

# Les Bases du dimensionnement d'une charpente métallique

IngUnit\_Community

Auteurs : Eddy & Kenneth

## Table des matières

|  |           |
|--|-----------|
| <b>I. GENERALITES SUR LA CONSTRUCTION METALLIQUE .....</b>   | <b>2</b>  |
| 1) Cadre d'utilisation et propriétés de l'acier .....  | 3         |
| 2) Caractéristiques principales des aciers de construction.....  | 5         |
| <b>II. LA CHARPENTE METALLIQUE.....</b>  | <b>7</b>  |
| 1) Lexique d'une charpente métallique .....  | 8         |
| 2) Description de la structure porteuse d'une charpente.....   | 9         |
| <b>III. DIMENSIONNEMENT D'ELEMENTS METALLIQUES .....</b>   | <b>12</b> |
| 1) Outils de prédimensionnement .....  | 13        |
| 2) Base et principe du dimensionnement selon l'Eurocode.....   | 15        |
| <b>IV. EVALUATIONS DES CHARGES &amp; COMBINAISONS.....</b>   | <b>18</b> |
| 1) Les charges permanentes $G$ .....   | 19        |
| 2) Les charges d'exploitations $Q$ .....   | 19        |
| 3) Les charges du vent $W$ .....   | 19        |
| 4) Les charges de neige $S$ .....  | 20        |
| 5) Les combinaisons d'actions .....  | 20        |
| <b>V. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX : COMMENT EST SOLLICITE CHAQUE ELEMENT ET LES VERIFICATIONS AD HOC ..</b> | <b>22</b> |
| 1) Les couvertures .....   | 23        |
| 2) Les pannes .....  | 23        |
| 3) Les portiques .....   | 24        |
| 4) Les ossatures secondaires .....   | 27        |
| <b>VI. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES ASSEMBLAGES .....</b>   | <b>30</b> |
| <b>VII. PRESENTATION D'UN EXEMPLE DE PLAN D'EXÉCUTION.....</b>   | <b>42</b> |
| Bibliographie.....   | 43        |

# **I.GENERALITES SUR LA CONSTRUCTION METALLIQUE**

## 1) Cadre d'utilisation et propriétés de l'acier

Dans le domaine de la construction, la construction métallique est une alternative qui a su trouver sa place car répondant à plusieurs attentes aussi bien en termes des **capacités du matériau** que du **point de vue architectural**.

Il est important de savoir que le premier critère de choix d'une structure est le **choix du matériau**. Opter pour une construction métallique est un choix qui s'impose donc et non arbitraire, **du fait des capacités du matériau au vu de l'usage de la structure dans laquelle elle entre en jeu** mais aussi pour un but **économique**.

En général, on peut faire recours à la construction métallique pour la réalisation de **bâtiments industriels** (entrepôts, ateliers de production, hangars) en les intégrant dans l'ossature du bâtiment majoritairement pour la conception de charpentes métalliques, **les bureaux, planchers des bâtiments de grandes portées, les tours et mats, les gymnases et omnisports, les musées et ouvrages d'arts** (ponts suspendus de grande portée), **les tours d'immeubles** ou des **structures d'élévation** (ponts roulants, grue).



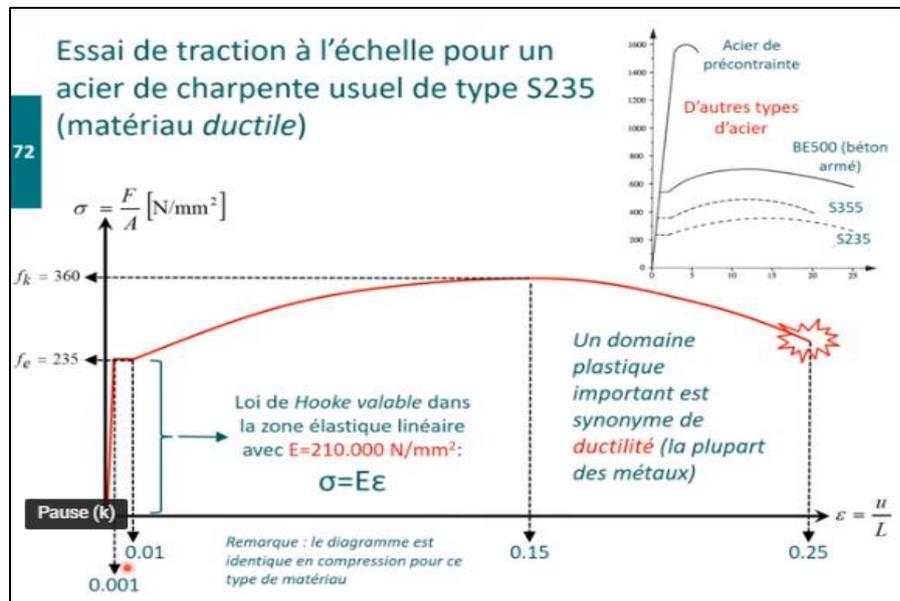
Pont suspendu



Hangar

Concernant les avantages de l'acier, d'un point de vue global, il est à la fois économique, permet le respect de l'environnement et offre une rapidité d'exécution. Lorsque l'on s'intéresse à ses propriétés physiques et mécaniques, comparativement au béton ou encore au bois, l'acier est un matériau **ductile** et ayant un **Module de Young** relativement élevé (**210000MPa**).

Très brièvement, le module de Young se définit comme étant la grandeur exprimant le rapport de l'action exercée sur le matériau sur la déformation créée en maintenant son comportement élastique. Cela signifie tout simplement donc que l'acier a la capacité de **supporter des charges très importantes** (aussi bien en traction qu'en compression) **en ayant des déformations relativement faibles**.



Courbe contrainte-déformation d'un acier de nuance S235

Également, sa zone plastique reste assez grande. C'est donc cela qui lui confère le caractère ductile qui est cette capacité d'un matériau à pouvoir suffisamment se déformer sans rompre. Les matériaux ductiles sont difficiles à casser parce que les défauts créés par une déformation se propagent difficilement. C'est aussi un matériau qui a un comportement élastique quantifiable par sa limite élastique ( $f_y$ ) qui est la contrainte maximale qu'il peut supporter (en maintenant un comportement élastique) pouvant varier de 235MPa jusqu'à 355MPa pour des aciers ordinaires.

Bien évidemment, l'acier a également des défauts. Tout d'abord, c'est un matériau sensible au feu. Ce paramètre est non négligeable dans la construction lorsque l'on doit tenir compte des effets de propagation d'éventuels incendies dans l'optique d'assurer la sécurité des personnes et des biens. Du point de vue structurale, l'acier est également soumis à des phénomènes d'instabilités notamment le flambement et le voilement. **Ces phénomènes sont préjudiciables pour la stabilité de la structure et sont à prendre en compte lors des calculs**

de dimensionnement. Aussi, sous l'effet de la pluie, le vent et autres phénomènes naturels, l'acier vient à subir le phénomène de la corrosion.

## 2) Caractéristiques principales des aciers de construction

Pour la construction, les aciers sont catégorisés par leur nuance « S » suivi de la limite d'élasticité ( $f_y$ ). Les autres caractéristiques mécaniques des aciers sont la contrainte de rupture en traction ( $f_u$ ) et l'allongement minimum.

Les valeurs constantes quelques soit l'acier sont :

- Densité de l'acier 7.85
- $E=210000\text{Mpa}$  (Module de Young)
- $G=80000\text{MPa}$  (Module de cisaillement)
- Coefficient de Poisson  $\nu=0.3$
- Coefficient de dilatation  $\epsilon=11.10^{-6}$
- Contrainte limite de cisaillement pur de Von Mises ( $0.58f_y$ )

Généralement on se limite en construction à trois nuances principales :

- **S235** : utilisée pour les constructions courantes privées ;
- **S275** : pour les constructions publiques ;
- **S355** : utilisée pour les ouvrages spéciaux ouvrages d'art.

Pour les profilés on adopte les caractéristiques mécaniques suivantes :

| Caractéristiques mécaniques des profilés en fonction de leur épaisseur t      | Nuance des aciers  |                    |                    |
|---|--------------------|--------------------|--------------------|
|   | S235               | S275               | S335               |
| Limite élastique $f_y$ (MPa)<br>t ≤ 16 mm<br>16 < t ≤ 40 mm<br>40 < t ≤ 63 mm | 235<br>225<br>215  | 275<br>265<br>255  | 355<br>345<br>335  |
| Contrainte de rupture en traction $f_u$ (MPa)<br>t ≤ 3 mm<br>3 < t ≤ 100 mm   | 360/510<br>340/470 | 430/580<br>410/560 | 510/680<br>490/630 |
| Allongement minimal moyen $\epsilon$<br>t ≤ 3 mm<br>3 < t ≤ 50 mm             | 18 %<br>23 %       | 15 %<br>19 %       | 15 %<br>19 %       |

Les différents catalogues proposent des tableaux et associent à chaque profilés ses caractéristiques géométriques. Ces catalogues sont facilement téléchargeables sur internet.

## **II.LA CHARPENTE METALLIQUE**

## 1) Lexique d'une charpente métallique

La charpente définit un **assemblage de profilés de métal qui composent l'ossature d'une construction**. Parlant de la charpente métallique, elle est conçue selon un principe général de **triangulation en fermes parallèles et poutres indéformables**. Elle se compose de pièces aux noms bien spécifiques.

Nous avons essentiellement :

- **Ferme** : assemblage de pièces dans un plan vertical, formant l'ossature triangulée d'une charpente
- **Panne** : pièce horizontale d'une charpente de comble, en bois ou en métal. Elle repose sur les arbalétriers des fermes, et sert de support aux chevrons ou aux panneaux rigides de couverture
- **Entrais** : Pièce horizontale qui sert à réunir les arbalétriers. Il travaille en traction.
- **Sablère** : Poutre placée horizontalement à la base du versant de toiture sur le mur de façade.
- **Faitière** : panne
- **Gousset** : pièce oblique de support d'un bras de potence.
- **Arbalétrier** : pièce rampante d'une ferme de charpente. Elle est solidarisée avec une extrémité de l'entrait et avec le sommet du poinçon.
- **Echantignole** : bloc de bois de charpente ou métallique taillé en sifflet, rapporté sur chaque arbalétrier pour soutenir une panne.
- **Diagonales** : pièce oblique d'une ferme de charpente qui soulage l'arbalétrier vers la base du poinçon.
- **Croix de Saint-André** : ouvrage de contreventement en X. Les contreventements sont en général des assemblages qui permettent de lutter contre les déformations horizontales d'une structure.
- **Montant** : pièce verticale centrale d'une ferme de charpente.

Dans la structure d'une charpente, **l'ensemble des poutres, des poteaux et des diagonales assemblés forment une structure triangulée solide nommée ferme**. Les fermes métalliques sont des structures en acier qui ont pour fonction première de soutenir les toitures des bâtiments. On distingue les fermes à **deux versants (ferme en W)**, les fermes à **plusieurs versants (ferme en N)**, etc.

Chaque type de ferme métallique a ses avantages et ses spécificités, et le choix dépendra des exigences spécifiques du projet, de la portée souhaitée, des charges à supporter et des contraintes de conception.

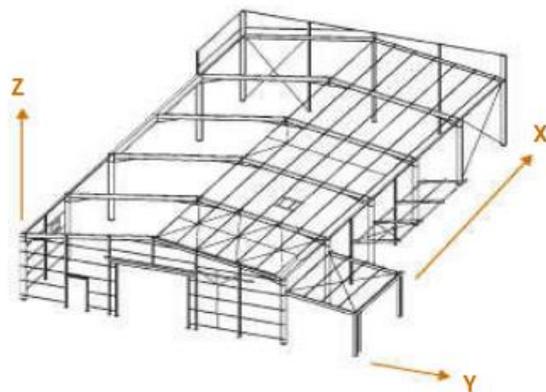
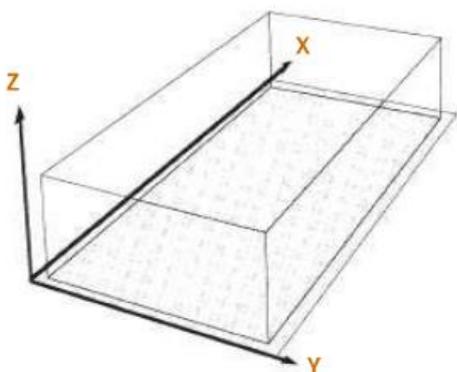
## 2) Description de la structure porteuse d'une charpente

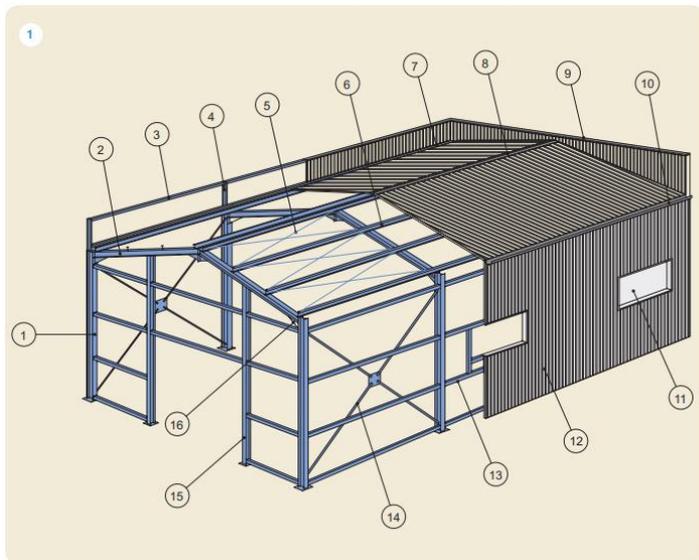
L'ossature d'une halle en charpente métallique est constituée de l'assemblage d'éléments en forme de barres profilées ou reconstitués à partir de produits plats et de profils creux. Sa fonction première est de supporter les différentes charges s'appliquant sur la halle et de les transmettre aux fondations. Elle doit également permettre la fixation des éléments d'enveloppe (toiture, façade) ainsi que des cloisons intérieures.

Pour une halle classique, la plupart des systèmes porteurs sont plans et se présentent sous la forme de cadres ou portiques. La forme du portique dépend beaucoup des critères de conception de la halle, de la portée, du système statique retenu, du mode de construction, etc.

Étant considérée comme une boîte, la structure porteuse de la halle est décomposée selon les trois directions de l'espace en sous-structures planes, qui sont :

- ❖ les structures principales de résistances : les portiques ou cadres transversaux : parallèles au plan YZ ;
- ❖ les charpentes de pignons, parallèles au plan YZ : lisses de bardages, potelets et éventuellement de contreventements verticaux ;
- ❖ les charpentes des façades long-pans, parallèles au plan XZ : lisses de bardages, potelets et éventuellement de contreventements verticaux ;
- ❖ la charpente du toit, parallèle au plan XY : pannes, contreventements éventuels.





|    |                                       |
|----|---------------------------------------|
| 1  | Poteau (HEA ou IPE)                   |
| 2  | Traverse (HEA ou IPE)                 |
| 3  | Lisse filante                         |
| 4  | Baïonnette                            |
| 5  | Diagonale de versant                  |
| 6  | Panne (IPN ou IPE)                    |
| 7  | Chêneau en tôle pliée                 |
| 8  | Faitière métallique                   |
| 9  | Couvertine métallique                 |
| 10 | Gouttière 1/2 ronde                   |
| 11 | Châssis vitré                         |
| 12 | Bardage métallique à ondes verticales |
| 13 | Lisse de bardage                      |
| 14 | Croix de Saint-André                  |
| 15 | Potelet de pignon (HEA ou IPE)        |
| 16 | Jarret                                |

### 3) Le cheminement des charges (CTICM, ConstruireAcier, & CAPEB, 2013)

Pour comprendre le fonctionnement de l'ossature d'une halle il est important de bien suivre le cheminement des charges dans la structure, à partir de leur point d'application jusqu'aux fondations en passant par tous les éléments constitutifs de la structure et de l'un à l'autre par leurs attaches. En général, une halle peut être soumise :

- **à des charges verticales** (charges permanentes, d'exploitations, pont roulant etc. ;

Le poids propre de la couverture et la neige sont repris par l'élément la couverture qui travaille essentiellement en flexion en s'appuyant sur les pannes. La panne est sollicitée par une charge uniformément répartie provenant des réactions d'appuis de la couverture ; elle travaille en flexion comme poutre simple ou poutre continue selon le choix de son système porteur.

Le portique reçoit des charges concentrées au droit de chaque panne (les réactions des pannes). Les réactions d'appui du cadre sont reprises par les fondations.

- **à des charges horizontales** : vent, séismes. Etc.

Contrairement aux charges gravitaires qui agissent toujours dans le même sens, la majorité des charges horizontales peuvent agir dans toutes les directions sur le plan. Le système de contreventements doit donc être conçu en conséquence. Quel que

soit le système réalisé, il est important de garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

### **III. DIMENSIONNEMENT D'ELEMENTS METALLIQUES**

## 1) Outils de prédimensionnement

Pour le prédimensionnement des éléments de la charpente, l'on peut procéder par une méthode empirique ou par une méthode de calcul.

### o Méthode empirique

Les élancements maximums pour les barres sont définis dans les règles et limitent les profils minimums des barres à utiliser dans les treillis. Les valeurs suivantes sont recommandées par [12]. Pour les :

- o barres résistant aux charges permanentes et d'exploitation  $\lambda_k \leq 180$
- o barres résistant aux charges de vent  $\lambda_k \leq 250$
- o autres barres, en général tendues, mais soumises à des contraintes alternées créées par le vent  $\lambda_k \leq 350$

–Tableau 3.1– Règles empiriques de prédimensionnement. Source : [18]

| Halle industrielle                                  |  |
|---|--|
| Panne continue de toiture en profilé laminé         | $h \approx \frac{l}{40}$                           |
| Panne continue de toiture en profilé laminé à froid | $h \approx \frac{l}{30}$                           |
| Filière continue de façade en profilé laminé        | $h \approx \frac{l}{40}$                           |
| Traverse de façade en profilé laminé                | $h \approx \frac{l}{30}$                           |
| Traverse de cadre en profilé laminé                 | $h \approx \frac{l}{30}$                           |
| Traverse de cadre en profil composé à âme pleine    | $h \approx \frac{l}{15} \text{ à } \frac{l}{25}$   |
| Ferme à treillis de hauteur constante               | $h \approx \frac{l}{12}$                           |
| Ferme à treillis de forme triangulaire              | $h \approx \frac{l}{4} \text{ à } \frac{l}{6}$     |
| Montant de cadre en profilé laminé                  | profilé HE de même aire de section que la traverse |
| Poteau en profilé laminé supportant une ferme       | profilé HE d'élancement $\lambda_k \leq 50$        |
| Diagonale de contreventement triangulé              | profil d'élancement $\lambda_k \leq 250$           |
| Bâtiment  |  |
| Dalle mixte avec tôle profilée                      | $d \approx \frac{l}{32}$ (hauteur statique)        |
| Solive en profilé laminé                            | $h \approx \frac{l}{30}$                           |
| Sommier en profilé laminé                           | $h \approx \frac{l}{20} \text{ à } \frac{l}{25}$   |
| Poteau en profilé laminé                            | profilé HE d'élancement $\lambda_k \leq 50$        |

### o Méthode de calcul

Pour les éléments tendus on se base uniquement sur la section.

$$N_{pl,Rd} = \frac{fy}{\gamma_{mo}} \cdot A \geq N_{sd} ; \text{ puis s'en déduit } A$$

Pour les éléments comprimés, on se base sur l'inertie et la section.

Selon le principe de stabilité on aura donc en plus :

$$N_{cr, sd} = \frac{\pi^2}{l_{nes}^2} EI ; \text{ puis s'en déduit } I_{nes}$$

Un projet de construction métallique doit être conçu et élaboré de façon à ce que les propriétés du matériau acier soient le mieux utilisés. Cette optimisation du matériau nécessite que le choix des profilés s'oriente vers des sections dont les caractéristiques répondent le mieux à leur rôle structural (flexion, traction, compression...). De ce fait, on peut se baser sur les principes suivants :

#### 1.2.1 Sections en I

Les poutrelles en **I** sont de deux sortes :

- ✓ **IPN** dont les ailes sont d'épaisseur variable, ce qui entraîne des difficultés pour les attaches;
- ✓ **IPE** dont les ailes présentent des bords parallèles, les extrémités sont à angles vifs. Ils sont d'usage plus courant que les IPN et très économiques en flexion dans un sens (solives, sommiers, pannes, traverses de portiques, etc).

La gamme de profilés va de 80 mm à 750 mm.

#### 1.2.2 Sections en H

Les poutrelles en **H** sont de trois sortes :

- ✓ **les poutrelles HEA** à ailes et âme amincies. Elles sont utilisées pour les poteaux sollicités en flexion composée ou exceptionnellement pour les poutres lorsque les IPE qui reprendraient la même charge ont une hauteur trop grande.
- ✓ **les poutrelles HEB** sont plus lourdes que les HEA mais moins encombrantes.
- ✓ **les poutrelles HEM** à ailes et âme renforcées. Elles sont essentiellement utilisées comme pieux pour les fondations.

La gamme de profilés va de 100 mm à 1000 mm.

## 2) Base et principe du dimensionnement selon l'Eurocode

Pour dimensionner tout ou partie d'une structure, il est convenu des étapes standards consécutives à coordonner. Il s'agit donc de :

- 1- Extraire de son contexte industriel et isoler le composant objet de la vérification.
- 2- Considérer la totalité des actions de dimensionnement auxquelles il sera soumis pour la durée de vie envisagée (Actions, Incendie, Fatigue, etc...)
- 3- Définir les codes et règlements de calcul adaptés au composant étudié dans son contexte industriel.
- 4- Définir le modèle de calcul qui s'adapte le mieux à ces critères, en s'assurant de la compatibilité des connexions avec les supports envisagés.
- 5- Appliquer la procédure adéquate pour l'obtention des efforts, contraintes, déformations, etc..., retenus pour le dimensionnement : les formules de RDM, les abaques de calcul, tableaux, etc...
- 6- Choisir le produit le mieux adapté aux critères envisagés (Nuances, qualité, profils etc...), en adoptant des règles de prédimensionnement adaptées au modèle et aux circonstances de travail de l'opérateur.
- 7- Vérifier avec précision que ce choix reste valable lorsque le produit est introduit avec ses caractéristiques réelles dans le modèle de calcul.

Pour la durabilité d'une structure, il est important de prendre en compte sa durée de vie pour définir un dimensionnement correct.

### 2.4 Durée d'utilisation de projet

1) P La durée d'utilisation de projet est la durée pendant laquelle une structure doit pouvoir être utilisée comme prévu, en faisant l'objet de la maintenance escomptée mais sans qu'il soit nécessaire d'effectuer des réparations majeures.

2) Le tableau 2.1 donne une indication de la durée d'utilisation de projet prescrite.

Tableau 2.1 : Classification des durées d'utilisation de projet

| Classe | Durée d'utilisation de projet prescrite (années) | Exemple  |
|--------|--|--|
| 1      | [1-5]  | Structures temporaires   |
| 2      | [25]   | Éléments structuraux remplaçables, par exemple : poutres de roulement, appareils d'appui |
| 3      | [50]   | Structures de bâtiments et autres structures courantes                                   |
| 4      | [100]  | Structures monumentales, de ponts et d'autres ouvrages de génie civil                    |

**La norme à laquelle on se réfère pour le calcul des éléments métalliques est l'Eurocode 3 ou NF EN1993.**

A présent, nous supposons que les dimensions et les caractéristiques géométriques et mécaniques de l'élément à vérifier sont connues. Elles ont pu être obtenues à partir d'un prédimensionnement de la structure. Nous faisons aussi l'hypothèse que les sollicitations (effort axial, effort tranchant, moment fléchissant) ont été déterminées conformément aux règles des Eurocodes ; c'est-à-dire pour les différentes combinaisons de vérification aux Etats limites ultimes (ELU) et aux Etats limites de service (ELS).

Nous nous plaçons donc clairement dans une démarche de vérification d'une barre en acier, composant d'une ossature de bâtiment.

Pour la vérification d'éléments de construction métallique, on doit envisager deux types d'états limites :

- **ELU** : les Etats limites ultimes concernent les risques de défaillance structurelle ou d'effondrement, susceptibles de mettre en danger la sécurité des personnes et des biens. Il s'agit essentiellement de respecter deux genres de critères :

- Résistance,
- Stabilité globale et locale ;

- **ELS** : les Etats limites de service concernent l'aptitude à l'utilisation de l'ouvrage, ainsi que son aspect. Selon la destination de l'ouvrage et selon le composant étudié, il s'agit de respecter deux sortes de critères :

- Déformation (flèches),
- Confort (vibration de plancher, par exemple).

De manière générale, la vérification de la résistance d'un élément de structure, vis-à-vis d'un Etat limite ultime, consiste à satisfaire une condition du type :

$$X_{ED} < X_{RD}$$

Avec  $X_{ED}$  effet de calcul qui résulte d'une combinaison d'actions agissant sur la structure ou sur l'élément de structure. Dans une telle combinaison, les valeurs caractéristiques des actions sont pondérées par des coefficients partiels ( $\gamma_F$ ), généralement supérieurs à l'unité,

$X_{RD}$  résistance de calcul qui correspond à l'Etat limite ultime considéré. La résistance de calcul est égale à la résistance caractéristique divisée par un coefficient partiel ( $\gamma_M$ ) supérieur ou égal à l'unité.

Dans les critères de résistance aux Etats limites ultimes, la norme NF EN 1993-1-1, utilise trois coefficients partiels  $\gamma_{M0}$ ,  $\gamma_{M1}$  et  $\gamma_{M2}$ .

| Tableau 1 – Coefficients partiels sur la résistance (pour les bâtiments) selon la norme NF EN 1993-1-1/NA |                       |
|---|-----------------------|
| États limites ultimes   | Coefficients partiels |
| Résistance des sections   | $\gamma_{M0} = 1,00$  |
| Résistance des barres aux instabilités  | $\gamma_{M1} = 1,00$  |
| Résistance à la rupture des sections transversales  | $\gamma_{M2} = 1,25$  |

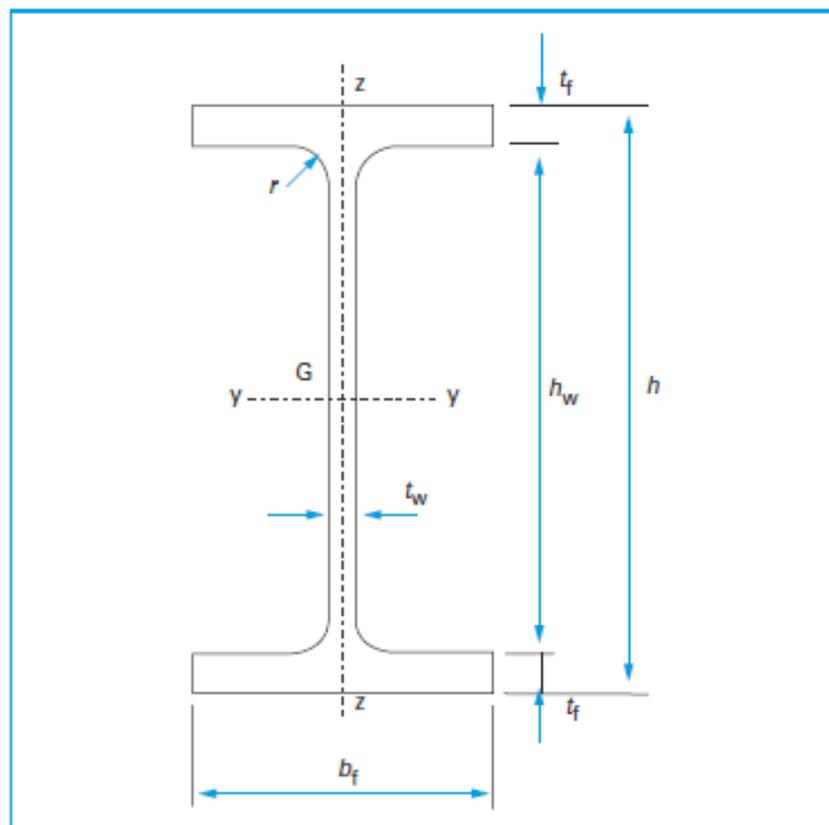


Figure 1 – Notations utilisées pour caractériser une section transversale de profilé laminé

## **IV. EVALUATIONS DES CHARGES & COMBINAISONS**

Avant de pouvoir évaluer les charges qui affectent une structure, il est essentiel de comprendre les différentes natures d'actions auxquelles les charpentes sont exposées. On peut distinguer :

- Les charges permanentes ;
- Les charges d'exploitation ;
- Les charges climatiques (neige & vent) ;
- Les charges sismiques ;

#### 1) Les charges permanentes G

Les charges permanentes représentent le poids propre des éléments de structure principaux et secondaires. Dans le cas d'un bâtiment métallique les actions permanentes incluent :

- les éléments structuraux (Poteau, poutre, panne, lisse...) ;
- les éléments non structuraux (Couverture, bardage, isolation...) ;
- les équipements fixes (ascenseur, chauffage, tuyauterie...).

Les charges permanentes peuvent être estimées à l'aide de l'Eurocode 1 plus précisément l'EN 1991-1-1 (section 3 & 4) et son annexe nationale. Ces charges sont déterminées à partir d'informations fournies par d'autres normes tel que la NF P 06-004.

#### 2) Les charges d'exploitations Q

Les charges d'exploitation sont variables et dépendent directement de l'utilisation de l'ouvrage (poids des personnes, des équipements et des charges pendant la construction). L'Eurocode 1 définit les valeurs de ces charges à prendre en compte en fonction du type d'ouvrage, de l'usage prévu des locaux et de la situation du projet (durable, temporaire ou accidentelle).

De même que les charges permanentes, nous obtenons les charges d'exploitations des bâtiments dans la norme l'EN 1991-1-1 (Section 6). En complémentarité à cette norme, nous utilisons aussi la NF P 06-001.

#### 3) Les charges du vent W

Le vent exerce des pressions sur les surfaces extérieures des bâtiments. La norme européenne EN 1991-1-4, avec son annexe nationale, établit les charges de vent à prendre en compte pour les constructions. Ces charges sont définies en fonction d'une vitesse de référence du vent, qui dépend de l'emplacement géographique, de la hauteur du bâtiment et de la rugosité du terrain environnant.

Lorsque le vent exerce une pression sur la face de la paroi (pression), cette action est considérée comme positive. En revanche, si le vent crée une dépression sur la face arrière du mur, cette action est considérée comme négative.

Pour les structures métalliques comme les charpentes, les sections 4 et 5 de la norme EN 1991-1-4 sont principalement utilisées pour calculer les charges de vent à prendre en compte.

#### 4) Les charges de neige S

Il serait inutile de considérer ces charges dans certaines régions d'Afrique où il ne neige pas ou jamais. Néanmoins, à titre informatif, l'EN 1991-1-3 avec son annexe nationale, définit les actions de la neige sur les constructions.

#### 5) Les combinaisons d'actions

Les combinaisons ELU couramment utilisées sont listées ci-après :

|       |                                     |
|-------|-------------------------------------|
| ELU1  | 1,35 G + 1,50 Q                     |
| ELU2  | 1,35 G + 1,50 S2                    |
| ELU3  | 1,35 G + 1,50 S4                    |
| ELU4  | 1,35 G + 1,50 W1                    |
| ELU5  | 1,00 G + 1,50 W2                    |
| ELU6  | 1,35 G + 1,50 W3                    |
| ELU7  | 1,00 G + 1,50 W4                    |
| ELU8  | 1,35 G + 1,50 S2 + 1,50 Q           |
| ELU9  | 1,35 G + 1,50 S4 + 1,50 Q           |
| ELU10 | 1,35 G + 1,50 W1 + 1,50 Q           |
| ELU11 | 1,35 G + 1,50 W3 + 1,50 Q           |
| ELU12 | 1,35 G + 1,50 W1 + 0,75 S2          |
| ELU13 | 1,35 G + 1,50 W3 + 0,75 S2          |
| ELU14 | 1,35 G + 1,50 W1 + 0,75 S4          |
| ELU15 | 1,35 G + 1,50 W3 + 0,75 S4          |
| ELU16 | 1,35 G + 1,50 S2 + 0,90 W1          |
| ELU17 | 1,35 G + 1,50 S2 + 0,90 W3          |
| ELU18 | 1,35 G + 1,50 S4 + 0,90 W1          |
| ELU19 | 1,35 G + 1,50 S4 + 0,90 W3          |
| ELU20 | 1,35 G + 1,50 S2 + 1,50 Q + 0,90 W1 |
| ELU21 | 1,35 G + 1,50 S2 + 1,50 Q + 0,90 W3 |
| ELU22 | 1,35 G + 1,50 S4 + 1,50 Q + 0,90 W1 |
| ELU23 | 1,35 G + 1,50 S4 + 1,50 Q + 0,90 W3 |
| ELU24 | 1,35 G + 1,50 W1 + 1,50 Q + 0,75 S2 |
| ELU25 | 1,35 G + 1,50 W3 + 1,50 Q + 0,75 S2 |
| ELU26 | 1,35 G + 1,50 W1 + 1,50 Q + 0,75 S4 |
| ELU27 | 1,35 G + 1,50 W3 + 1,50 Q + 0,75 S4 |

Figure 1 : Combinaisons ELU pour les cas courants (Anthony R. )

Les combinaisons ELS couramment utilisées sont listées ci-après :

|       |                                 |
|-------|---------------------------------|
| ELS1  | 1,0 G + 1,0 Q                   |
| ELS2  | 1,0 G + 1,0 S2                  |
| ELS3  | 1,0 G + 1,0 S4                  |
| ELS4  | 1,0 G + 1,0 W1                  |
| ELS5  | 1,00 G + 1,0 W2                 |
| ELS6  | 1,0 G + 1,0 W3                  |
| ELS7  | 1,00 G + 1,0 W4                 |
| ELS8  | 1,0 G + 1,0 S2 + 1,0 Q          |
| ELS9  | 1,0 G + 1,0 S4 + 1,0 Q          |
| ELS10 | 1,0 G + 1,0 W1 + 1,0 Q          |
| ELS11 | 1,0 G + 1,0 W3 + 1,0 Q          |
| ELS12 | 1,0 G + 1,0 W1 + 0,5 S2         |
| ELS13 | 1,0 G + 1,0 W3 + 0,5 S2         |
| ELS14 | 1,0 G + 1,0 W1 + 0,5 S4         |
| ELS15 | 1,0 G + 1,0 W3 + 0,5 S4         |
| ELS16 | 1,0 G + 1,0 S2 + 0,6 W1         |
| ELS17 | 1,0 G + 1,0 S2 + 0,6 W3         |
| ELS18 | 1,0 G + 1,0 S4 + 0,6 W1         |
| ELS19 | 1,0 G + 1,0 S4 + 0,6 W3         |
| ELS20 | 1,0 G + 1,0 S2 + 1,0 Q + 0,6 W1 |
| ELS21 | 1,0 G + 1,0 S2 + 1,0 Q + 0,6 W3 |
| ELS22 | 1,0 G + 1,0 S4 + 1,0 Q + 0,6 W1 |
| ELS23 | 1,0 G + 1,0 S4 + 1,0 Q + 0,6 W3 |

Figure 2 : Combinaisons ELS pour les cas courants (Anthony R. )

**V.DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX :**  
**COMMENT EST SOLLICITE CHAQUE ELEMENT ET LES**  
**VERIFICATIONS AD HOC**

Le dimensionnement d'une structure métallique suit généralement les étapes suivantes :

1. Réalisation du dessin de l'ossature principale ;
2. Identification des charges s'appliquant à la structure et estimation de leur valeurs ;
3. Sélection des profilés de l'ossature principale, en se basant sur un prédimensionnement ou sur l'expérience ;
4. Modélisation de la structure, analyse globale et calcul des sollicitations dans les éléments de l'ossature ;
5. Vérifications diverses des éléments de l'ossature ;
6. Conception et vérification des assemblages entre les éléments de l'ossature.

Après l'étape de vérification des éléments (étape 5), il peut s'avérer que certains soient sous-dimensionnés ou surdimensionnés. Dans ce cas, un ajustement est effectué, et le processus reprend à l'étape de modélisation (étape 4) avec une mise à jour du modèle. Les calculs sont finalisés lorsque tous les critères de résistance, de performance et d'économie sont respectés.

Par la suite, nous nous intéresserons plus particulièrement aux étapes 4 et 5 mentionnées précédemment.

#### 1) Les couvertures

Les couvertures fréquemment utilisées dans les bâtiments métalliques, sont de deux types :

- Les couvertures en plaques ondulées ;
- Les couvertures en bacs acier éventuellement en aluminium ;
- Les couvertures mixtes béton-acier.

Elles ne nécessitent pas un dimensionnement particulier.

#### 2) Les pannes

Les pannes ont pour rôle essentiel de soutenir la couverture en place. Leur portée est déterminée par l'écartement entre les fermes ou les portiques. Ainsi, la portée des pannes est directement liée à la portée admissible de la couverture.

Dans la plupart des situations, les pannes sont généralement fabriquées à partir de poutrelles laminées IPE. Toutefois, il est également possible d'utiliser des profilés minces, des sections en U ou en C, en fonction des besoins spécifiques.

Le type de sollicitation subie par les pannes, qu'il s'agisse de flexion simple ou de flexion déviée, dépend de la configuration de la toiture, notamment de la présence ou de l'absence d'un versant. Comme tout élément soumis à la flexion, les pannes doivent également être vérifiées pour le déversement, un phénomène d'instabilité propre aux éléments fléchis.

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se produit lorsque les poutres soumises à la flexion voient la partie comprimée de leur section se déplacer latéralement. Cela entraîne un mouvement de translation horizontale et de rotation autour du centre de cisaillement, en plus du déplacement vertical causé par les charges appliquées.

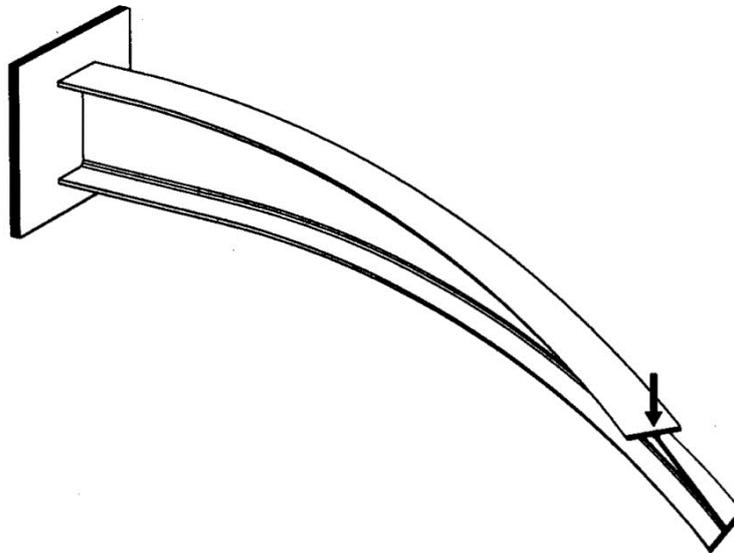


Figure 3 : Phénomène de déversement

### 3) Les portiques

Dans les bâtiments métalliques nous distinguons deux types de portiques à savoir : les portiques avec traverses à âme pleine & les portiques avec fermes et treillis.

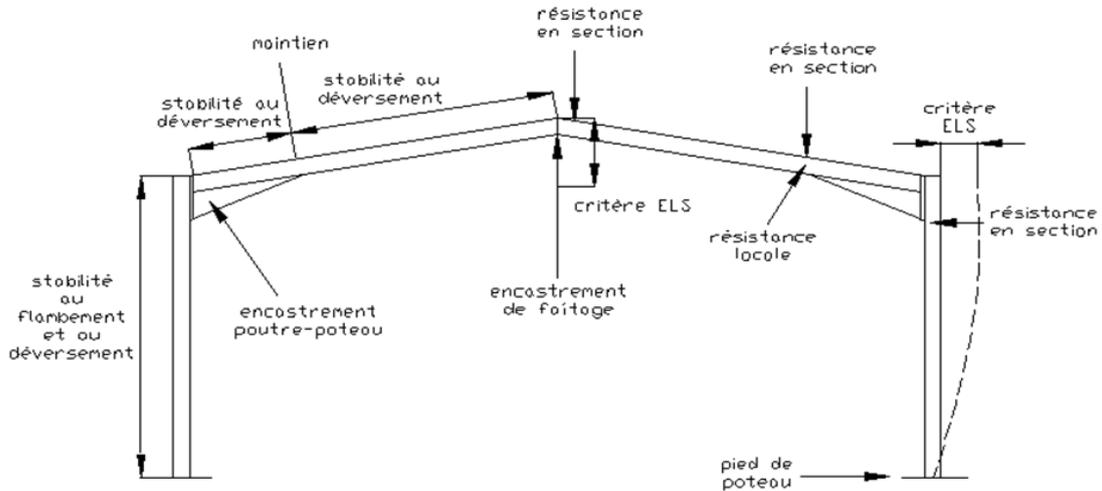
**Les portiques à âmes pleines peuvent être constitués :**

- Soit de profils à inertie constante (IPE, HEA ...)
- Soit des profils à inertie variable PRS

Après avoir fait évaluer les sollicitations, le dimensionnement de ce type de portique implique de faire plusieurs vérifications :

- Dimensionnement de la traverse en résistance à la flexion ;
- Vérification de la flèche de la traverse qui doit être inférieure à  $L/200$
- Vérification au déversement de la traverse

- Dimensionnement à la flexion composées des poteaux en prenant compte du risque de flambement
- Dimensionnement du jarret (élément qui sert à un complément local d'inertie au pied de traverse.



Les principaux schémas statiques de ces portiques sont présentés dans le tableau ci-dessous :

|                                   | Schémas | Degrés de stabilités      |
|-----------------------------------|---------|---------------------------|
| <b>Pieds de poteaux articulés</b> |         | Hypostatique de degré 2   |
|                                   |         | Hypostatique de degré 1   |
|                                   |         | isostaticité              |
|                                   |         | Hyperstaticité de degré 1 |
| <b>Pieds de poteaux encastrés</b> |         | isostaticité              |
|                                   |         | Hyperstaticité de degré 1 |
|                                   |         | Hyperstaticité de degré 2 |
|                                   |         | Hyperstaticité de degré 3 |

Les portiques avec fermes et treillis sont composés de barres rectilignes, alignées dans un plan commun, et assemblées selon des triangles. C'est d'ailleurs cette structure triangulée qui leur confère leur appellation.

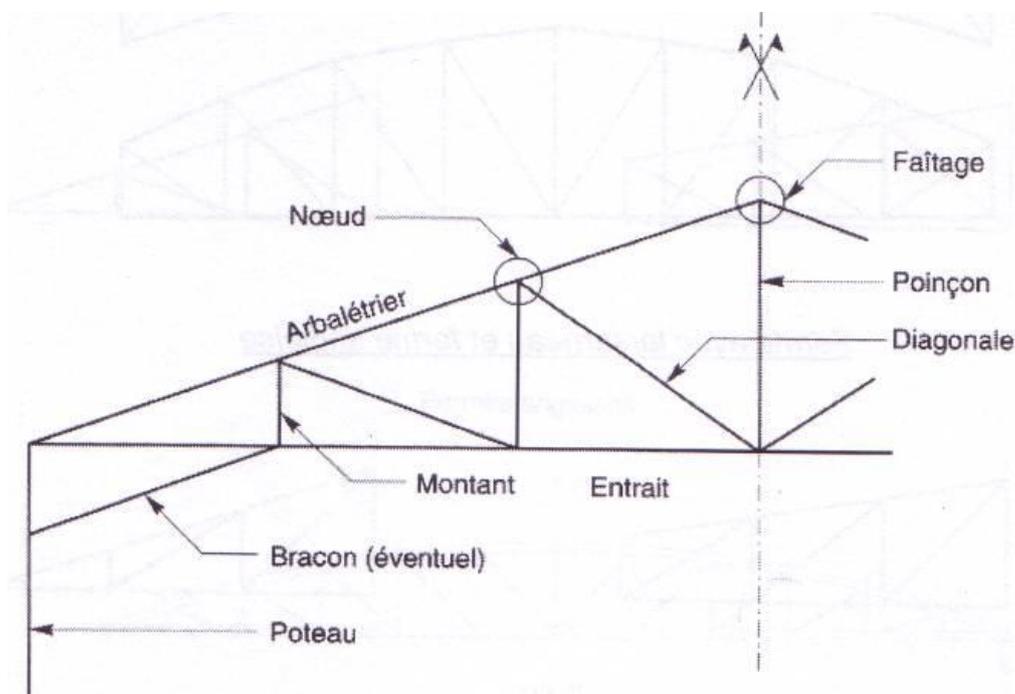
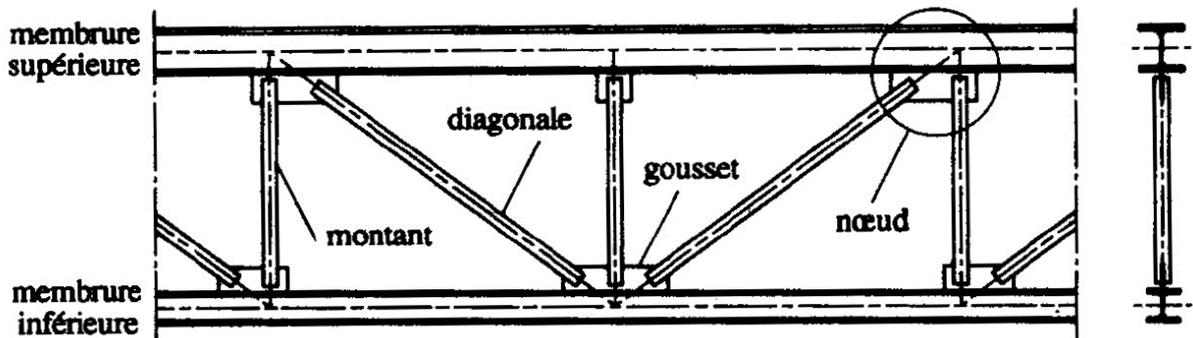


Figure 4 : Terminologie des différents éléments d'une ferme

Les fermes treillis sont généralement articulées à leurs appuis, car il est délicat d'obtenir une bonne connexion avec des treillis (ce qui entraînerait des efforts excessifs sur les membrures). Bien qu'elles soient beaucoup plus performantes que les profils pleins, elles sont néanmoins plus coûteuses en raison d'un temps de main-d'œuvre plus élevé.

Le calcul des poutres à treillis est établi sur la base d'hypothèses simplificatrices, notamment :

- Les barres sont généralement considérées comme articulées, sans frottement, au niveau des nœuds ;

- Les axes neutres des barres sont supposés converger aux nœuds où elles se rencontrent. Cependant, il est fréquent de confondre l'axe neutre avec la ligne de trusquinage, ce qui entraîne l'apparition de sollicitations secondaires ;
- Le poids des barres est négligé par rapport aux charges extérieures qui affectent le système ;
- Les forces extérieures sont supposées se trouver dans le plan du système et être appliquées aux nœuds, ce qui entraîne des efforts normaux exclusivement dans les barres, à savoir la compression et la traction. ;

La démarche de calcul des portiques avec ferme et treillis passe par plusieurs étapes

- Déterminer les efforts de compression ou de traction dans les barres en utilisant différentes méthodes telles que la méthode des nœuds (Cremona), la méthode des sections (Ritter) et la méthode des composantes (Culmann) ;
- Vérifier les contraintes de traction, de compression et de cisaillement dans les barres ;
- Enfin, vérifier la ferme globalement au déversement et aux déformations ;
- Dimensionner les poteaux au flambement en compression axiale, ou en flexion composée.

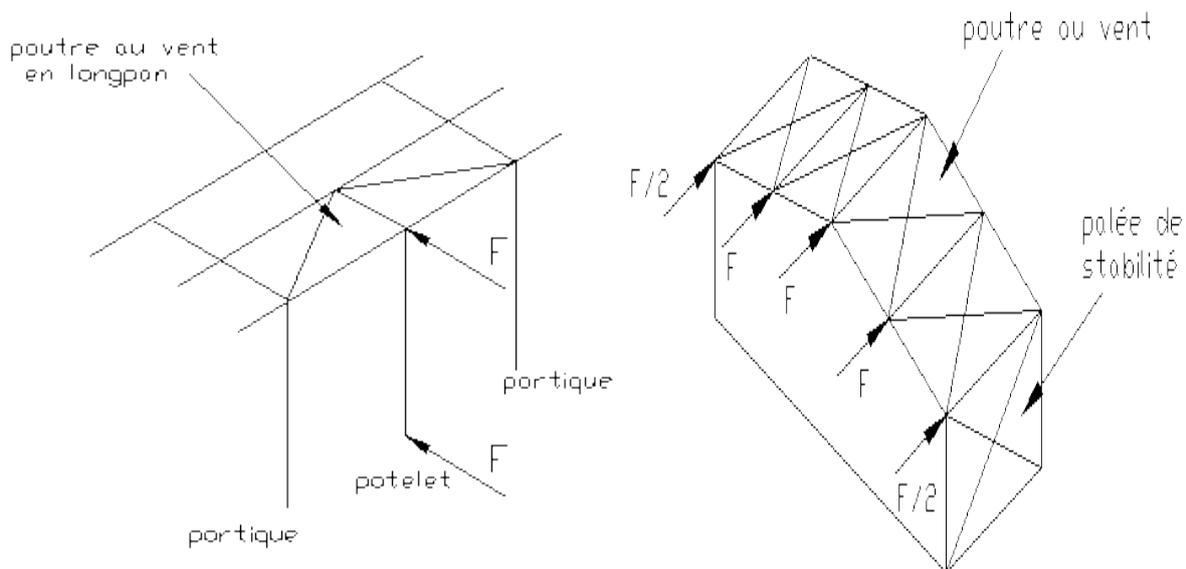
#### 4) Les ossatures secondaires

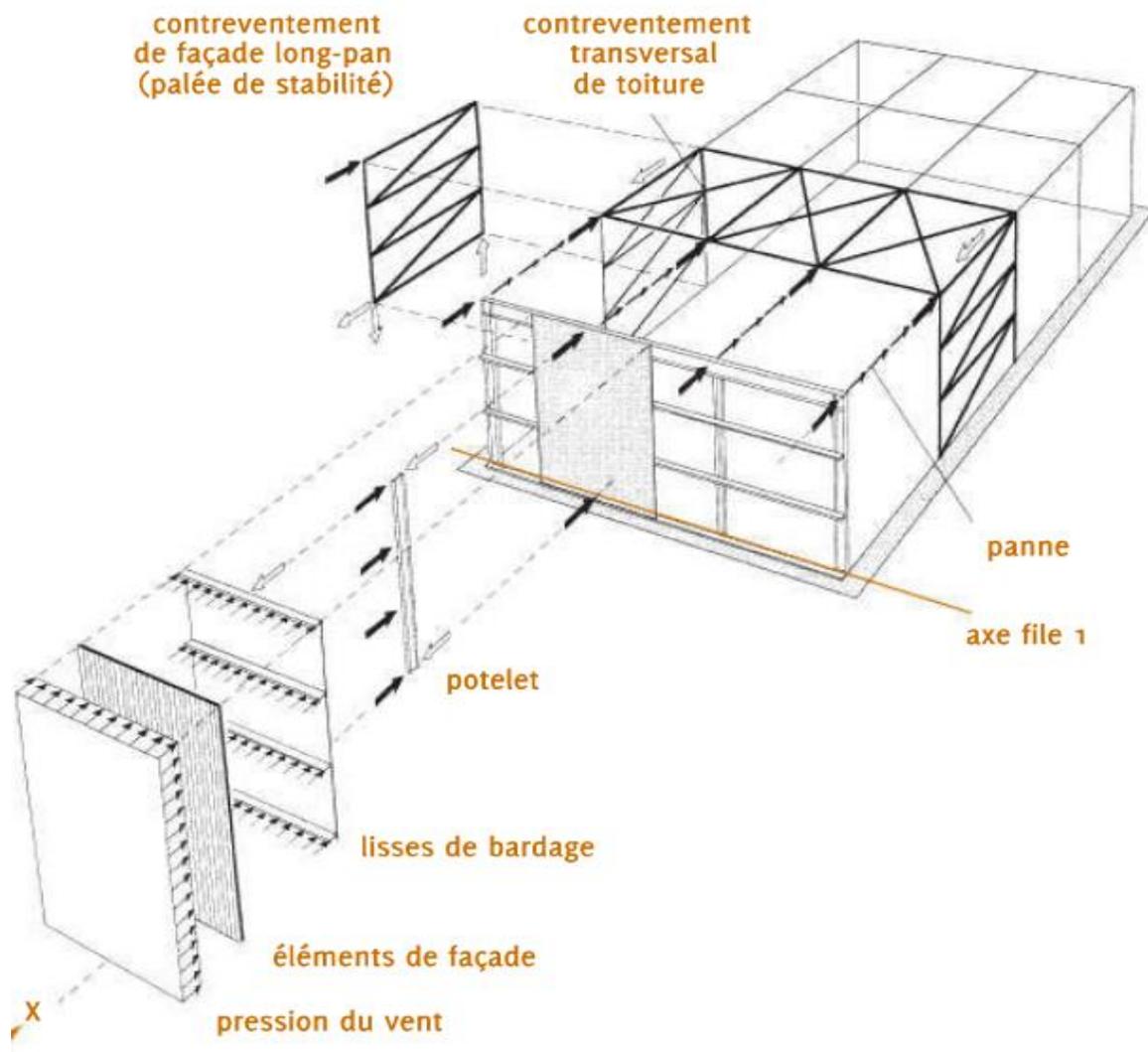
Les ossatures secondaires ont pour rôle de supporter les charges causées par le vent et de garantir la stabilité globale de la structure. Cela comprend notamment :

- **Les lisses de bardages** : Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles telles que des IPE ou des UAP, ou de profils minces pliés. Elles sont positionnées horizontalement et reposent sur les poteaux des portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'espacement entre les lisses est déterminé en fonction de la portée maximale autorisée des bacs de bardage. Leur dimensionnement est réalisé en prenant en compte la flexion déviée.
- **Les potelets de pignon** : Les potelets travaillent en général comme des poutres simples fléchies dans un plan vertical. Leur appui inférieur est sur la fondation. Les lisses de bardages sont considérées comme articulées à leurs extrémités. Elles sont soumises à la flexion due à la force du vent agissant

sur le bardage, qui se transmet par les lisses, ainsi qu'à la compression causée par leur propre poids, celui du bardage et des lisses. Cependant, elles ne supportent pas la toiture. Grâce à la présence du bardage sur toute la longueur du potelet, le déversement n'est pas pris en compte.

- **Les dispositifs de contreventement** : Les contreventements sont des éléments conçus pour absorber les forces exercées par le vent sur la structure et les transmettre au sol. Ils sont installés soit dans la toiture, le long des versants (poutres au vent), soit sur les façades (palées de stabilité). Leur rôle est de résister aux forces du vent qui agissent à la fois sur les pignons et sur les longs côtés de la construction.





## **VI. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES ASSEMBLAGES**

La partie 1-8 de l'EN 1993 fournit des directives pour la conception et le calcul des assemblages qui sont principalement soumis à des charges statiques. Ces assemblages sont composés d'aciers de différentes nuances, notamment S235, S275, S355 et S460.

Les assemblages jouent un rôle crucial dans la solidité et la stabilité d'une structure. Chaque composant de l'assemblage doit être soigneusement étudié et dimensionné pour garantir une transmission efficace des forces entre les différentes barres. Les panneaux d'âme, les platines d'about, les goussets, les cornières, les éclisses, les boulons, les rivets et les soudures sont autant d'éléments qui doivent être pris en compte lors de la conception et du calcul des assemblages.

Les assemblages dans les structures en acier ont pour but :

a) de relier différents éléments et tôles en acier pour former des structures complètes ;

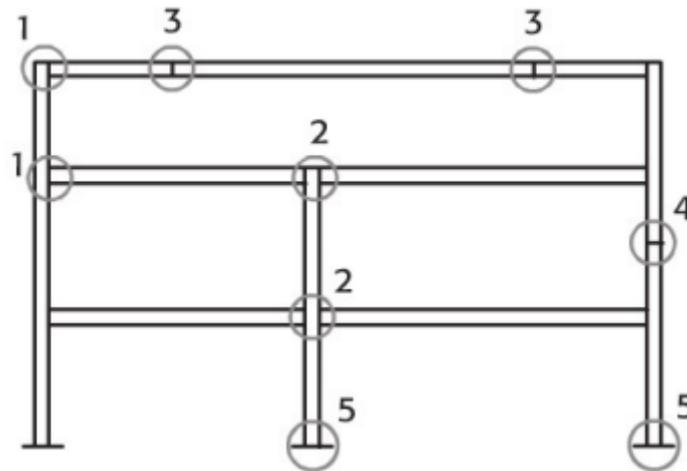
b) de former des sections et des éléments à partir du produit final de fabrication de l'acier, tels que des sections à partir de tôles en acier, des éléments construits à partir de sections et de tôles laminées ou soudées, etc. ;

c) de raccorder les éléments qui sont livrés en longueur partielle en raison des contraintes de transport et former des éléments de pleine longueur.

Il est important de souligner que la conception et le calcul des assemblages revêtent une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant l'ouvrage. En effet, en cas de défaillance d'un assemblage, la stabilité et le bon fonctionnement global de la structure peuvent être compromis. Il est donc primordial de veiller à la qualité et à la résistance de chaque assemblage pour assurer la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

Dans cette norme, plusieurs **types d'assemblages** ont été étudiés, parmi lesquels on retrouve :

1. Configuration unilatérale d'assemblage poutre-poteau ;
2. Configuration bilatérale d'assemblage poutre-poteau ;
3. Assemblage de continuité de poteau ;
4. Assemblage de continuité de poutre ;
5. Pied de poteau (encastré ou articulé)



**Selon le type de moyens d'assemblage, on distingue :**

a) les assemblages avec des moyens d'assemblage mécaniques tels que boulons, goujons, rivets, vis, etc. (voir chapitre 3 de l'EN 1993-1-8) ;

b) les assemblages soudés. (voir chapitre 4 de l'EN 1993-1-8).

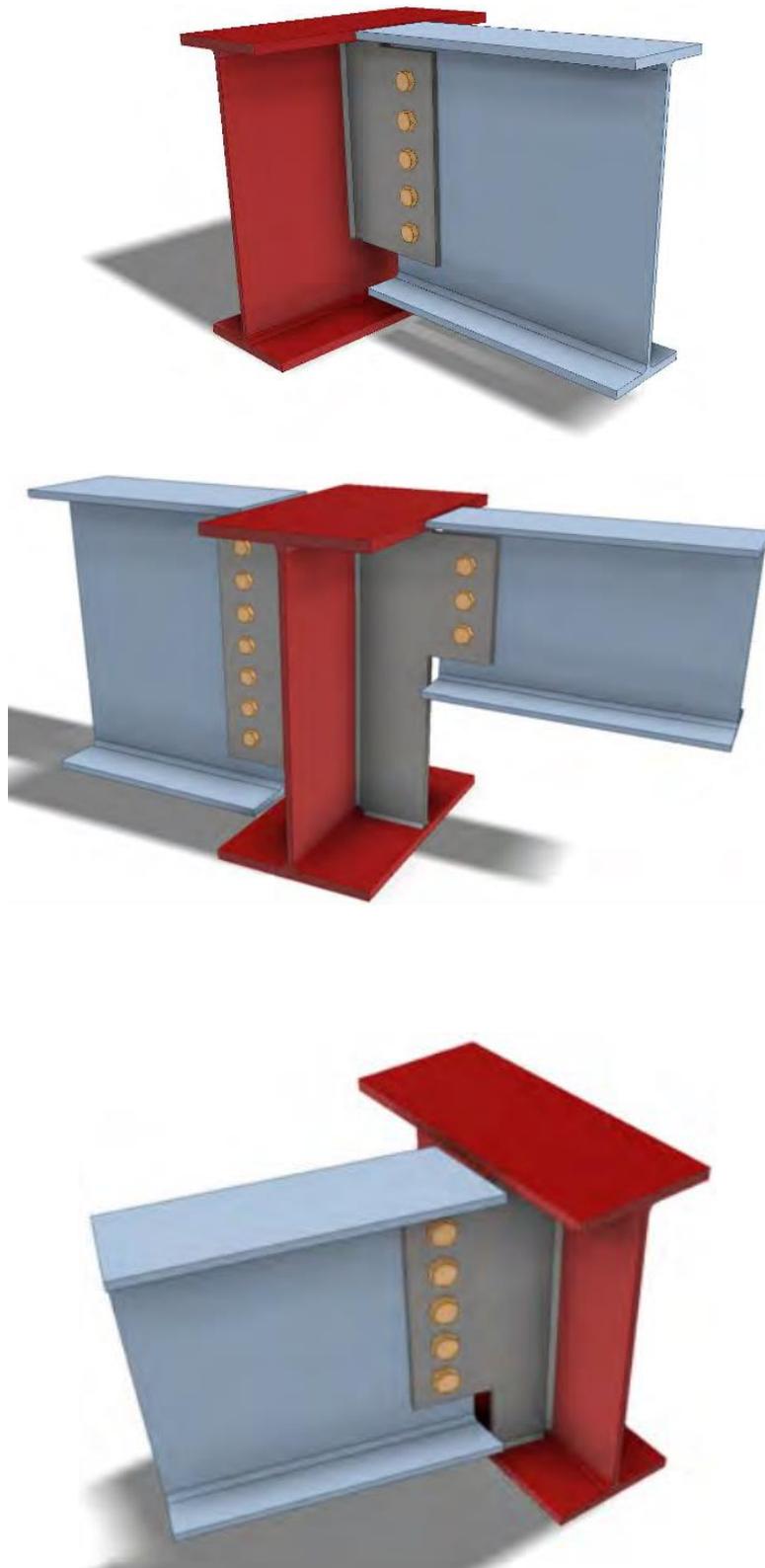
Pour concevoir et dimensionner les assemblages, il est conseillé dans la pratique de :

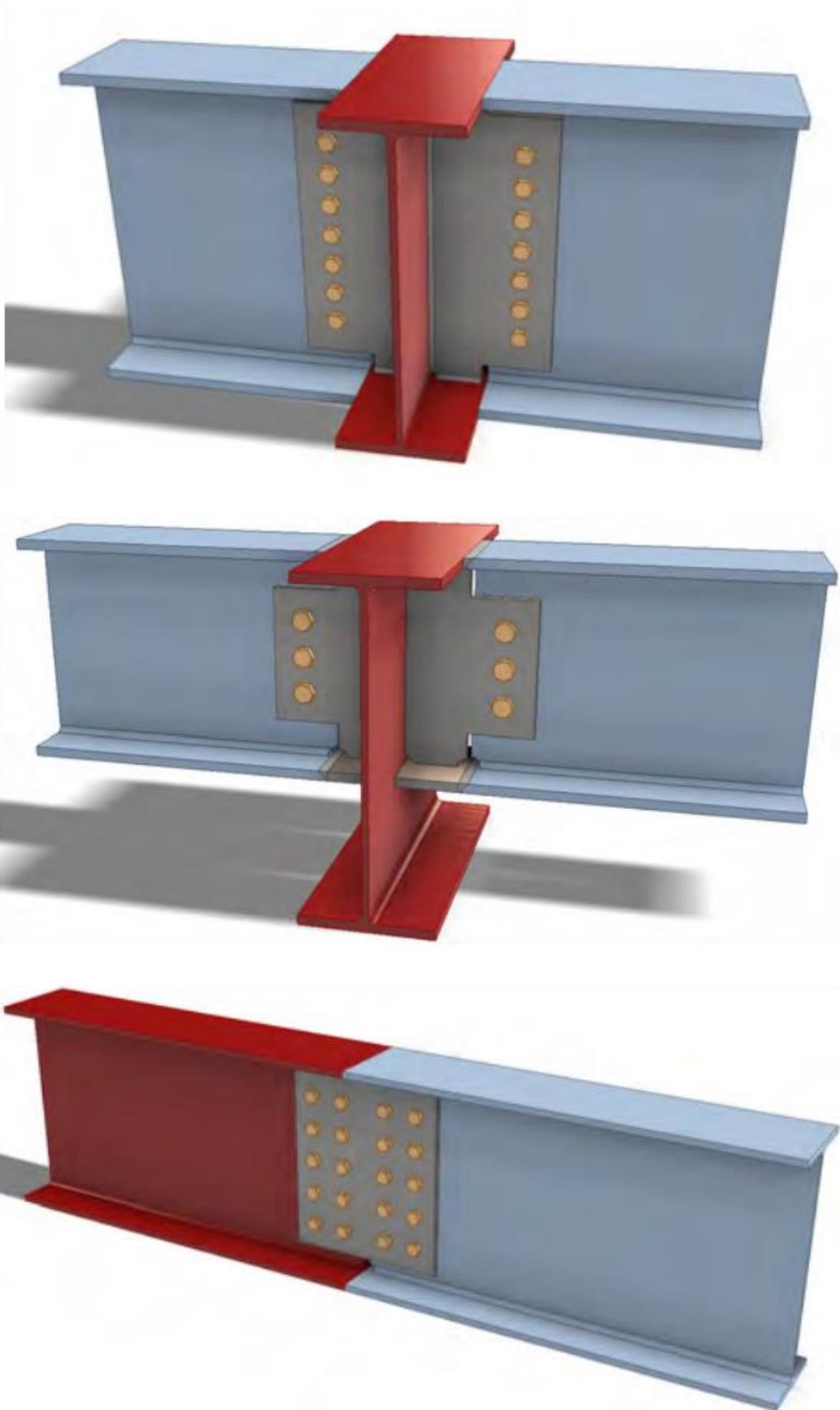
- Vérifier les dispositions constructives ;
- Identifier les sous assemblages ;
- Vérifier la résistance de chacune des pièces constituant l'assemblage en analysant au préalable les phénomènes présents. Chaque pièce d'un assemblage est unique et doit faire l'objet d'une réflexion approfondie.

En complément des conceptions d'assemblages proposées par l'Eurocode 3, l'ingénieur de conception ou toute personne spécialisée dans la construction métallique a la liberté de concevoir d'autres modèles d'assemblages. Toutefois, il est primordial de veiller à ce que les vérifications effectuées sur les assembleurs et les éléments assemblés garantissent la stabilité et l'intégrité du nouveau modèle d'assemblages. Cette liberté permet à l'ingénieur de laisser libre cours à sa créativité tout en respectant les normes de sécurité et de performance requises. Ainsi, il peut explorer de nouvelles approches et solutions pour répondre aux besoins spécifiques du projet, tout en maintenant la fiabilité et la solidité de la structure métallique.

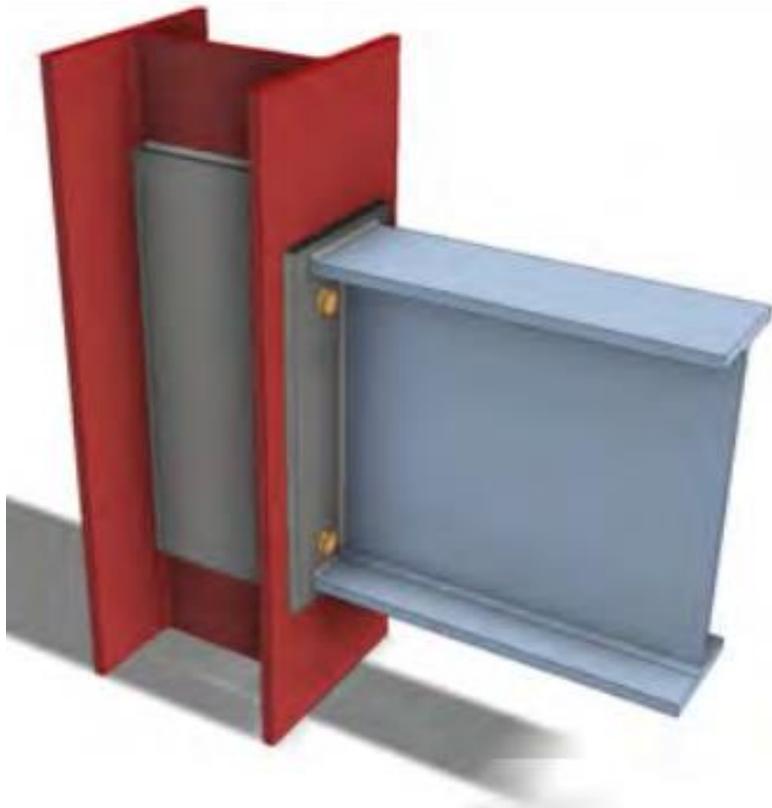
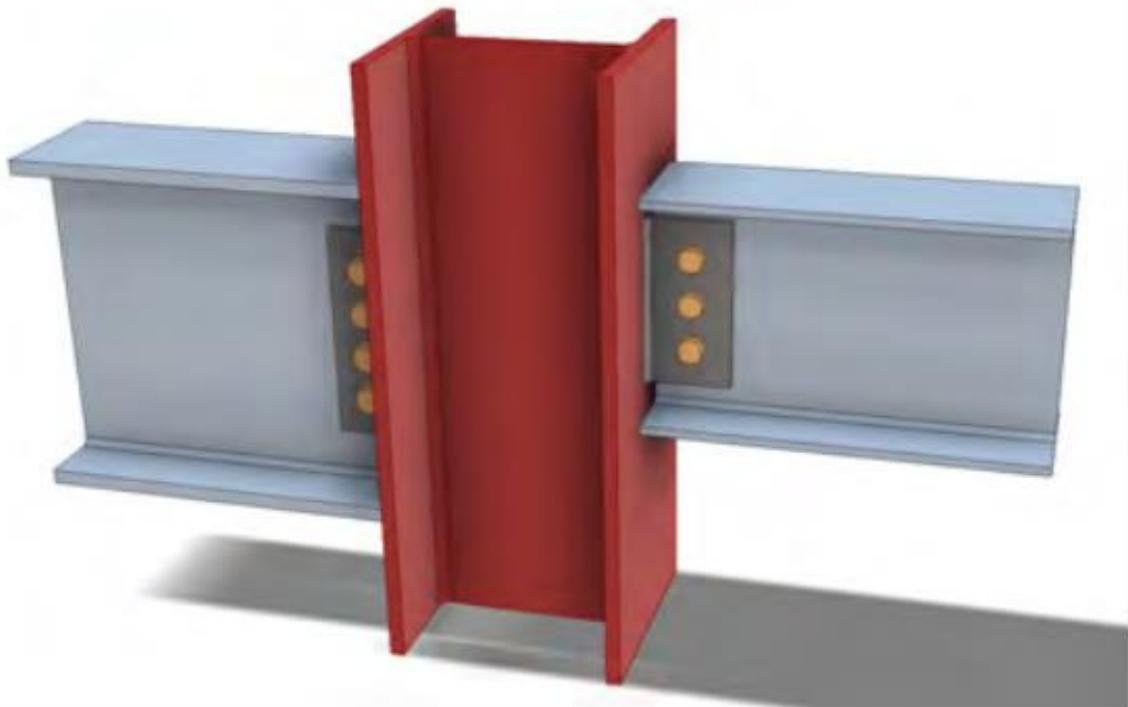
Voici des exemples d'assemblages pour aider les concepteurs à trouver de vraies solutions :

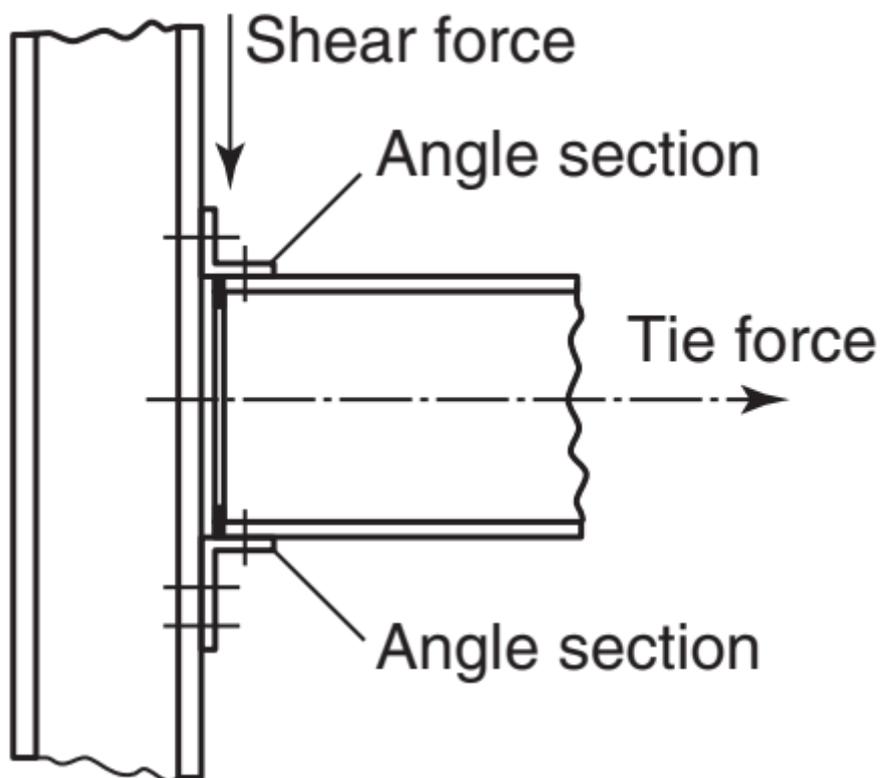
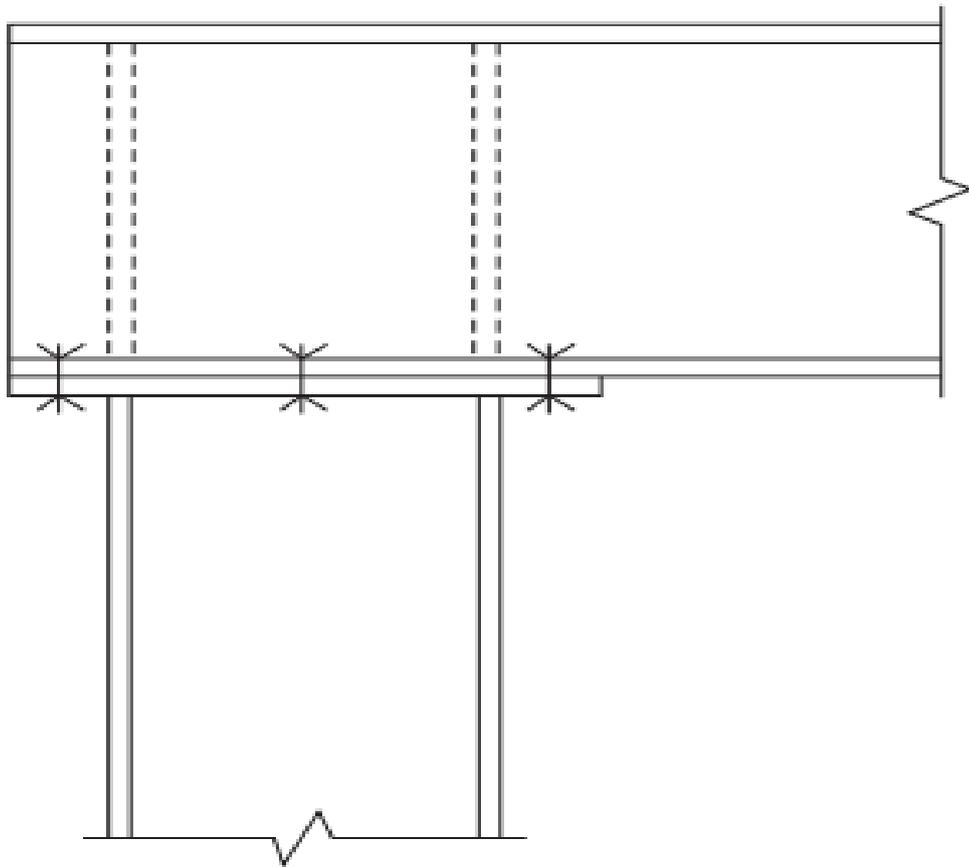
- **Assemblage poutre-poutre**

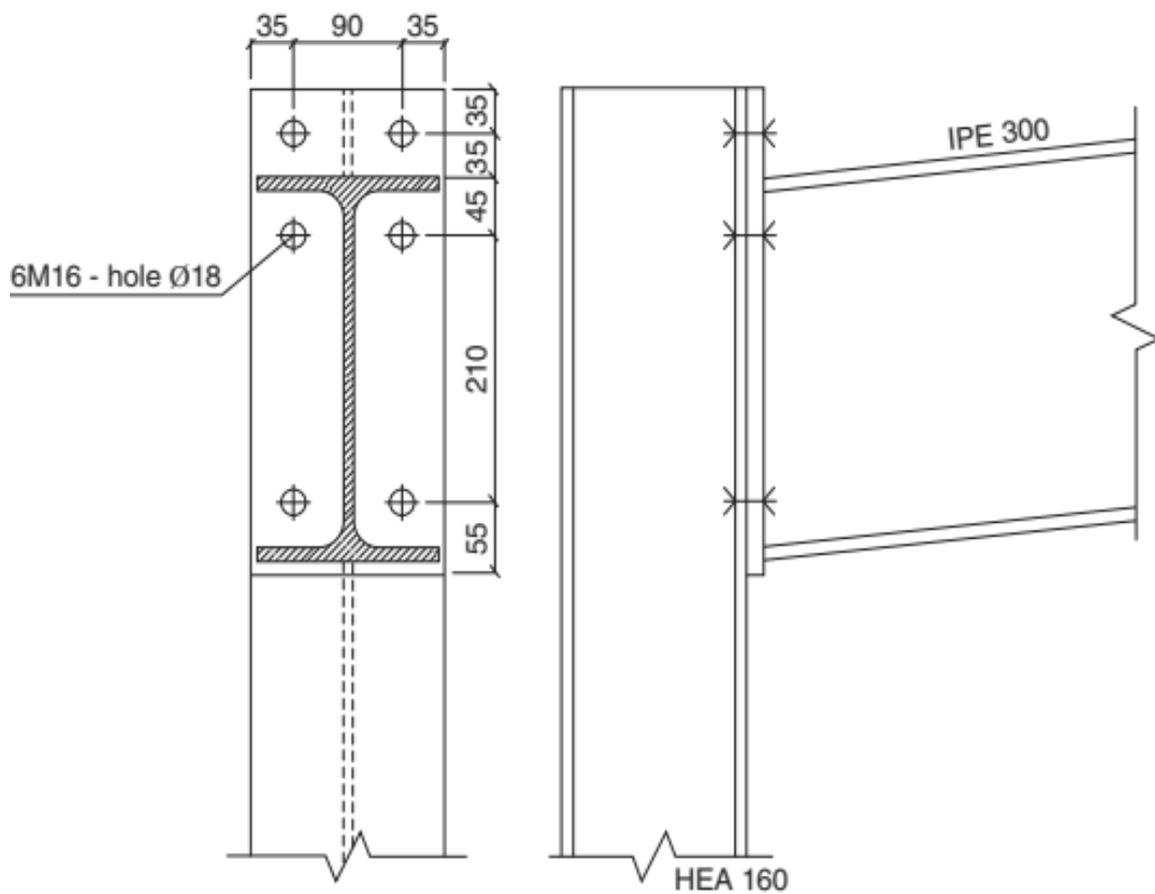
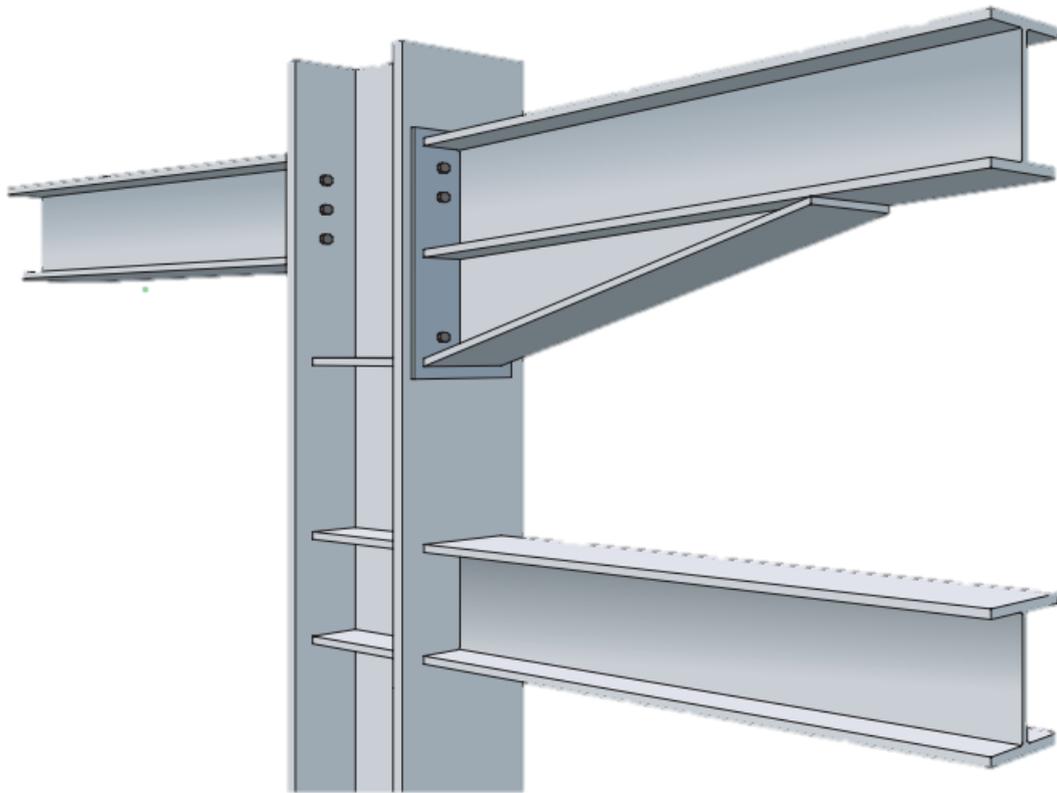


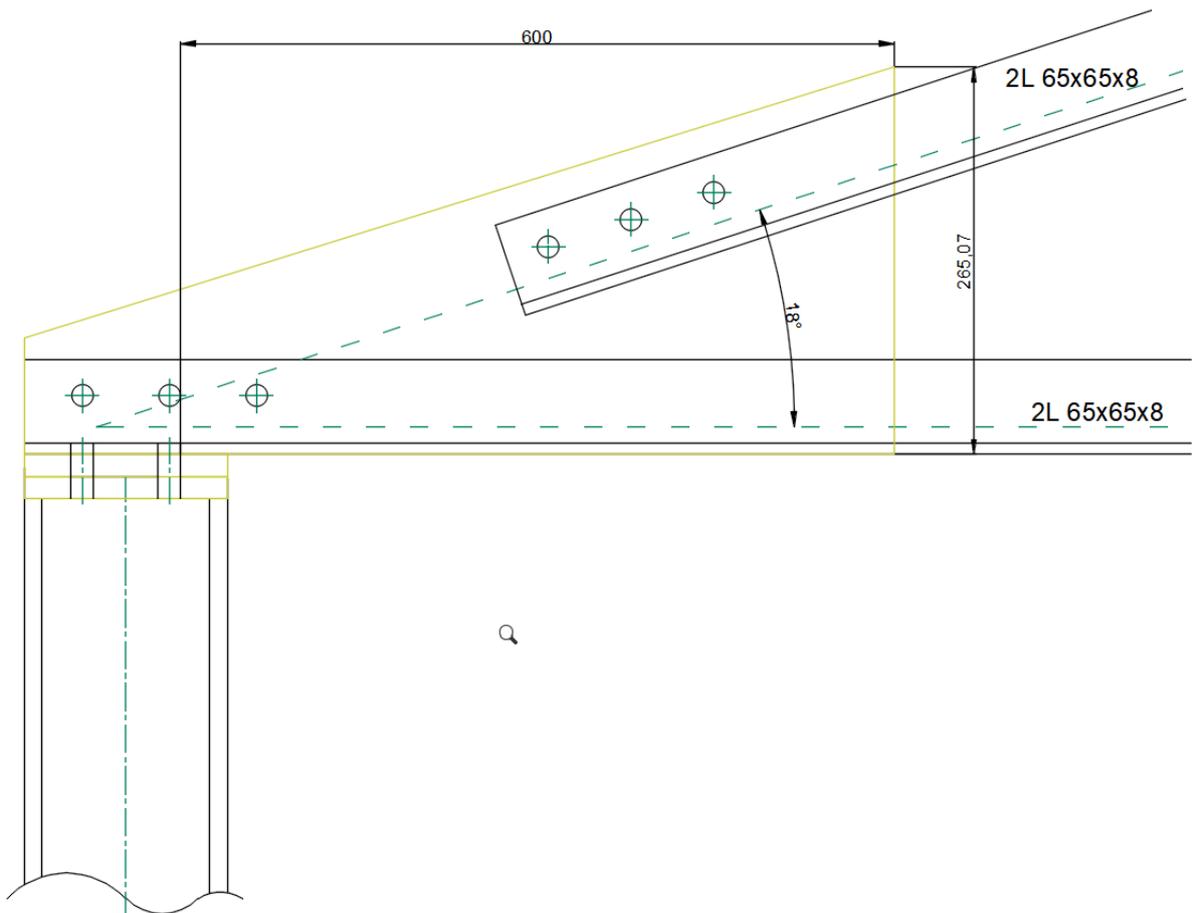
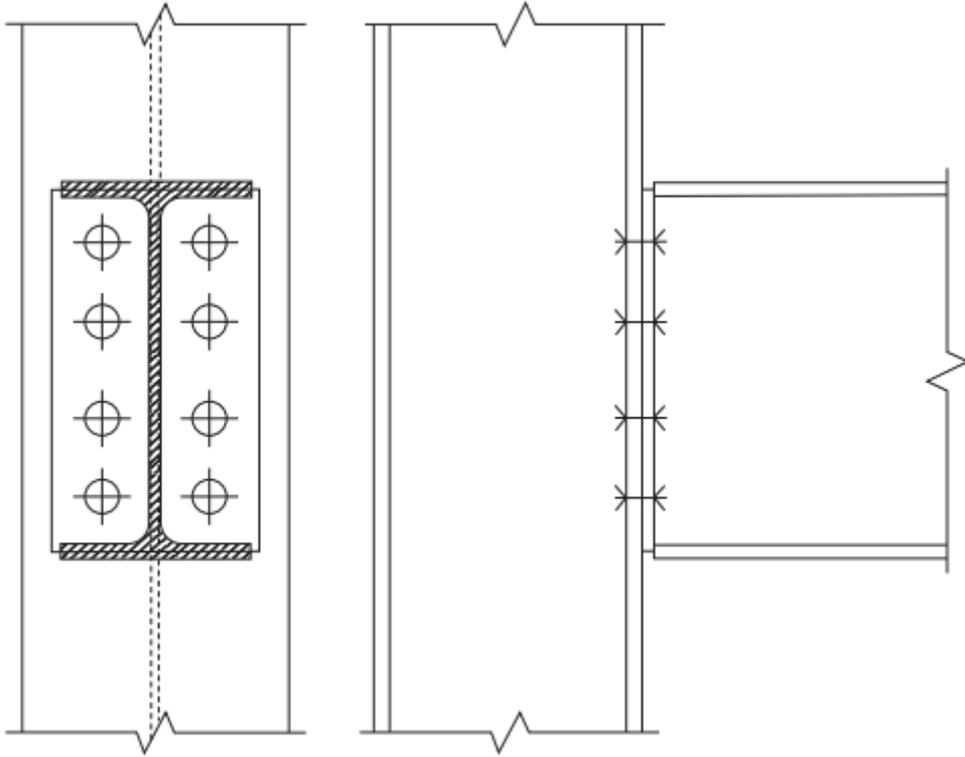


- **Assemblage poteau-poutre**

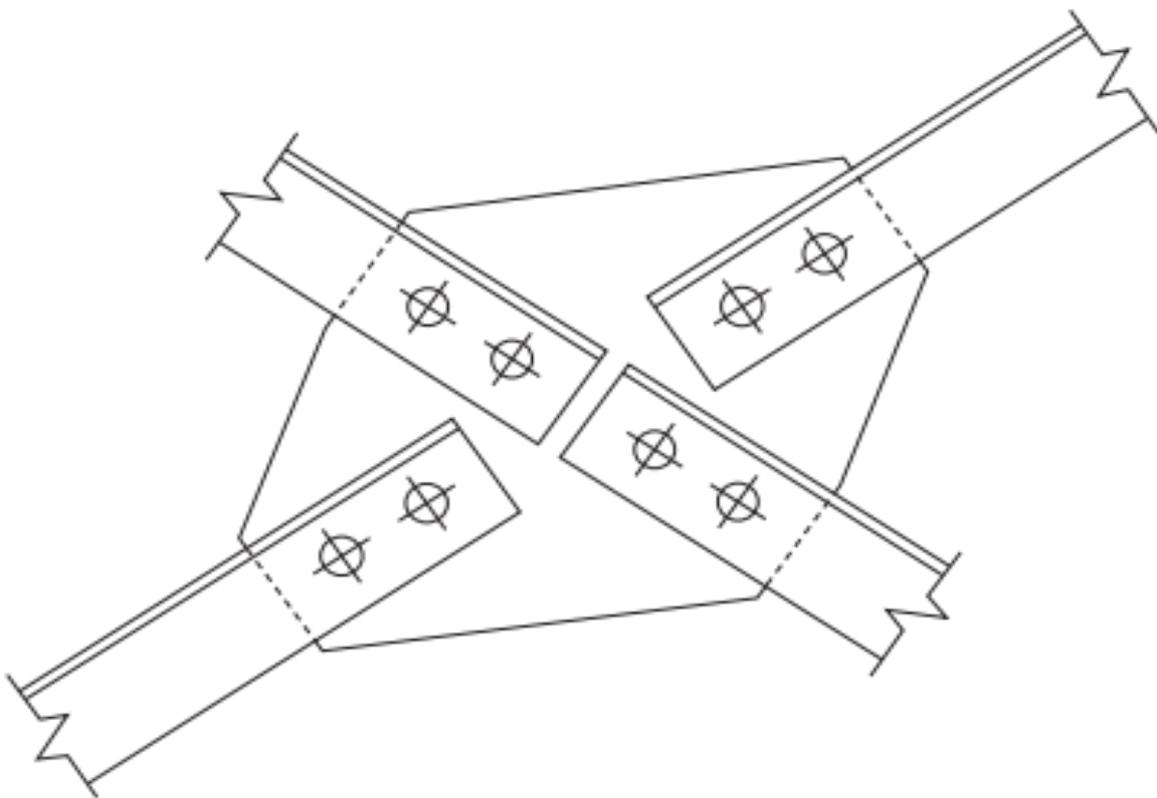


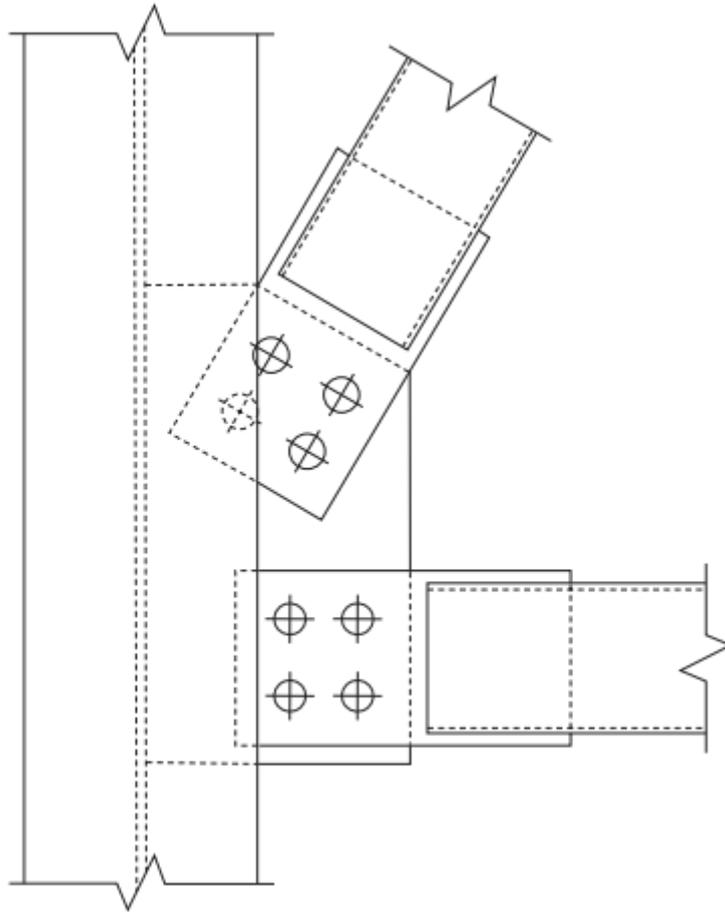




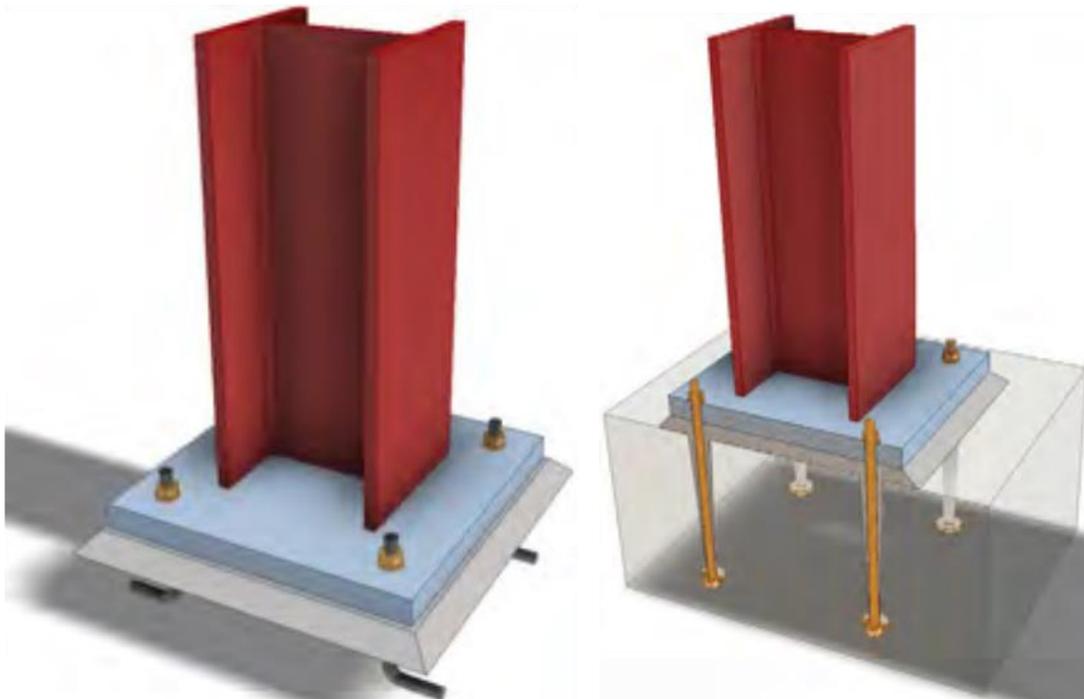


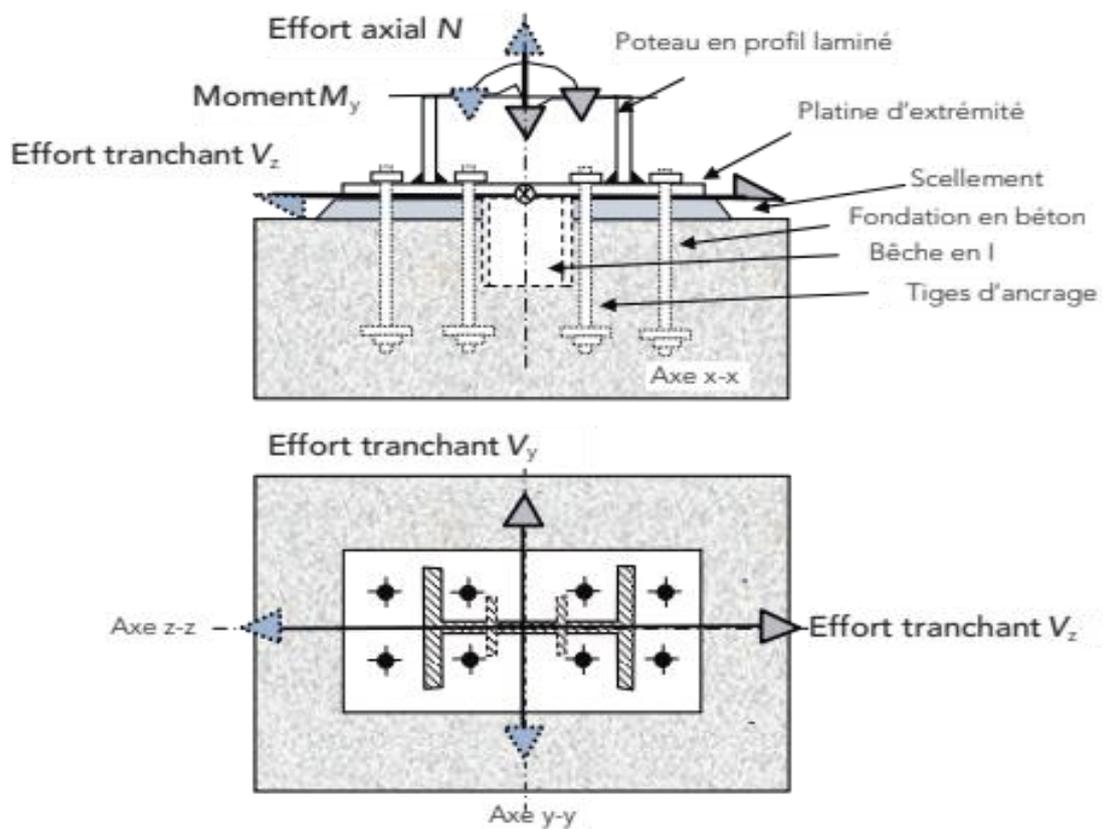
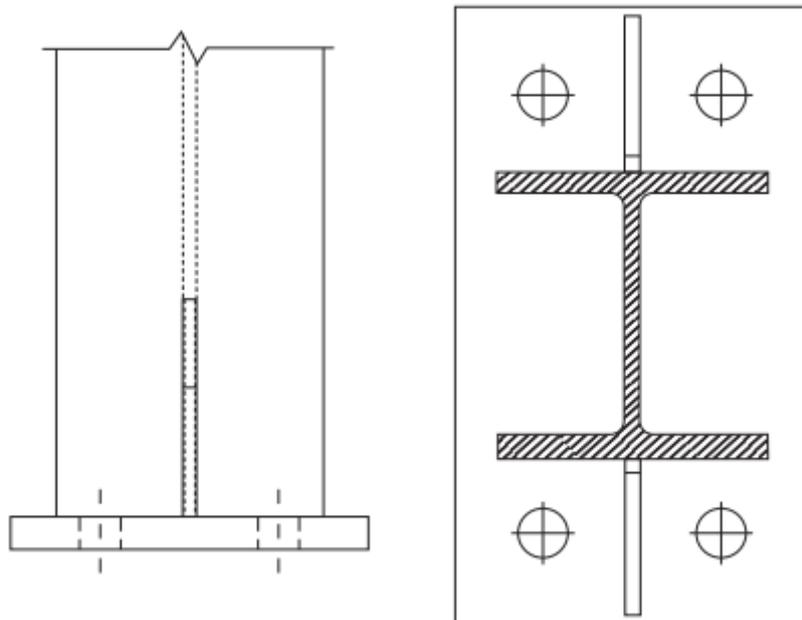
- **Assemblage pour contreventement**





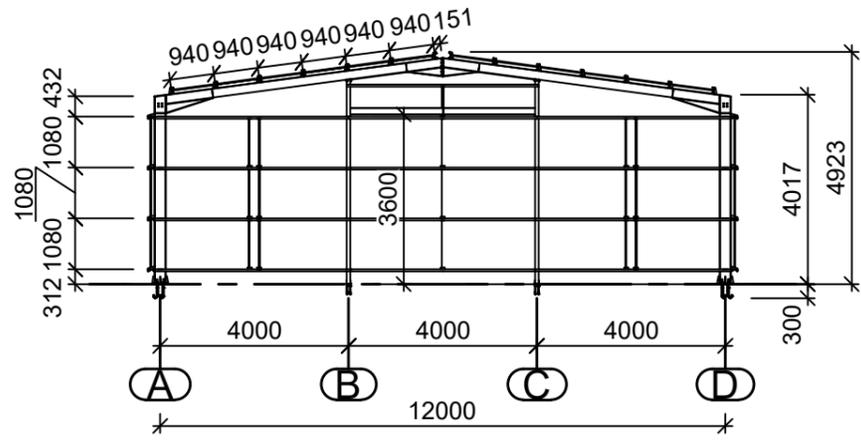
- **Assemblage pour pied de poteaux**



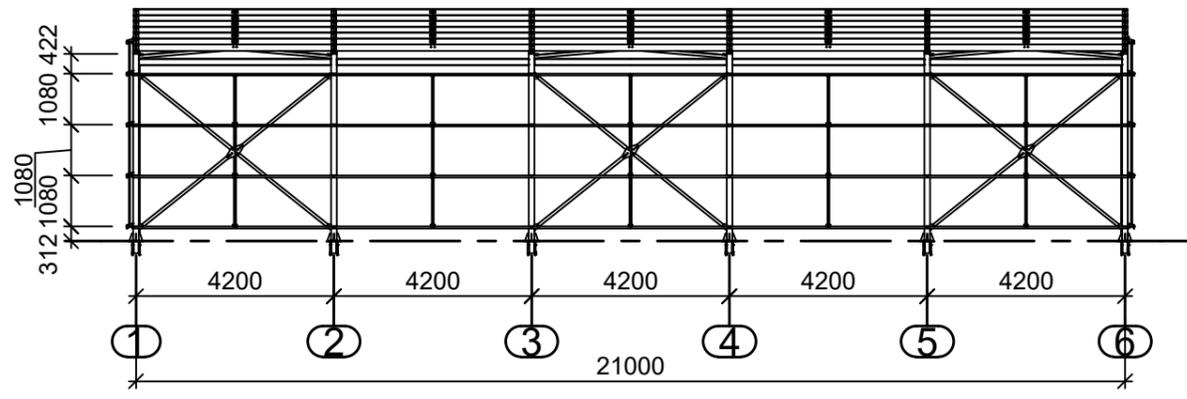


## **VII. PRESENTATION D'UN EXEMPLE DE PLAN D'EXÉCUTION**

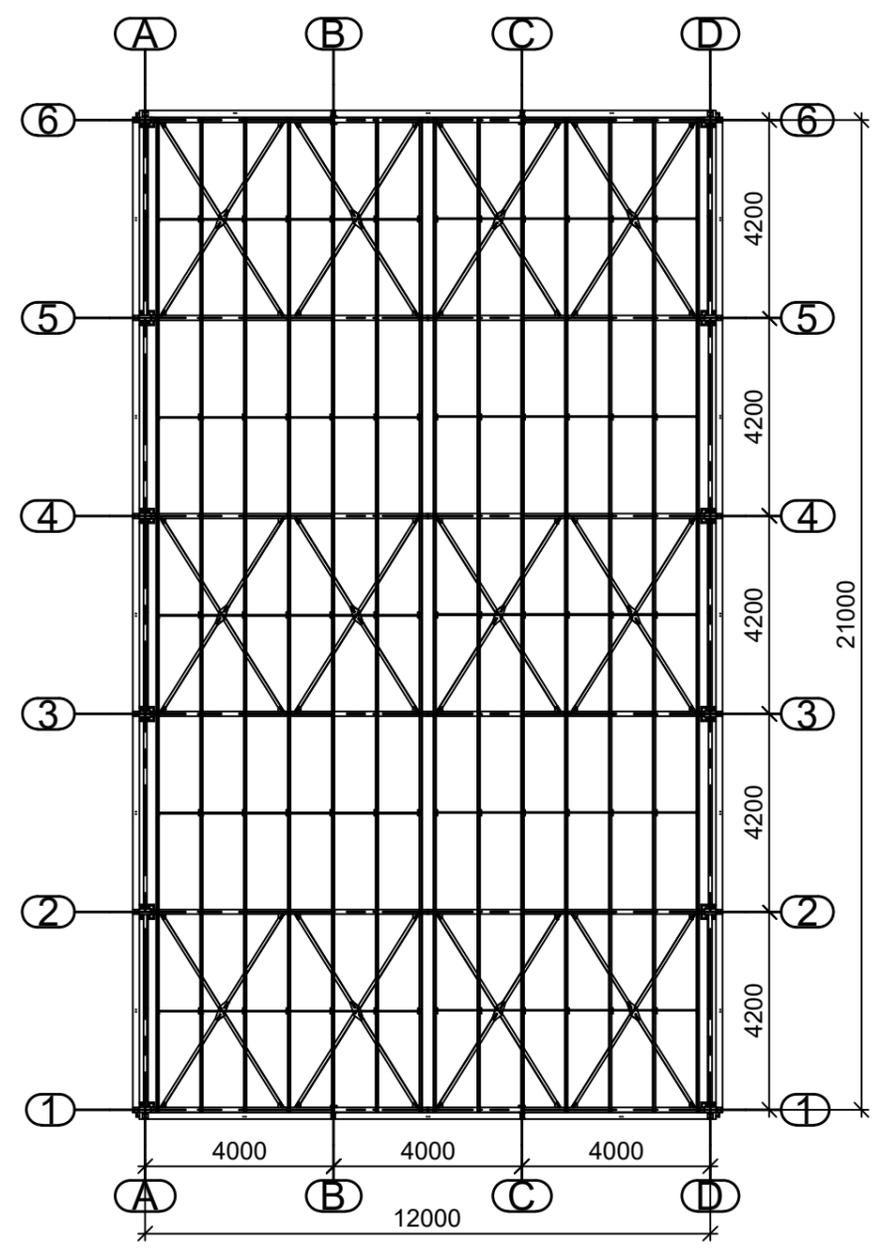
Vue de face



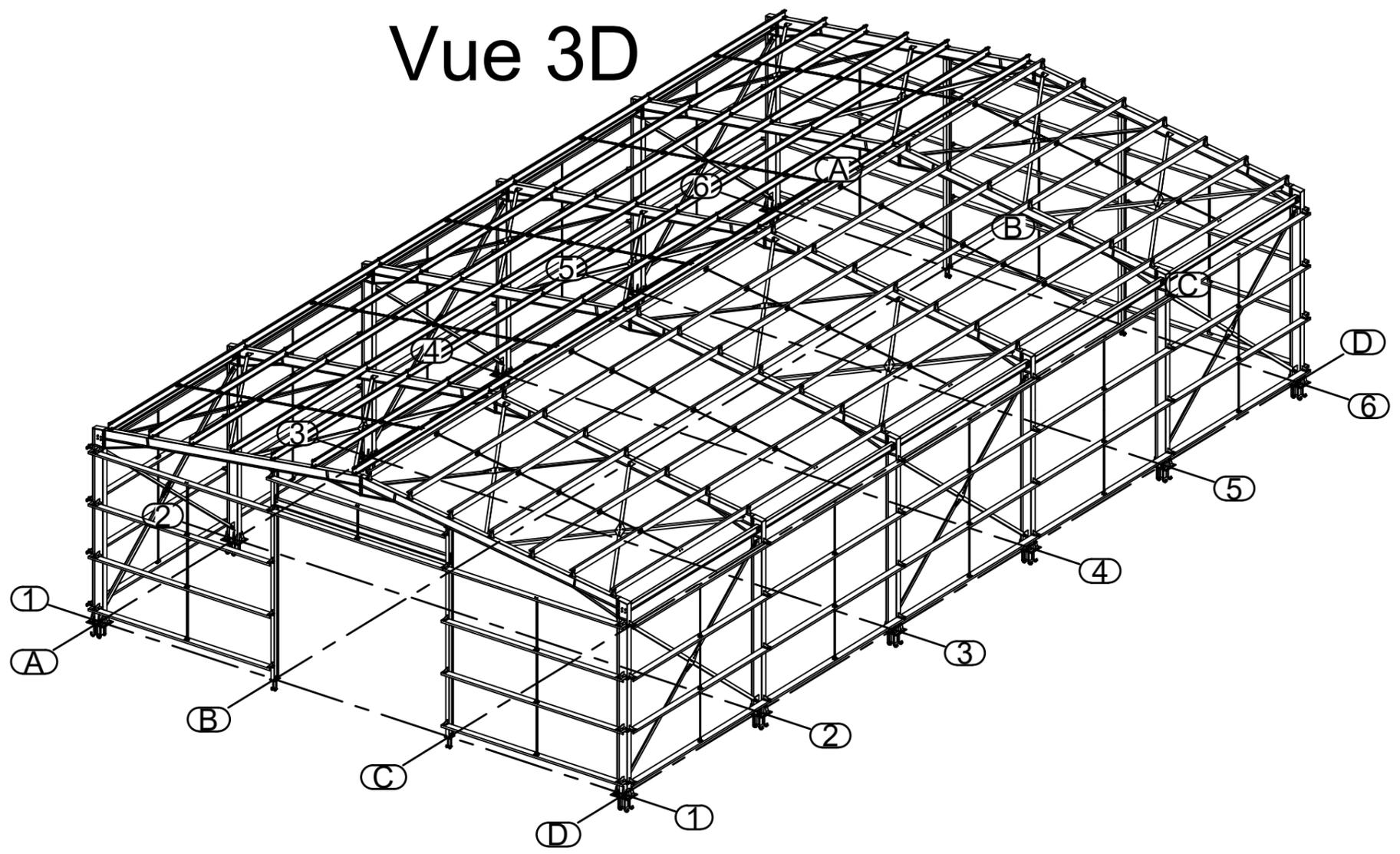
Vue de profil



Vue de dessus

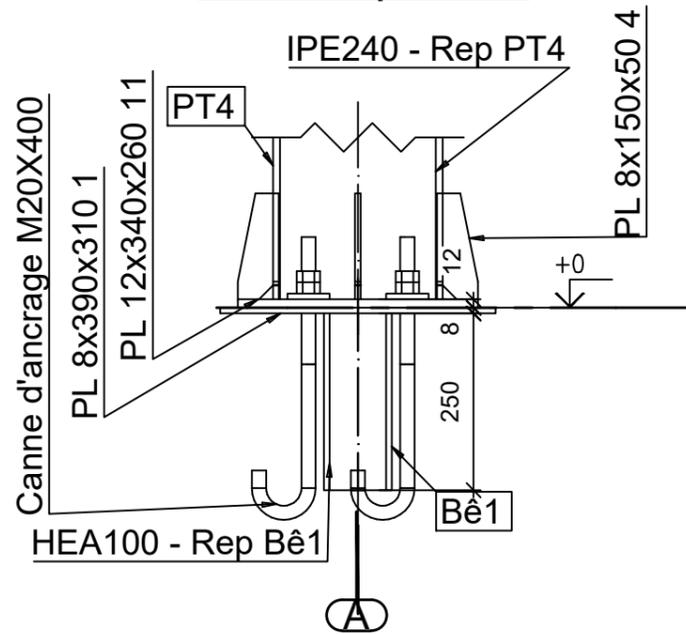


Vue 3D

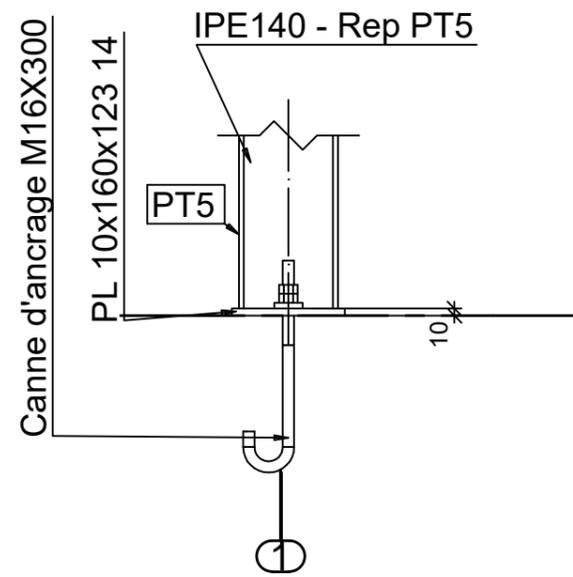


|                           |         |     |                  |                 |                                |                   |
|---------------------------|---------|-----|------------------|-----------------|--------------------------------|-------------------|
| Affaire:                  | Statut: |     | Commentaire:     |                 |                                |                   |
|                           | Repère  | Qte | Profil           | Désignation     | Indice:                        | Date de révision: |
| N° affaire:               |         |     |                  |                 | Dessinateur: <i>DESSAP Guy</i> | <b>Autodesk.</b>  |
| Date: 27/11/2023          |         |     | Materiau: S235JR | Finition: Aucun | Echelle: 1:100, 1:150          |                   |
| <b>FICHE D'ASSEMBLAGE</b> |         |     |                  |                 |                                |                   |

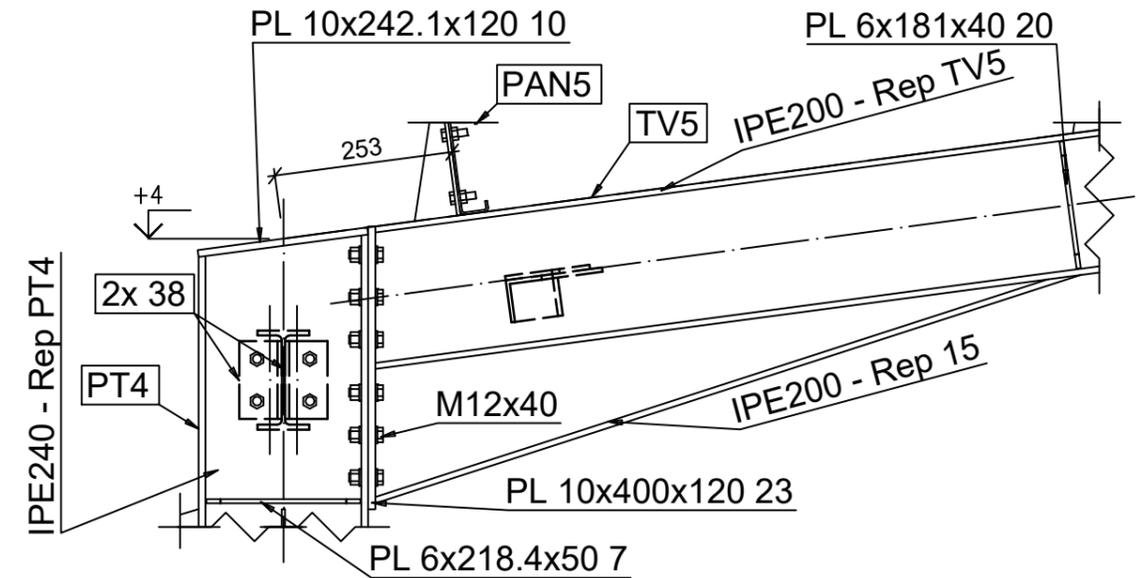
### Pied de poteau



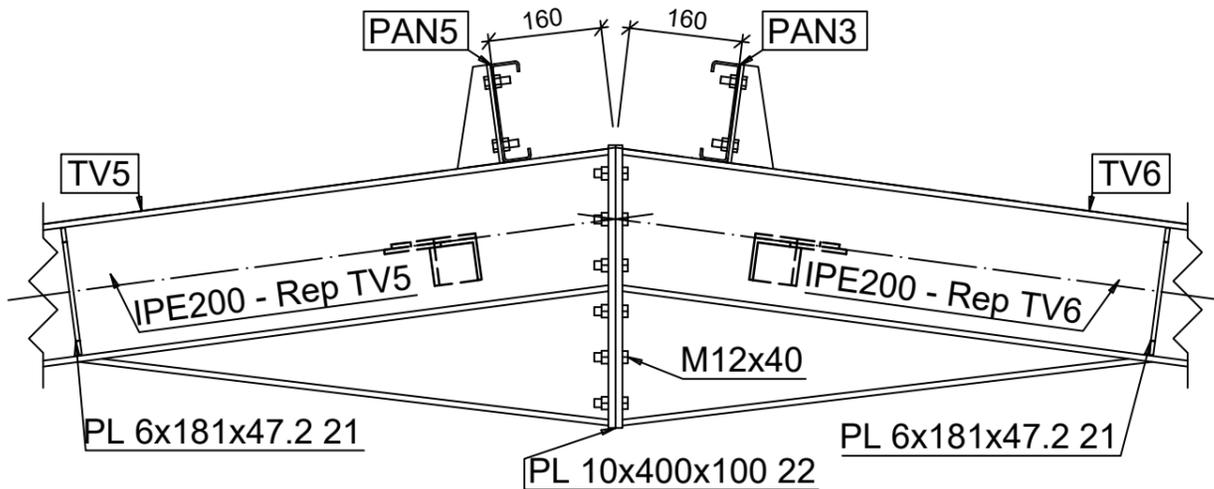
### Pied de potelette



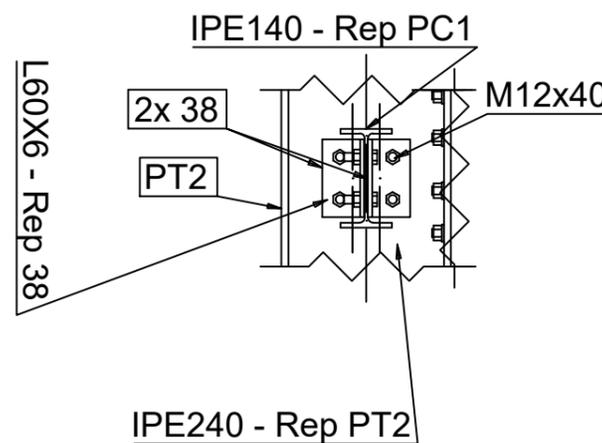
### Poteau-Traverse



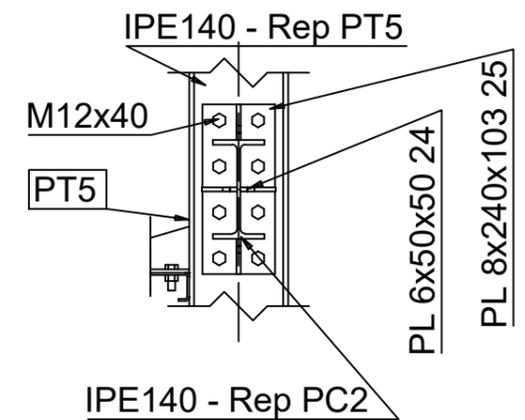
### Traverse-Traverse



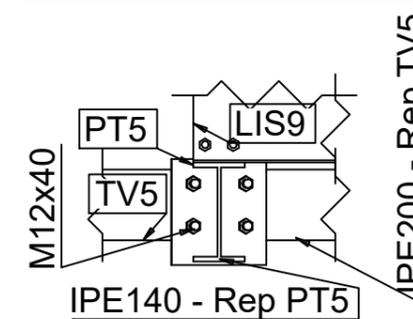
### Poteau-Poutre de Compression



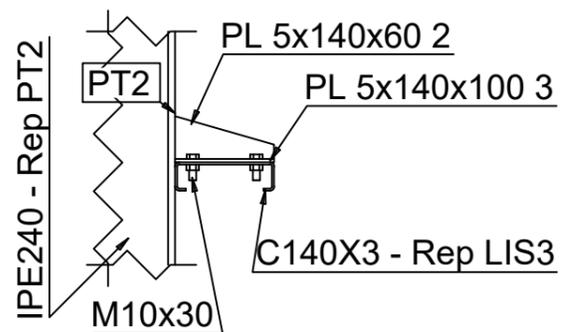
### Potelette-PC



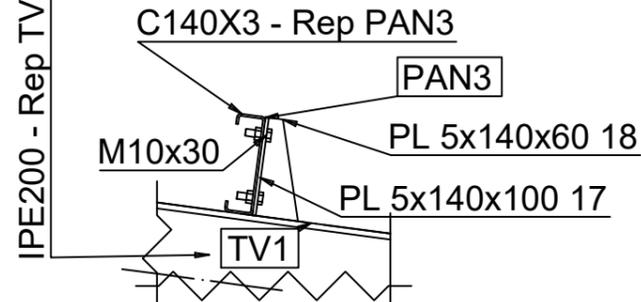
### Traverse-Potelette



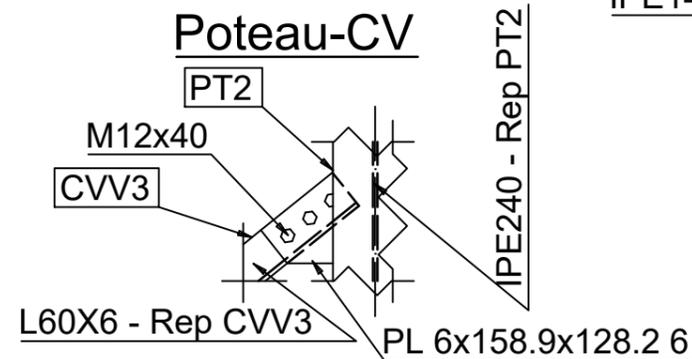
### Poteau-Lisse



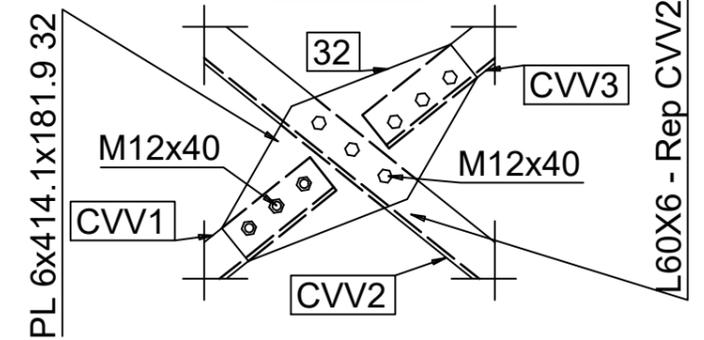
### Traverse-Panne



### Poteau-CV



### CV-CV

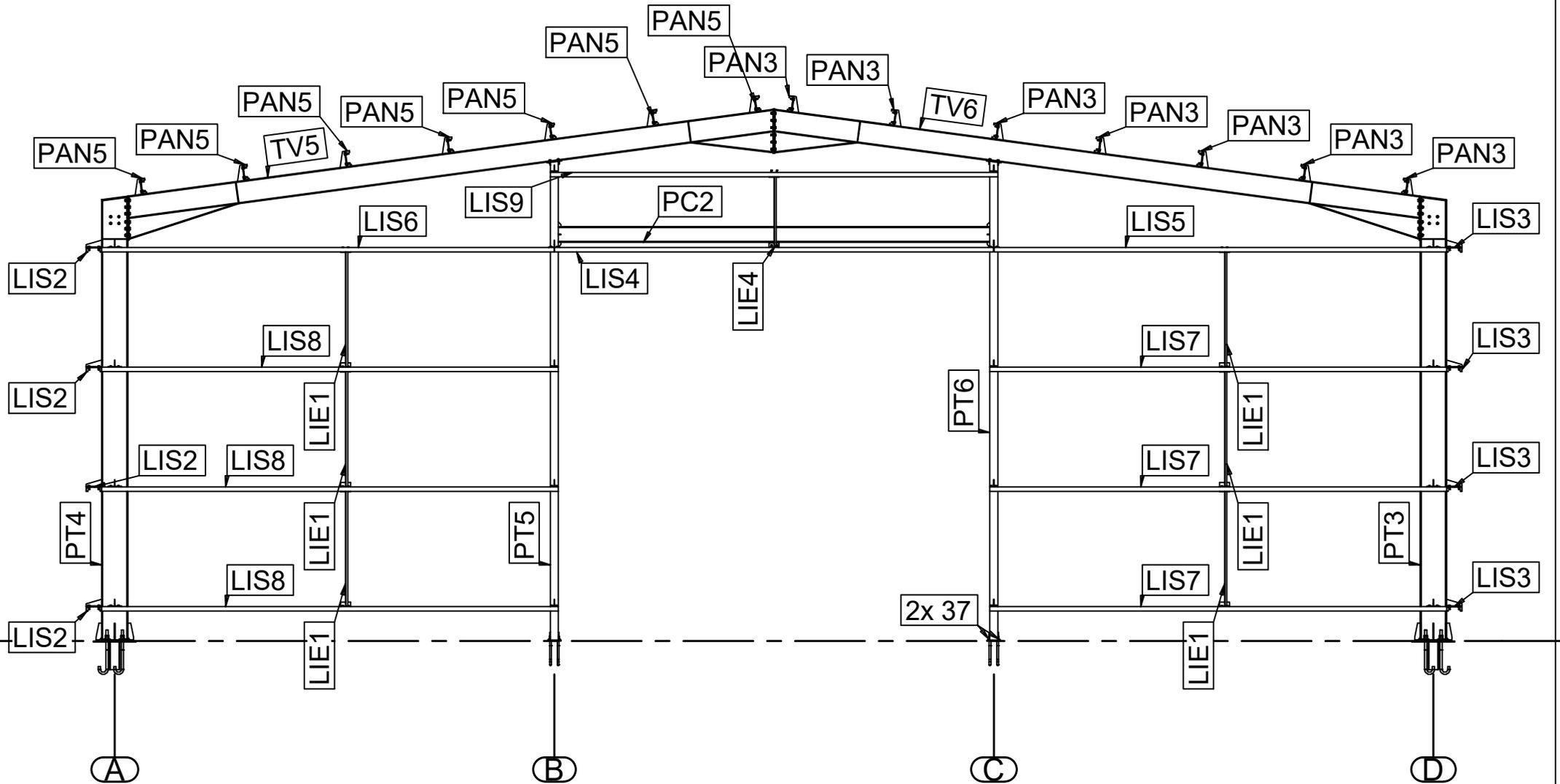


|                  |         |     |                  |                 |                                |                   |
|------------------|---------|-----|------------------|-----------------|--------------------------------|-------------------|
| Affaire:         | Statut: |     | Commentaire:     |                 |                                |                   |
| N° affaire:      | Repère  | Qte | Profil           | Désignation     | Indice:                        | Date de révision: |
| Date: 28/11/2023 |         |     | Materiau: S235JR | Finition: Aucun | Dessinateur: <i>DESSAP Guy</i> | <b>Autodesk.</b>  |
|                  |         |     |                  |                 | Echelle: 1:10                  |                   |

## FICHE D'ASSEMBLAGE



# PIGNON FIL 1-1



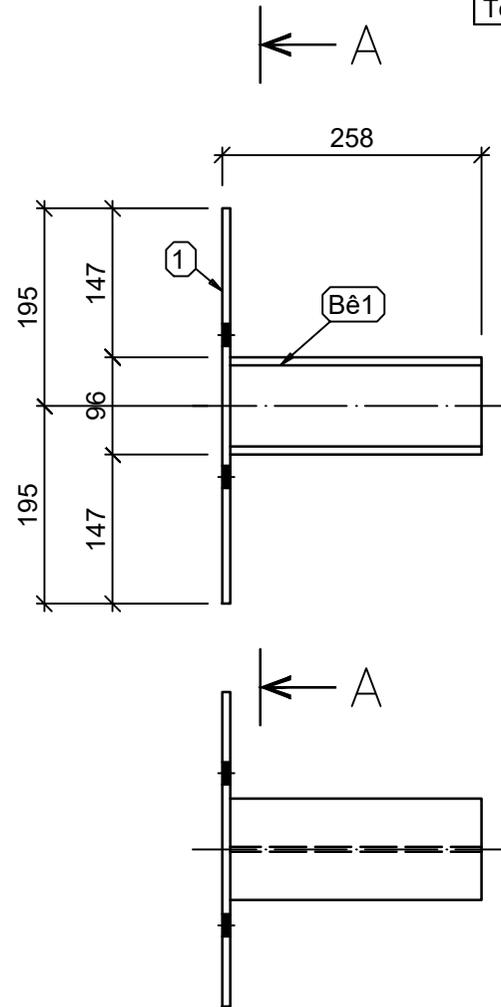
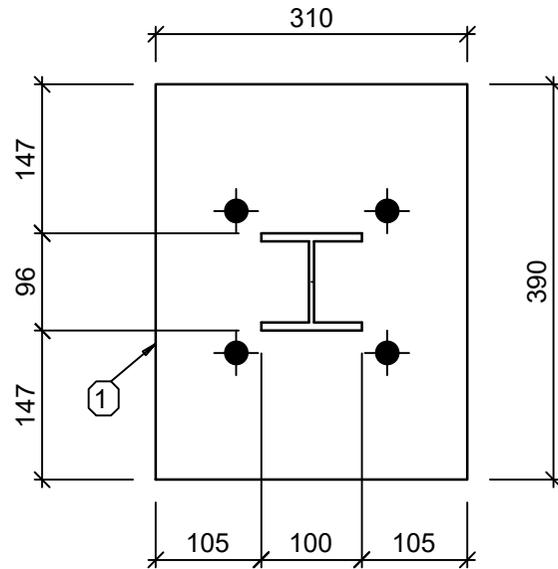
|                           |         |     |                  |                 |                                |                   |
|---------------------------|---------|-----|------------------|-----------------|--------------------------------|-------------------|
| Affaire:                  | Statut: |     | Commentaire:     |                 |                                |                   |
|                           | Repère  | Qte | Profil           | Désignation     | Indice:                        | Date de révision: |
| N° affaire:               |         |     |                  |                 | Dessinateur: <i>DESSAP Guy</i> |                   |
| Date: 28/11/2023          |         |     | Materiau: S235JR | Finition: Aucun | Echelle: 1:100, 1:50           |                   |
| <b>FICHE D'ASSEMBLAGE</b> |         |     |                  |                 |                                | <b>Autodesk.</b>  |





| Repère                    | Désignation   | Qté       | Long. | Poids       |
|---------------------------|---------------|-----------|-------|-------------|
| <b>Bê1</b>                | <b>HEA100</b> | <b>12</b> |       |             |
| 1                         | PL 8x390x310  | 1         | 390   | 7.6         |
| Bê1                       | HEA100        | 1         | 250   | 4.2         |
| Total (pour 1 assemblage) |               | <b>2</b>  |       | <b>11.8</b> |

### Coupe A - A



|                           |            |           |                  |                 |                                |
|---------------------------|------------|-----------|------------------|-----------------|--------------------------------|
| Affaire:                  | Statut:    |           | Commentaire:     |                 |                                |
| N° affaire:               | Repère     | Qte       | Profil           | Désignation     | Indice:                        |
| Date: 27/11/2023          | <b>Bê1</b> | <b>12</b> | HEA100           |                 | Dessinateur: <i>DESSAP Guy</i> |
|                           |            |           | Materiau: S235JR | Finition: Aucun | Echelle: 1:7.5                 |
| <b>FICHE D'ASSEMBLAGE</b> |            |           |                  |                 | <b>Autodesk.</b>               |

## Bibliographie

- (SCI), S. c. (2013). *Joints in steel construction: Moment-Resisting Joints to Eurocode 3*. London.
- AFNOR. (2005). *Eurocode 3 Partie 1-8 : Calcul des assemblages*. AFNOR.
- Anthony, R. (s.d.). *Calcul suivant les Eurocodes d'un bâtiment simple en acier à l'usage des praticiens*. Paris: CTICM.
- Anthony, R. (s.d.). *Calcul suivant les Eurocodes d'un bâtiment simple en acier à l'usage des praticiens*. France: Cticm.
- CTICM, ConstruireAcier, & CAPEB. (2013). *Structures métalliques Ouvrages simples : Guide techniques et de calcul d'éléments structurels en acier*. Paris: Eyrolles.
- DAHMANI, L. (2005). *Calcul des éléments de constructions métalliques*. Office des publications universitaires .
- DESSAP NIAMEKONG, G. F. (2023). *Hangar Métallique de 21mx12m(252m<sup>2</sup>)*. Douala.
- Happy Imeldo, H., Gérard, G., & ANANOUH, V. (2013). *CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT SELON LES EUROCODES DE LA CHARPENTE METALLIQUE D'UN AUDITORIUM DE 700 PLACES DANS LA VILLE DE KETOU*. Abomey-Calavi.
- Ioannis, V., John, E., & George, I. (2019). *Design of steel structures to Eurocodes*. Suisse: Springer.
- Ivor, R. (. (2013). *Guide Eurocode : Assemblages des pieds de poteaux en acier*. CSTB Editions.
- Lawrence, M., & John, P. (2008). *Structural Design of Steelwork to EN 1993 and EN 1994*. Elsevier.
- Les superstructures du bâtiment-Construction métallique*. (s.d.). Techniques de l'ingénieur.
- Morel, J. (1996). *Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3*. Eyrolles.
- Muzeau, J.-P. (2014). *La construction métallique avec les Eurocodes- Interprétation et Exemples de calcul*. Paris: Afnor & Groupe Eyrolles.