquées à la toiture, aux traverses ou fermes sur lesquelles elles sont disposées. Elles peuvent être réalisées soit par des profilés laminés à chaud (IPE) soit par des profilés formés à froid (C, Z etc.), ou bien en treillis dans le cas où les portées sont très grandes. Étant donné que les pannes sont disposées directement sur la traverse du portique, en conséquence, l'orientation de leur âme dépend de l'angle α du versant. Plus cet angle est important, plus la flexion selon l'axe faible est importante. Les pannes courantes sont donc sollicitées en flexion déviée.

Zone d'action des pannes courantes

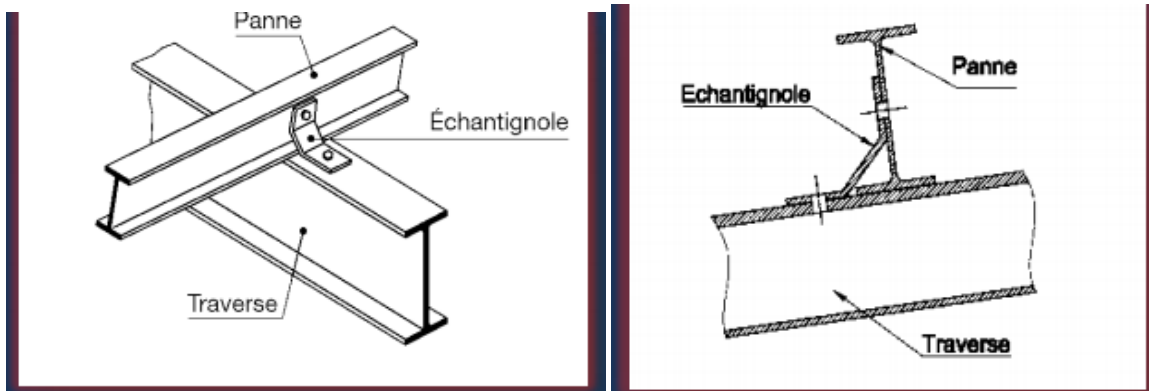


Figure 50 : Pannes

4.4.2.3 Les profils minces formés à froid

De plus en plus on utilise dans les charpentes métalliques des pannes réalisées à l'aide de profils minces formés à froid. Une caractéristique des sections formées à froid est la présence, dans les parois soumises à compression, de plis faisant fonction de raidisseurs, ceux-ci ont pour but de retarder ou d'éviter un voilement prématuré des parois concernées. Ces profils présentent quelques avantages par rapport aux profils laminés à chaud:

- La forme de la section peut-être optimisée pour utiliser au mieux le matériau.
- Un Gain de poids car plus léger, donc plus facile pour le montage et le transport, avec un allègement de l'ensemble de la construction.
- Une Portée plus importante pouvant atteindre jusqu'à 18m contrairement aux 10m pour les profils laminés à chaud, ce qui permet de réduire les portiques.
- Un Abattement du moment sur appui due à la présence d'éclisses. Les profils à froid standard les plus courants sont du type Sigma (Σ), CEE (C), ZED (Z) et Sigma Eaves (Se). Ils sont généralement réalisés à partir d'un feuillard galvanisé qui est déroulé et entraîné entre des galets qui vont plier la tôle jusqu'à obtention de la section demandée. En amont du profilage, des unités de perforations offrent la possibilité de faire des trous et des découpes. En aval, le profil est coupé à la longueur souhaitée

➤ Les profils de type Σ et $\Sigma+$

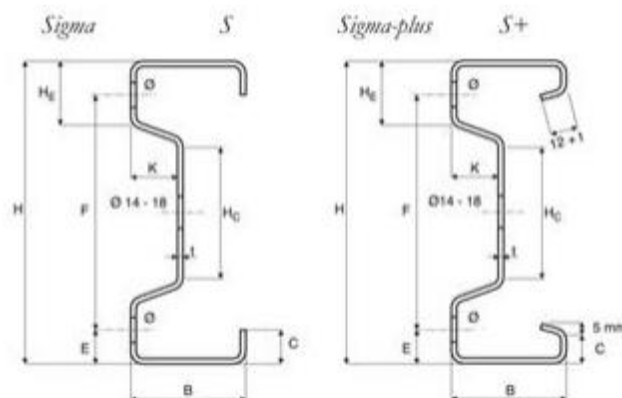


Figure 51: Les profils de type Σ et $\Sigma+$

La comparaison de ces profilés à froid avec des profils laminés à chaud peut permettre une économie de poids de l'ordre de 50%.

➤ Les profils de type C et C+

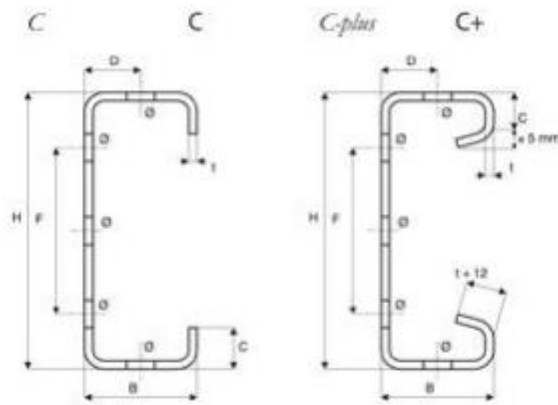


Figure 52: Les profils de type C et C+

➤ **Les profils de type Z**

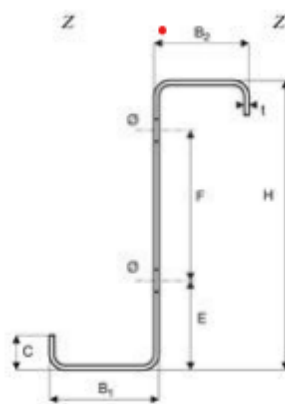


Figure 53: Les profils de type Z

Les profils à froid en Z en particulier possèdent l'avantage d'être emboîtables, ce qui permet de résoudre efficacement le problème de la continuité sur appui. La distance de recouvrement varie en fonction des charges et des conditions des flèches.

➤ **Les profils de type Se**

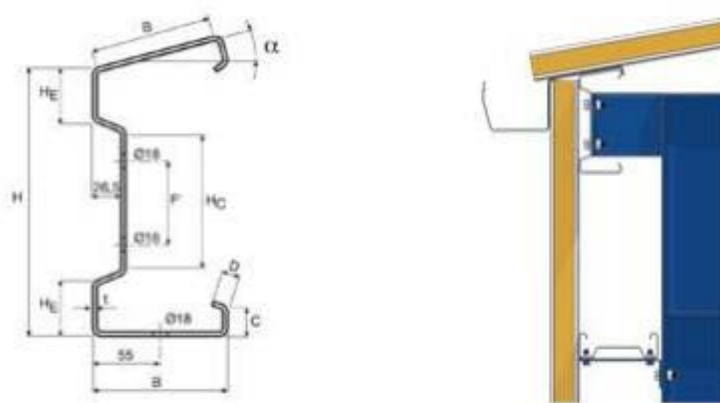


Figure 54: Les profils de type Se

Ce type de panne est généralement utilisé comme panne sablière. Grâce à sa forme fonctionnelle, le profil SE peut s'adapter aux pentes de toiture allant jusqu'à 24%.

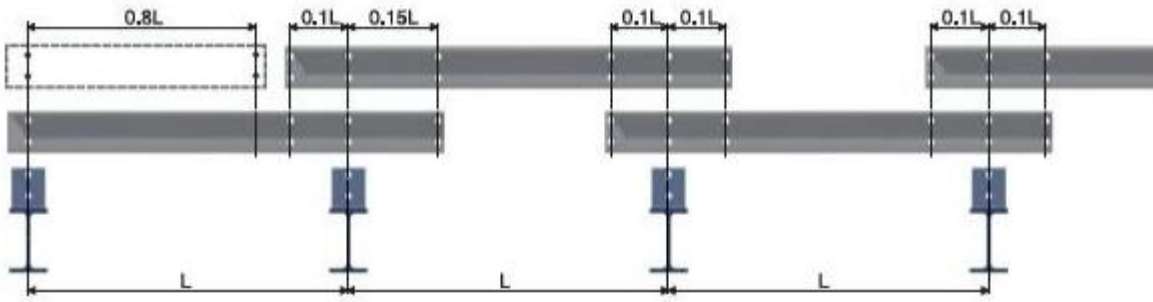


Figure 55: recouvrement des profils à froid

Zone d'action des pannes courantes

La zone N°2 correspond à une panne continue et la zone N°1 à une panne isostatique

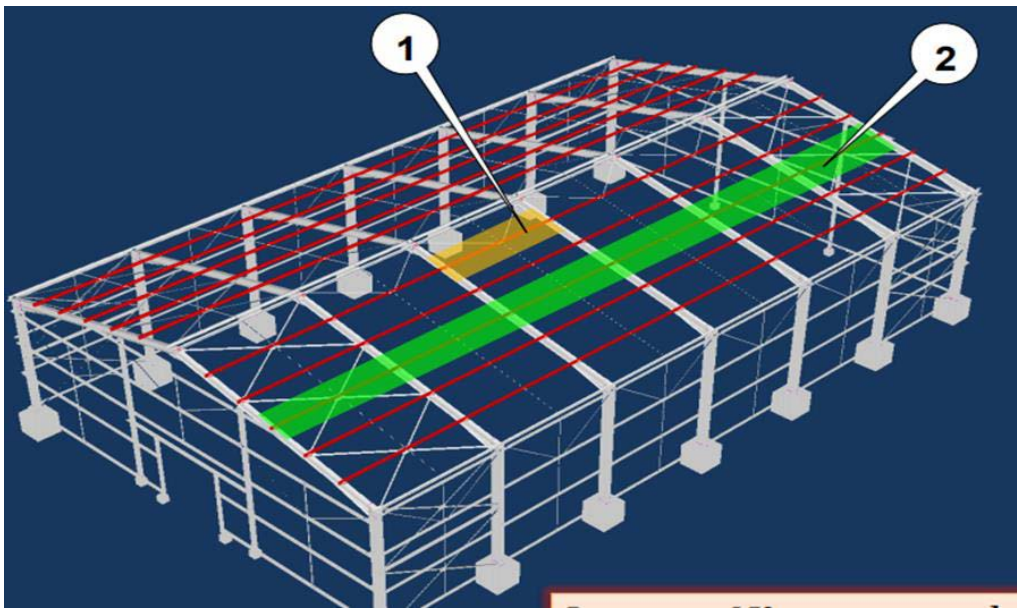
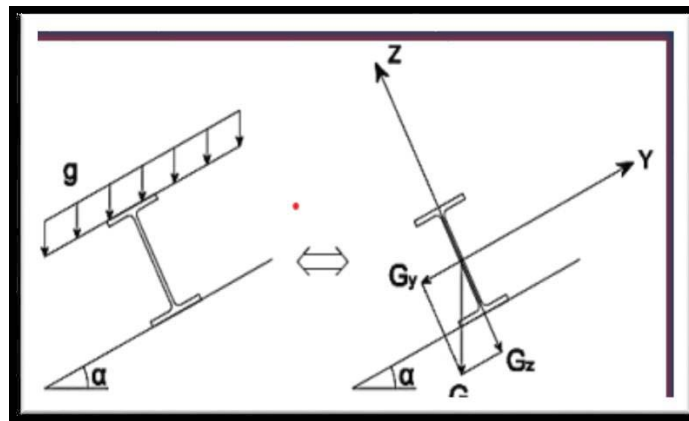


Figure 56 : Appuis des pannes

4.4.2.2 Charge appliqué sur les pannes

- Charges permanentes (G)

Elles comprennent le poids propre de la panne, de la toiture, et d'éventuelles charges accrochées. La charge G appliquée verticalement est projetée sur les deux principaux plans de la panne (G_y et G_z).



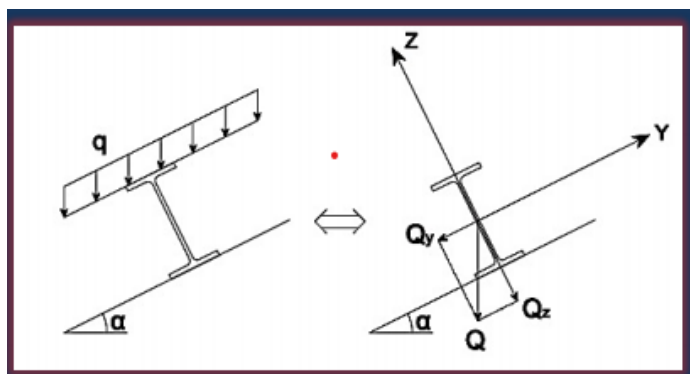


Figure 57 : Chargement des pannes sous G et Q

- **Charges d'entretien (Q)**

La charge d'entretien Q appliquée verticalement est projetée sur les deux principaux plans de la panne (Q_y et Q_z). Dans le cas des terrasses inaccessibles, on considère deux forces concentrées de 100Kg situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

- **Charge de la neige (S)**

Comme pour les cas de la charge permanente et d'entretien, la charge de neige est décomposée en charges parallèle et perpendiculaire à l'âme de la panne suivant les axes faible et fort de cette dernière (S_y et S_z).

- **Charge du vent (W)**

La pression du vent s'applique toujours perpendiculairement à la paroi (ou toiture) considérée. Selon le cas, le vent peut générer une surpression ou bien une dépression

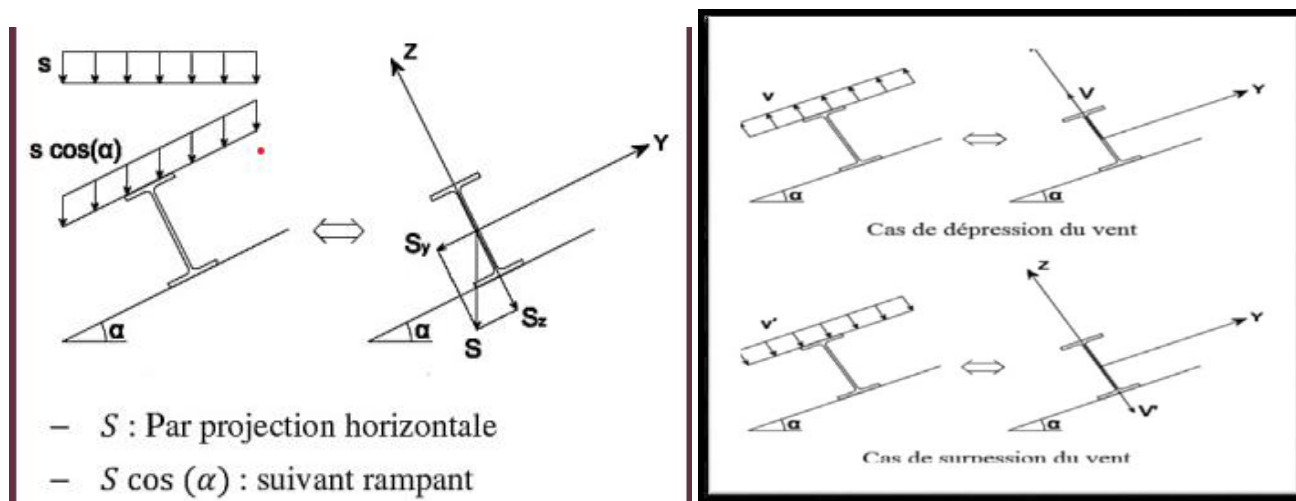


Figure 58: Chargement des pannes sous S et W

1-Dimensionnement et vérifications des pannes :

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale). Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance

Une fois les deux conditions sont vérifiées, les pannes seront vérifiées au cisaillement et au déversement.

4.4.2.4 Assemblages

Les pannes sont assemblées aux traverses de cadres ou aux fermes par boulonnage. Sur les toitures inclinées, pour éviter le glissement et la basculement à la pose, les pannes sont fixées à l'aide



d'échantignoles.

➤ **Fixation avec Échantignoles**

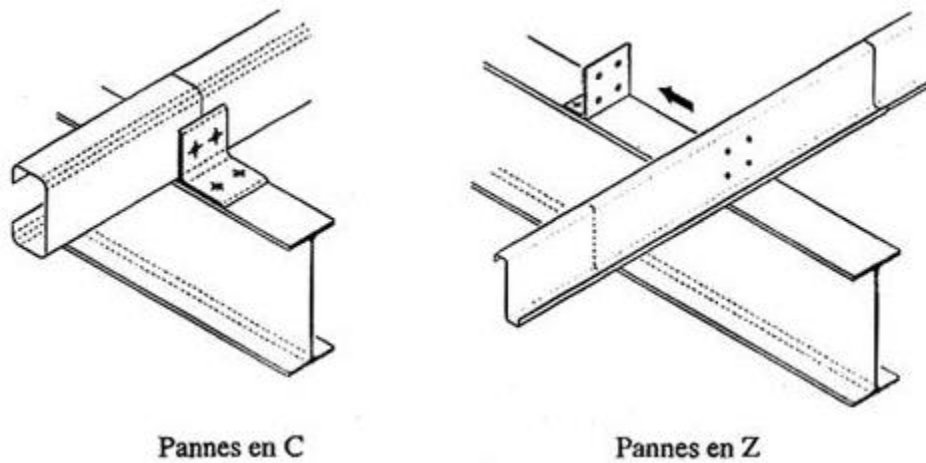


Figure 59: Assemblage avec échantignole

Les échantignoles assurent la liaison entre pannes et structure principale. Les pannes sont "suspendues" afin d'éviter la compression locale de l'âme. C'est pourquoi il y a un jeu d'environ 10mm entre l'ossature et le profilé. Les échantignoles standards sont fabriquées dans des aciers à haute limite élastique et galvanisées à chaud. Les échantignoles sont fixées aux fermes soit par boulonnage soit pas soudage. Les pannes sont attachées aux échantignoles par boulonnage.

➤ **Fixation avec Liernes**

Le liernage des pannes d'une toiture a les fonctions suivantes :

- En phase de montage du bâtiment, assurer la rectitude des pannes avant mise en place de la couverture
- En phase d'exploitation du bâtiment, apporter aux pannes un maintien latéral

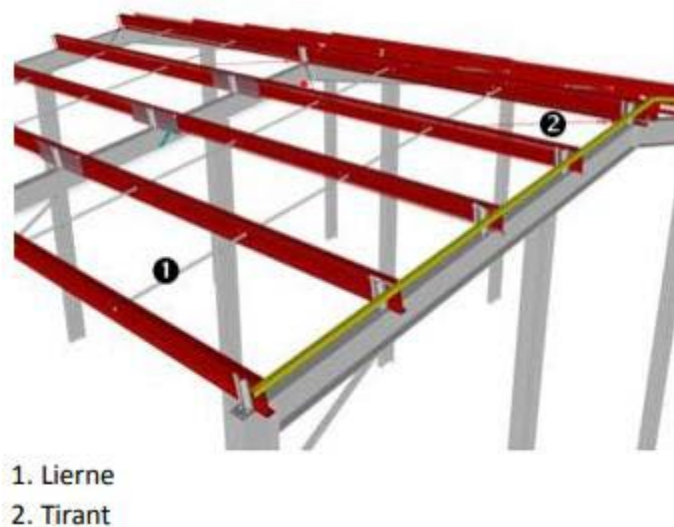


Figure 60: Fixation avec Liernes

Pour remplir correctement ces fonctions, il faut créer dans le plan de chaque versant un élément structurel raide, les liernes seules ne suffisent pas (les liernes seules égalisent le déplacement latéral des pannes mais ne l'annulent pas), il faut leur associer des tirants ajustables qui permettent de constituer une poutre-treillis dans le versant. Les montants sont les liernes et les diagonales sont les tirants.

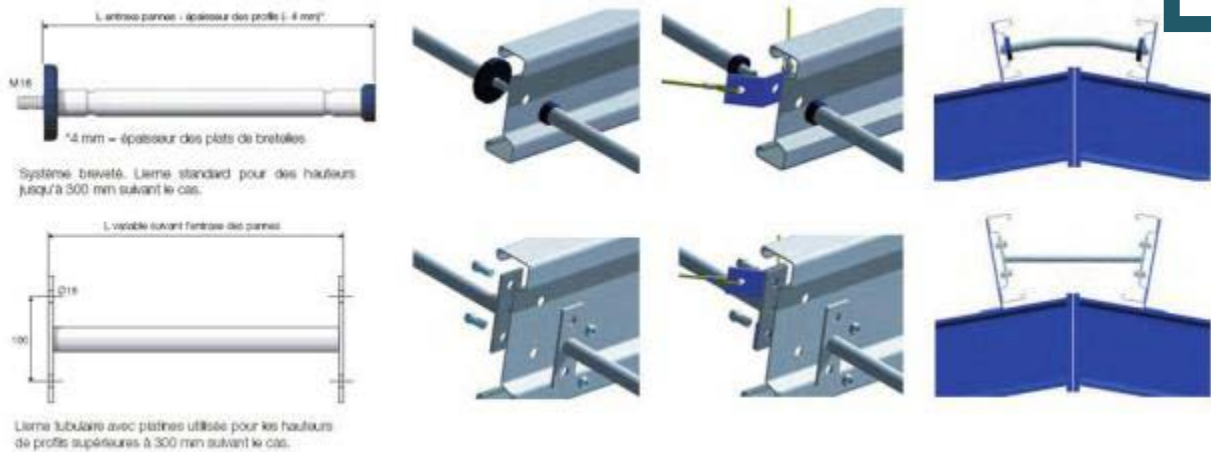


Figure 61: Liernes et tirants

4.4.3 LES POTELET

Ce sont des éléments secondaires souvent des profilés en I ou H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée des lisses supportant le bardage isolants. Ils sont sollicités en flexion composée : Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon. Une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre des lisses, de bardage, et celui du potelet lui-même.

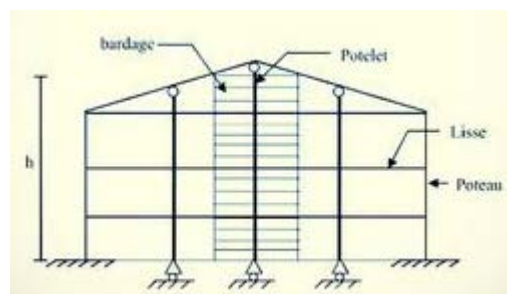


Figure 62 : Potelet

4.4.4 CONCEPTION DES CONTREVENTEMENTS

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent dans la structure et les descendre au sol. Ils sont disposés soit en toiture dans le plan des versants (poutres au vent), soit en façades (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts du vent appliqués tant sur les pignons que sur les long-pans. La stabilité est ainsi assurée dans les trois directions de l'espace. On distingue trois types essentiels de contreventements:

- **triangulation (treillis)**: il s'agit du type le plus fréquent ; les treillis en N conviennent bien lorsqu'il n'y a pas d'inversions d'efforts. Lorsque l'on est en présence d'inversions d'efforts possibles on préfère les croix de saint André (quelquefois les treillis en K ou V peuvent convenir).
- **rigidification des nœuds (cadre-portique)**: ils se justifient pleinement lorsque l'on doit laisser le passage libre, ou pour éviter des diagonales inesthétiques, ou bien parfois pour laisser une plus grande liberté pour une modification de la structure.
- **remplissage (voile, diaphragme)**: on utilise des voiles en béton pour les fortes sollicitations. Pour les faibles sollicitations des voiles en maçonnerie conviennent. Lorsqu'il existe un noyau ou un mur de refend celui-ci peut bien servir de contreventement (il s'agit surtout d'un cas pour les bâtiments à étages). Il est imprudent d'estimer que des bardages ou couvertures en tôles puissent faire office de contreventements.

Nota: dans le cas de contreventements par remplissages, il faut toujours s'assurer que la transmission d'efforts entre éléments porteurs et éléments de stabilisation se fasse correctement.

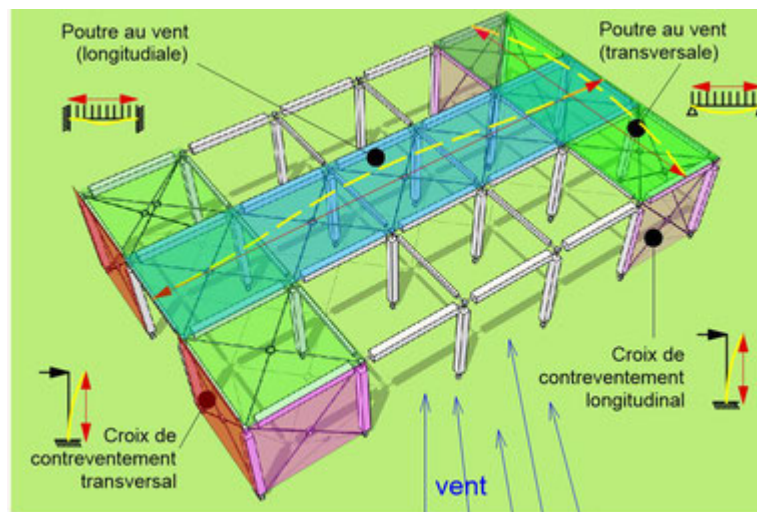


Figure 63 : Contreventements

A) Efforts du vent sur les long-pans:

- Les efforts du vent sur le bardage en long-pan sont transmis aux poteaux des portiques par l'intermédiaire des lisses. L'effort résultant en tête de poteau est transmis dans le portique, rigide et dimensionné à cet effet, et aucun dispositif particulier n'est à prévoir dans ce cas.

- lorsque la travée t est trop grande, les lisses doivent reposer sur un appui intermédiaire, appuyé en tête contre la panne sablière. L'effort en tête de potelet est repris soit :

- par la panne sablière, raidie transversalement à cet effet (solution onéreuse) soit transmis à la panne suivante par un montant attaché à deux diagonales, qui ramènent les efforts en tête de portique. On a ainsi créé une poutre au vent long-pan

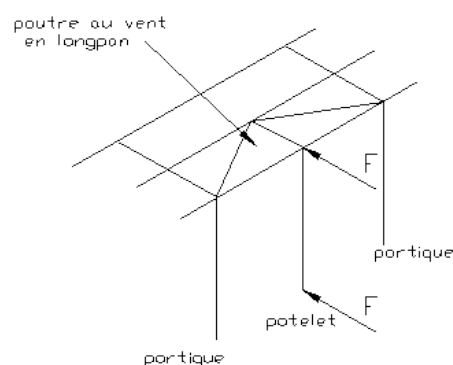


Figure 64: Contreventement horizontal

B) Contreventements verticaux de combles en cas de fermes treillis: (ou ciseaux). Ils ont pour rôle d'éviter le déversement des fermes en les maintenant rigoureusement dans le plan vertical ; ils réduisent aussi les longueurs de flambement des membrures. Ils sont le plus souvent formés de cornières en croix attachées sur les montants des fermes ; la triangulation est fermée par les pannes.

Nota : pour les fermes de faible hauteur on peut utiliser un système de bracons.

C) Contreventements de versants transversaux: Poutres treillis disposées dans le plan des versants

(parfois aussi dans le plan des entrants en cas de fermes treillis). Elles sont généralement placées aux extrémités du bâtiment ou en travée centrale ; les membrures sont celles des fermes, empanonnées de pignons, les montants étant constitués par les pannes. Les diagonales, souvent en cornières, doivent être suspendues sous les pannes pour limiter toute déformation apparente. Leur point d'épure doit converger avec celui des pannes et de la membrure.

D) Contreventements de long-pans: Il faut en mettre dans tous les cas même lorsque le bardage est rigide.

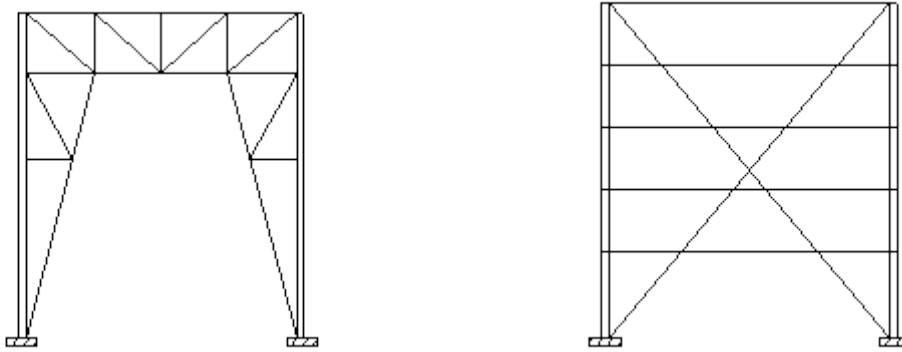


Figure 65 : Contreventement vertical

Les croix de saint André sont celles qui présentent le moins de déformations, et sont donc à mettre toute les fois que le bardage sera rigide et acceptera peu de déformations.

E) Contreventements en maçonnerie: celle-ci peut à l'occasion servir de contreventement à condition que:

- la maçonnerie va rester et à l'intérieur des poteaux

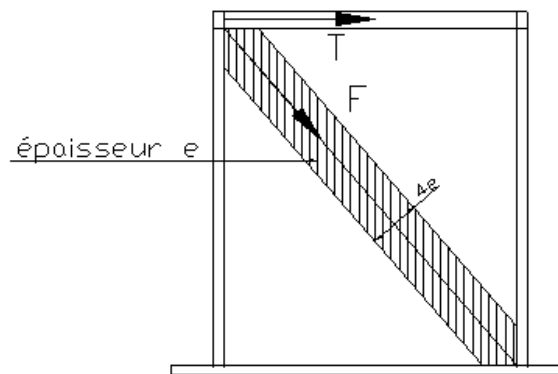


Figure 66 : Contraintes dans le mur

On doit aussi vérifier que la maçonnerie va résister au cisaillement et à la compression.

F) Contreventements de pignons: Ils ont les mêmes dispositions générales que pour les long-pans.

4.4.5 BARDAGES

Les bardages sont des parois qui assurent à la fois :

- La résistance mécanique,
- L'étanchéité à l'air et à l'eau,
- L'isolation thermique et acoustique,
- L'esthétique.

Ils sont réalisés à partir d'éléments nervurés réalisés en acier ou en aluminium. Il existe une grande variété de formes et de coloris (galvanisés ou prélaqués).

Les plaques peuvent être posées horizontalement ou verticalement

Bardage simple peau : C'est une solution économique, qui n'assure pas les fonctions d'isolation. Les plaques sont fixées sur des lisses horizontales ou des montants (profilés en U, Z ou I), selon que la pose est verticale ou horizontale.

Bardage double peau :

Un bardage double peau est constitué par :

- Un plateau intérieur horizontal fixé sur les poteaux des portiques.
- Une isolation en laine minérale d'épaisseur 60 à 100 mm.
- Un parement extérieur à nervures verticales.

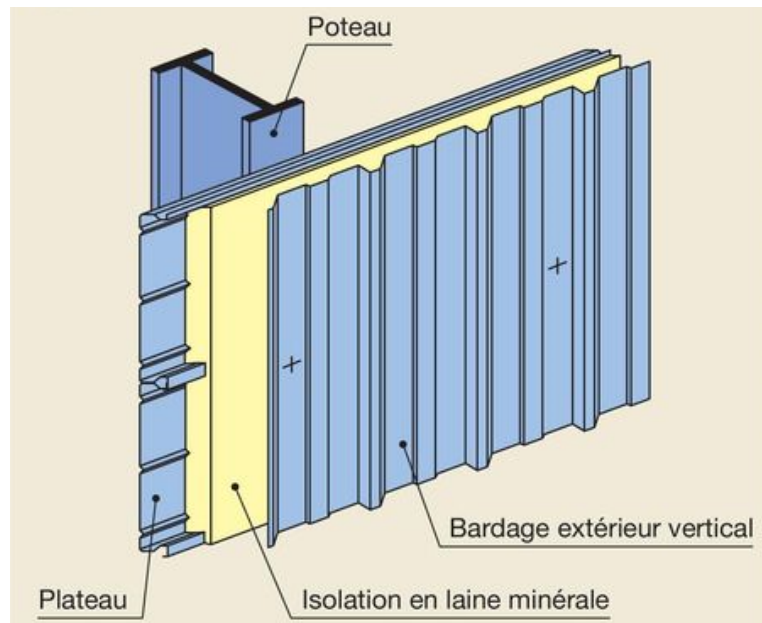


Figure 67 : Bardage double peau

Bardage par panneaux sandwichs : Ce sont des panneaux monoblocs composés de deux parements en tôle nervurée enserrant un isolant en mousse de polyuréthane d'épaisseur 30 à 100 mm.

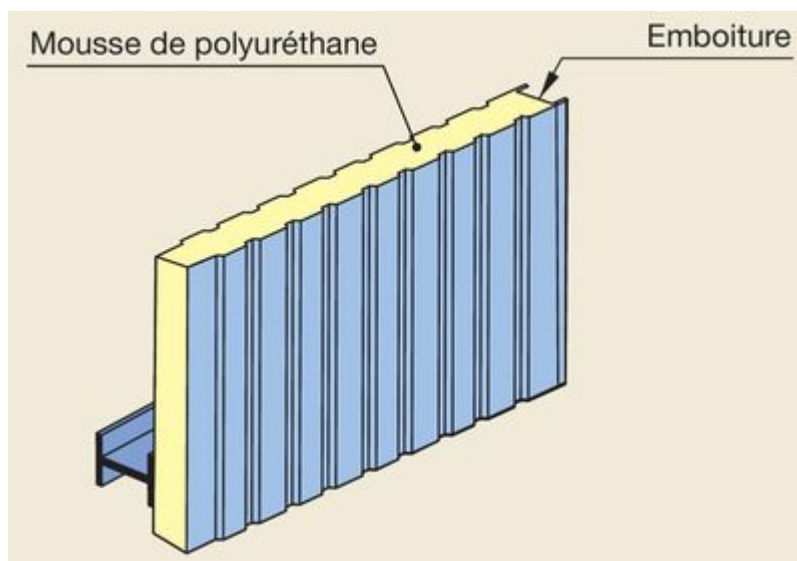


Figure 68 : panneaux sandwichs



Références bibliographiques :

- 1- Règles de calcul des constructions en acier (CM66), Eyrolles, 1979.
- 2- Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes (Règles N.V.65), Eyrolles, 1980.
- 3- Eurocode 3, « Calcul des structures en acier », NF EN 1993-1-1, 2005.
- 4- J.MOREL , Conception et calcul des structures métallique, Eyrolles
- 5- J.brozzetti, Calcul des structures en acier : eurocode 3, Eyrolles
- 6- A. Manfred, Charpentes métallique : conception et dimensionnement des halles et bâtiments volume 11, PPEUR
- 7- Manfred A. Hirt, Rolf Bez, Alain Nussbaumer : Construction métallique - Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement Volume 10, 2006
- 8- Jean-Pierre Muzeau, APK - Collection Eurocode : Manuel de construction métallique, Extraits des Eurocodes 0, 1 et 3
- 9- Xavier Thollard : Ossatures métalliques, Maisons individuelles, bâtiments résidentiels, locaux d'activité et bureaux, 2021
- 10- Collectif CSTB - Collection DTU - NF DTU : Charpentes et ossatures en acier, 2020