



Collection **ctiam**

Conception des bâtiments simples à ossature en acier



Anthony Rodier

Collection **cticm**

Conception des bâtiments simples à ossature en acier

ISBN 978-2-902720-50-7





© CTICM 2022
ISBN 978-2-902720-50-7

Dans la même collection :

DÉVERSEMENT DES POUTRES EN ACIER

CTICM 2012

SÉCURITÉ INCENDIE ET CONSTRUCTION MÉTALLIQUE

CTICM 2014

Une entrée en matière pour la compréhension et la connaissance des calculs incendie

LA RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX

CTICM 2014 (Nouvelle édition)

L'ouvrage présente les principes et méthodes de la résistance des matériaux illustrés par des exercices.

LA RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX Exercices corrigés

CTICM 2011 (Nouvelle édition)

Le Code de la propriété intellectuelle et artistique n'autorisant, aux termes des alinéas 2 et 3 de l'article L.122-5, d'une part, que les « copies ou reproductions strictement réservées à l'usage privé du copiste et non destinées à une utilisation collective » et, d'autre part, que les analyses et les courtes citations dans un but d'exemple et d'illustration, « toute représentation ou reproduction intégrale, ou partielle, faite sans le consentement de l'auteur ou de ses ayants droit ou ayants cause, est illicite » (alinéa 1^{er} de l'article L. 122-4). « Cette représentation ou reproduction, par quelque procédé que ce soit, constituerait donc une contrefaçon sanctionnée par les articles 425 et suivants du Code pénal. Il est interdit de reproduire intégralement ou partiellement la présente publication sans autorisation du Centre Français d'exploitation du droit de Copie (CFC - 20, rue des Grands-Augustins, 75006 Paris. Tél.: 01 44 07 47 70, Fax : 01 46 34 67 19).





Conception des bâtiments simples à ossature en acier

Par

Anthony Rodier
Ingénieur CUST, CTICM





Sommaire

INTRODUCTION	9
BASES POUR LA CONCEPTION DES OSSATURES EN ACIER	11
2.1 Le matériau acier	11
2.2 Les produits constitutifs d'une ossature en acier.....	16
2.3 Les moyens d'assemblages	23
2.4 Principes de vérifications des structures en acier.....	43
OSSATURE PRINCIPALE D'UN BÂTIMENT EN ACIER	55
3.1 Cheminement des efforts et stabilité d'ensemble	55
3.2 Ossatures triangulées	58
3.3 Ossatures en cadre (portiques).....	66
3.4 Conception d'ensemble	73
OSSATURES SECONDAIRES	81
4.1 Ossatures de plancher	81
4.2 Ossature de toiture.....	85
4.3 Ossatures de façade	96
ASSEMBLAGES ENTRE LES ÉLÉMENTS DE L'OSSATURE	101
5.1 Classification des assemblages	101
5.2 Assemblages articulés.....	102
5.3 Assemblages de continuité	120
ASSEMBLAGES DE PIEDS DE POTEAUX	137
6.1 Classification des pieds de poteaux et critère de choix.....	137
6.1 Pieds de poteaux articulés	137
6.3 Pied de poteau encastré	147
ANNEXE A : GLOSSAIRE	155
ANNEXE B : BIBLIOGRAPHIE	155





1 Introduction

Dans le domaine de la construction, et particulièrement celui de la construction métallique, ces dernières années ont vu la publication de nombreux guides portant sur la vérification des ossatures suivant les nouvelles règles Eurocodes. Ces documents se concentrent bien souvent sur les aspects purement calculatoires, en n'abordant que rarement le travail de conception générale et de détails constructifs pourtant indispensable à tout projet de construction métallique.

Une bonne conception initiale peut conditionner, dès le départ, la réussite d'un projet de construction. Adopter de bonnes dispositions constructives permet d'éviter de nombreuses difficultés, tant au stade du calcul de l'ossature et de ses composants, qu'au stade de la fabrication et du montage. Malgré l'importance cruciale de cette étape, seuls quelques documents fournissent des descriptions de dispositions constructives pour les bâtiments courants. Bien souvent, ces ouvrages sont anciens et indisponibles dans le commerce voire proposent des solutions qui ne correspondent pas toujours aux modes de construction actuels.

Ce guide a pour objectif de rendre accessible des règles de bonnes pratiques actualisées pour la conception des bâtiments simples en acier. Il a notamment été rédigé à destination des étudiants, des projeteurs et des ingénieurs débutants dans le domaine de la construction métallique, qu'ils soient dans une entreprise de charpente métallique ou dans un bureau d'étude.

Ce document ne contient que peu de formules de calcul, en dehors de quelques règles forfaitaires simples qui permettront au lecteur d'avoir des ordres de grandeur convenables. Une bonne connaissance de la résistance des matériaux est toutefois nécessaire à la compréhension de toutes les notions abordées, voir notamment les références [26] et [27]. Pour une approche plus détaillée de la vérification par calcul des ossatures métalliques, le lecteur intéressé pourra se reporter au guide Europratic [25].

Les bâtiments visés sont des ouvrages à simple rez-de-chaussée, destinés principalement à un usage agricole, industriel ou commercial. Ce domaine est limité afin de permettre à ce document de conserver un volume modéré, mais la plupart des notions abordées peuvent être étendues à d'autres types d'ouvrage. Les voies de roulement pour pont roulant ne sont pas traitées dans ce document.

La sécurité des bâtiments en acier vis-à-vis de l'incendie, ou du séisme, n'est pas abordée dans le présent document. Les guides édités par le CTICM sur ces sujets, «Sécurité incendie et construction métallique» [23] et «Conception parasismique des bâtiments industriels à ossature métallique» [24], peuvent être consultés au besoin.





2 Bases pour la conception des ossatures en acier

2.1 Le matériau acier

2.1.1 Composition chimique

L'acier est un alliage métallique composé principalement de fer, allié à une proportion de carbone variant entre 0,02 % et 2 % environ.



Au-delà d'environ 2 %, l'alliage est appelé « fonte ». La fonte peut être un état intermédiaire dans le processus de fabrication de l'acier (voir le paragraphe 2.1.2 ci-dessous), et être utilisée dans certaines applications industrielles. De nos jours, la fonte n'est plus utilisée directement dans l'ossature d'une construction métallique courante.

Le fer pur est un métal malléable et ductile, ce qui signifie qu'il possède une grande capacité à se déformer dans le domaine plastique avant d'atteindre la rupture. Cette caractéristique est un point important pour la sécurité des occupants d'un bâtiment métallique, car elle réduit le risque d'une rupture brusque dépourvue de signes avant-coureurs.

L'ajout de carbone permet d'augmenter la résistance de l'alliage, mais en diminue la ductilité et la soudabilité. La majorité des ossatures métalliques actuelles comportent des parties soudées, et le besoin de sécurité implique de conserver une ductilité acceptable. Les aciers utilisés couramment dans le domaine de la construction ne comprennent donc qu'une proportion modeste de carbone. Celle-ci varie classiquement de 0,1 % à 0,3 % environ pour les produits constitutifs (voir le [paragraphe 2.2](#)), et de 0,2 % à 0,5 % environ pour les produits de boulonnerie (voir les [paragraphe 2.3.1](#) et [2.3.2](#)).

L'ajout d'autres éléments (molybdène, chrome, nickel, manganèse, silicium, etc.) a également une influence appréciable sur la résistance, la ductilité ou la soudabilité de l'acier. En fonction de la proportion de ces éléments additionnels, on distingue les aciers non alliés, les aciers alliés et les aciers inoxydables (cette dernière catégorie étant parfois considérée comme une sous-catégorie des aciers alliés). Les aciers courants utilisés en construction métallique sont principalement des aciers non alliés.



Le terme « acier au carbone » désigne normalement un acier non allié, il est souvent utilisé pour faire la distinction avec l'acier inoxydable. On parle également parfois d'« acier noir », ce qui désigne généralement un acier non allié qui n'a pas fait l'objet d'un traitement de surface (galvanisation ou autre).

Outre la composition chimique, les caractéristiques des produits en acier peuvent être fortement modifiées par leurs conditions d'élaboration (contraintes mécaniques, température, etc.). Ces conditions influencent la structure de l'acier au niveau microscopique.

2.1.2 L'élaboration de l'acier

La méthode historique d'élaboration de l'acier débute par l'extraction du fer de son minerai à l'aide d'un haut fourneau et du coke (carbone) en guise de combustible. Il s'agit de la « filière fonte », car le résultat de cette extraction est une fonte liquide contenant 3 à 5 % de carbone (résidu du coke).

Cette fonte est ensuite transformée en acier dans un convertisseur, en insufflant de l'oxygène qui brûle les éléments indésirables dont une grande partie du carbone. Cet acier « sauvage » doit ensuite



être calmé et affiné dans un four de métallurgie secondaire, afin d'obtenir la composition chimique souhaitée.

Cette méthode d'élaboration est aujourd'hui largement complétée par la « filière ferraille », c'est-à-dire le recyclage des chutes et des déchets en acier. Ces éléments sont triés puis fondus à l'aide d'un four électrique, l'acier obtenu passe ensuite dans un four de métallurgie secondaire pour obtenir la composition finale.

Quelle que soit la filière utilisée, l'acier est ensuite mis sous forme de produit semi-finis (ou demi-produits) en coulée continue (ou par coulée en lingot, dans de rares cas). L'acier liquide est coulé dans une lingotière qui le met en forme et en refroidit la peau. L'élément de section carré (blooms ou billettes) ou rectangulaire (brames) est ensuite tracté par un ensemble de rouleaux où il achève son refroidissement.

Ces demi-produits sont ensuite réchauffés et leur mise en forme en produits finis est réalisée à l'aide d'un laminoir, soit une succession de rouleaux qui permet d'obtenir des formes variées. Les progrès de l'industrie sidérurgique permettent aujourd'hui de d'effectuer des traitements thermiques pendant leur laminage, afin d'en améliorer certaines caractéristiques. Les produits du laminage à chaud sont classés en produits longs et produits plats.

Les produits longs utilisés en construction métallique sont notamment les profilés laminés marchands présentés en 2.2.1. Cette catégorie comprend également les rails, les ronds (pouvant être utilisés pour fabriquer des boulons ou des tiges d'ancrage), les fils (pour des câbles), etc.

Les produits plats les plus épais peuvent être utilisés pour des profilés reconstitués soudés (voir 2.2.2), ou des profils creux (voir 2.2.5). Les tôles de faible épaisseur sont principalement utilisées pour fabriquer des profils minces formés à froid (voir 2.2.4).

Ces étapes de fabrication alternent des températures élevées (au-delà de 1 500 °C pour la phase liquide, de l'ordre de 1 000 °C dans un laminoir) et ambiante. Le refroidissement progressif des éléments les plus épais implique une modification de la structure de l'acier, ce qui entraîne une baisse de résistance pour ces éléments. Par ailleurs, la vitesse de refroidissement varie fortement suivant le point considéré dans la section, de telle sorte qu'un état de contrainte interne se crée pendant cette phase. Ces contraintes résiduelles ont notamment un effet sur la résistance des barres vis-à-vis des instabilités (voir le [paragraphe 2.4.3](#)).

2.1.3 Les principales caractéristiques mécaniques de l'acier

Le concepteur d'une ossature métallique doit connaître quelques caractéristiques importantes du matériau qu'il utilise. Les informations indispensables sont obtenues par l'essai de traction décrit au [paragraphe 2.1.3.1](#). Il est également utile de donner quelques explications sur l'essai de flexion par choc, au [paragraphe 2.1.3.2](#).

Ces deux essais fournissent au concepteur des caractéristiques permettant de choisir un acier plutôt qu'un autre (voir également le [paragraphe 2.1.3.3](#)). Pour mémoire, les caractéristiques suivantes sont valables pour tous les aciers :

- sa masse volumique $\rho = 7\,850 \text{ kg/m}^3$;
- son coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ m/(m K)}$;
- son coefficient de Poisson $\nu = 0,3$, qui représente le rapport entre la contraction transversale et l'allongement.



2.1.3.1 Essai de traction

La plupart des caractéristiques de l'acier essentielles au concepteur peuvent être obtenues à partir d'un essai de traction, en cours duquel on mesure l'évolution de l'effort de traction repris par un échantillon d'acier de dimensions normalisées, en fonction de l'allongement de cette éprouvette. Cette mesure est exploitée sous la forme d'une courbe, dont un exemple est montré en *Figure 1*, liant :

- la contrainte de traction, soit l'effort divisé par la section initiale de l'éprouvette ;
- l'allongement relatif ou la déformation relative, correspondant à l'allongement divisé par la longueur initiale de l'éprouvette (plus précisément, une longueur entre repères).



La courbe présentée ici correspond à la courbe dite « conventionnelle », qui permet une analyse satisfaisante pour la conception des ossatures en acier.

Sur cette courbe, quatre phases du comportement de l'éprouvette peuvent être identifiées :

- la phase élastique linéaire (1), où la contrainte croît proportionnellement à la déformation (Loi de Hooke) et où les déformations subies par l'éprouvette sont réversibles ;
- le palier d'écoulement plastique (2) marque la fin de la proportionnalité entre contrainte et déformation et le début des déformations plastiques irréversibles (pour certains aciers, le passage à la phase d'écrouissage se produit sans palier plastique marqué) ;
- la phase d'écrouissage (3) correspond à une augmentation progressive de la contrainte mesurée, accompagnée d'un accroissement des déformations irréversibles ;
- la phase de striction (4) correspond à la rupture progressive, où les déformations se concentrent sur une faible portion de l'éprouvette dans laquelle la section se réduit localement avant que l'arrachement des fibres ne se produise (rupture).

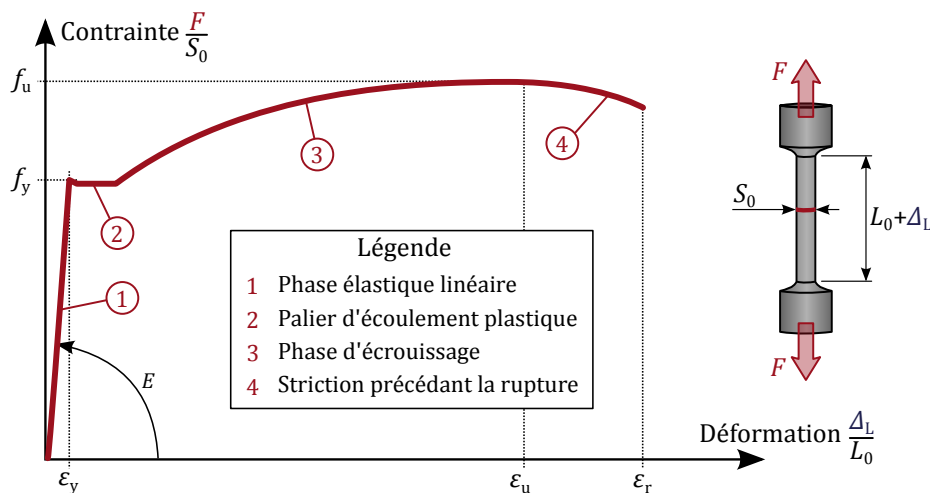


Figure 1: Courbe contrainte-déformation pour un acier de construction courant

Dans une ossature métallique, l'acier est majoritairement utilisé dans la première phase de son comportement, la phase élastique linéaire. On identifie ainsi sur la courbe le coefficient de proportionnalité liant la contrainte et la déformation, appelé module d'élasticité longitudinale (ou module d'Young), et conventionnellement noté E . Pour les aciers courants, E vaut 210 000 MPa (N/mm²).

La contrainte maximale de la phase élastique linéaire est appelée limite d'élasticité et est notée couramment f_y . Cette valeur sert de limite d'utilisation pour la majorité des calculs de structures. Il s'agit d'un paramètre essentiel permettant de différencier les aciers.



Dans les normes produits, la limite d'élasticité est couramment notée R_{eL} , la notation f_y étant utilisée dans les codes de calculs. On trouve également d'autres notations qui précisent la façon d'obtenir cette valeur à partir de la courbe: R_{eH} , R_{eL} ou $R_{p0,2}$ pour les plus fréquentes.



Les codes de calculs modernes permettent, dans une certaine mesure, d'exploiter le comportement de l'acier au-delà de la limite d'élasticité. Cette optimisation est notamment possible grâce à la ductilité importante de ce matériau, qui se traduit sur la courbe par des valeurs élevées pour ε_u et ε_r , et par la connaissance de la contrainte ultime en traction, notée f_u . L'exploitation en sécurité de cette réserve est abordée succinctement au [paragraphe 2.4.4](#).



De même que pour la limite d'élasticité, la notation f_u est utilisée dans les codes de calculs. Dans les normes produits, la contrainte ultime en traction est généralement notée R_m .

2.1.3.2 Essai de flexion par choc

Si l'essai de traction permet l'obtention de caractéristiques primordiales pour le concepteur d'ossatures métalliques, l'essai de flexion par choc est un procédé simple permettant de caractériser une autre propriété importante de l'acier : sa résilience. La résilience est la capacité d'un matériau à absorber par déformation plastique l'énergie produite lors d'un choc. Un matériau ductile comme l'acier peut absorber une quantité appréciable d'énergie en se déformant dans le domaine plastique, mais ce bon comportement est très dépendant de la température à laquelle l'essai est réalisé.

L'essai de flexion par choc, aussi appelé essai Charpy, consiste à frapper une éprouvette avec un mouton-pendule de masse et de hauteur de chute calibrées (voir [Figure 2](#)). L'éprouvette est appuyée sur ses bords et entaillée en son milieu, de façon à favoriser la rupture (l'essai normalisé actuel utilise une entaille en V). L'éprouvette est détruite au moment du choc, tandis que le pendule continue sa course jusqu'à une hauteur maximale d'arrivée; la différence entre cette dernière et sa hauteur de départ est représentative de l'énergie absorbée par l'éprouvette.

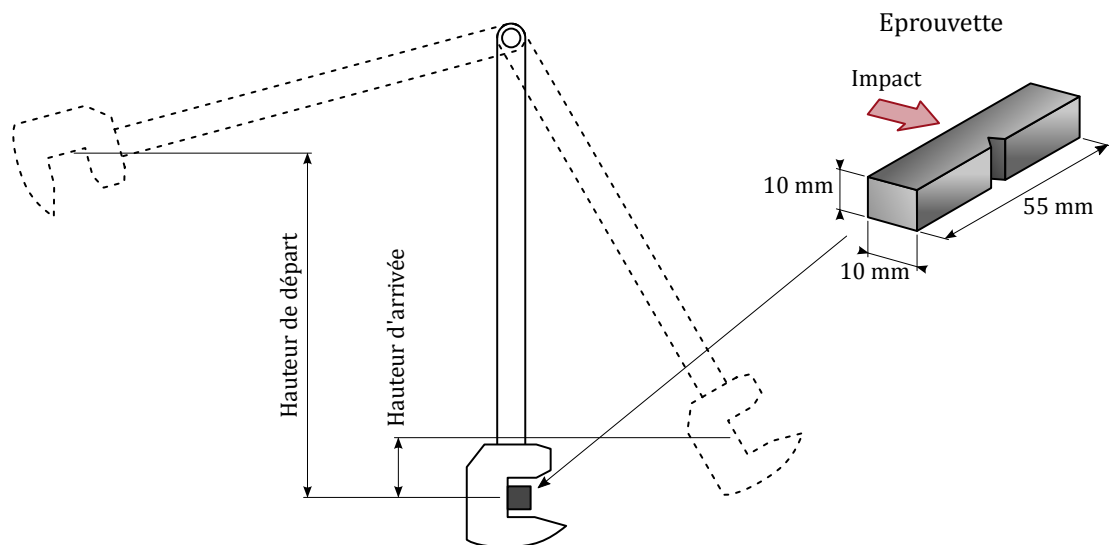


Figure 2: Dispositif d'essai de flexion par choc (mouton-pendule ou mouton Charpy)

En réalisant cet essai pour différentes températures de l'éprouvette, une courbe similaire à celle présentée [Figure 3](#) est obtenue. On distingue trois zones dans cette courbe :

- zone de rupture fragile **(1)** : l'énergie absorbée par l'éprouvette est faible, et reste à peu près indépendante de la température ;
- zone de transition **(2)** : l'énergie absorbée par l'éprouvette varie rapidement en fonction de la température ;
- zone de rupture ductile **(3)** : l'énergie absorbée par l'éprouvette est élevée, et reste à peu près indépendante de la température.



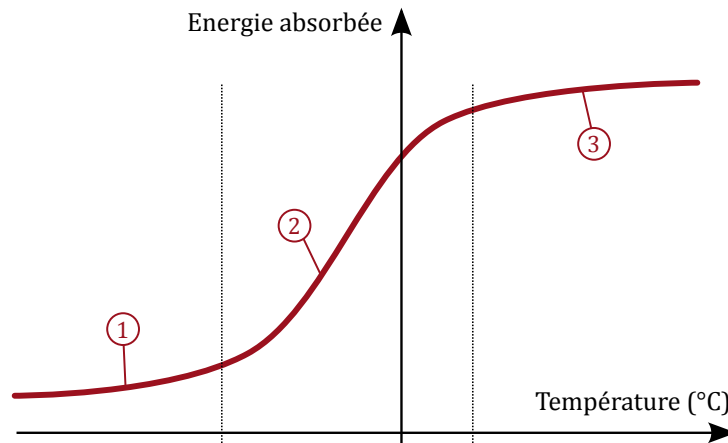


Figure 3 : Courbe énergie de rupture – température

La courbe énergie-température n'est que rarement tracée dans son intégralité. L'essai est seulement réalisé à une température donnée, et il est vérifié que l'éprouvette absorbe au moins une énergie minimale, suffisamment élevée pour être au-dessus de la rupture fragile. Pour les aciers de construction courants, l'énergie minimale exigée est de 27 joules (ou 40 joules dans de plus rares cas) et les températures d'essais de 20, 0 ou -20 °C (voir le [Tableau 2](#)).

Utiliser un acier présentant une résilience élevée permet de réduire le risque de rupture fragile. Ce choix est fonction des conditions d'exploitation, notamment la température de service, l'épaisseur des éléments ou les détails constructifs des joints soudés. Pour les structures exposées à de basses températures, il est indispensable de choisir un acier bien adapté aux conditions d'exploitation.

2.1.3.3 Les aciers de construction métallique

Les aciers utilisés en construction métallique doivent présenter une bonne ductilité, pour limiter les risques de rupture brutale, et une bonne soudabilité. Il n'est pas indispensable, pour les produits constituant les ouvrages les plus courants, que ces aciers présentent une limite d'élasticité très élevée. En effet, la limitation des déformations admissibles ([voir 2.4.2](#)) rend bien souvent inutile l'usage d'acier présentant une limite d'élasticité au-delà de 400 ou 500 MPa (sauf pour les produits de boulonnerie, et pour certains éléments exclusivement tendus).



La tendance actuelle est cependant à l'augmentation de la limite d'élasticité des aciers utilisés dans la construction. Ceci provient notamment des souhaits architecturaux (structures de plus en plus élancées), mais également de la volonté commerciale des sidérurgistes.

Les nuances les plus couramment employées sont le S235, le S275 et le S355, d'après leur désignation suivant la norme européenne NF EN 10025 [5]. Le symbole « S » pour *Structural* indique que l'usage visé correspond bien à la construction métallique, et le nombre qui suit correspond à la limite d'élasticité minimale (en N/mm² ou MPa) pour la gamme d'épaisseur la plus faible. Leurs principales caractéristiques sont décrites dans le [Tableau 1](#), avec également la nuance S460 dont l'usage progresse.

Nuances	Limite d'élasticité minimale R_e ou f_y en MPa		Résistance à la traction ⁽¹⁾ R_m ou f_u en MPa
	ep. ≤ 16 mm	16 mm < ep. ≤ 40 mm	ep. ≤ 40 mm
S235	235	225	360
S275	275	265	370
S355	355	345	470
S460	460	440	540

⁽¹⁾ Valeur minimale disponible dans les parties 2, 3 et 4 de l'EN 10025 [5]

Tableau 1 : Principales nuances d'acier utilisées en construction métallique



La réduction des caractéristiques mécaniques en fonction de l'épaisseur doit, en règle générale, être prise en compte pour le dimensionnement de l'ossature, mais certains codes de calcul tolèrent le fait de négliger certains paliers. Par exemple, négliger le palier entre 16 et 40 mm pour la limite d'élasticité génère une erreur de l'ordre de 4 %, ce qui est généralement acceptable pour les applications courantes.

La qualité est une indication complémentaire qui caractérise la résistance à la flexion par choc (voir le [paragraphe 2.1.3.2](#)). Le [Tableau 2](#) liste les qualités les plus courantes utilisées en bâtiment.

Qualité	Essai de flexion par choc	
	Energie	Température
JR	27 Joules	+20 °C
J0	27 Joules	0 °C
J2	27 Joules	-20 °C
K2	40 Joules	-20 °C

Tableau 2: Qualités d'acier les plus courantes

2.2 Les produits constitutifs d'une ossature en acier

2.2.1 Les profilés ouverts laminés à chaud

Les profilés les plus courants utilisés en construction métalliques sont obtenus par laminage à chaud (voir le [paragraphe 2.1.2](#)). Ce procédé consiste à porter une pièce d'acier à haute température pour la rendre malléable, puis à la faire passer à travers une série de cylindres en rotation de façon à lui donner la forme souhaitée. Le laminage à chaud permet de réaliser des produits dits «longs», c'est-à-dire présentant une grande longueur par rapport aux dimensions de leur section transversale.

La [Figure 4](#) présente quelques-unes des sections transversales les plus fréquemment rencontrées en Europe continentale. D'autres sections, de formes semblables mais portant d'autres désignations, sont encore abondamment utilisées dans les îles britanniques.

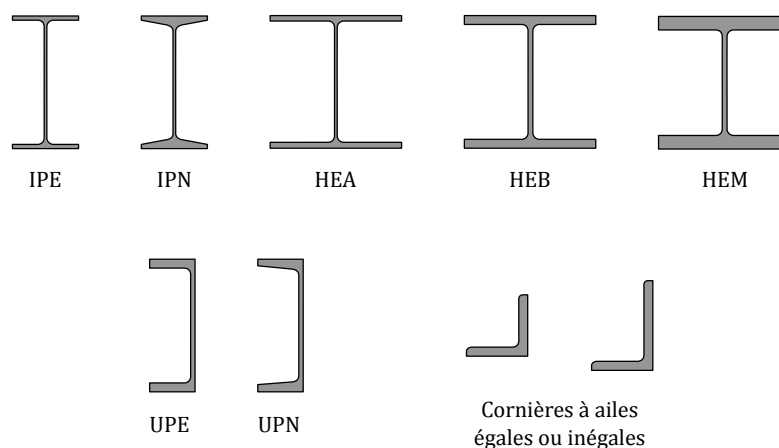


Figure 4: Section des principales séries de profilés laminés

Les profilés désignés par un I ou un H sont parfois regroupés sous le terme «profilés doublement symétriques» voire «profilés en double T». Le terme IPN est lui entré dans le langage courant pour désigner, un peu abusivement, tout type de poutrelle métallique. Les profilés présentant cette section, de même que les UPN, sont aujourd'hui très peu utilisés. Leurs semelles aux faces non parallèles rendent l'assemblage de tels profilés plus difficile.

Dans les sections en I ou H (voir la [Figure 5](#)), l'essentiel de la matière est concentré dans les semelles, loin du centre de gravité. L'épaisseur de l'âme est relativement faible au regard de celle des semelles.



Ces profilés sont très utilisés dans les ossatures métalliques qui assurent la reprise des charges par flexion des composants, comme les ossatures en cadre décrites au [paragraphe 3.3](#) ou les ossatures secondaires décrites au [chapitre 4](#).

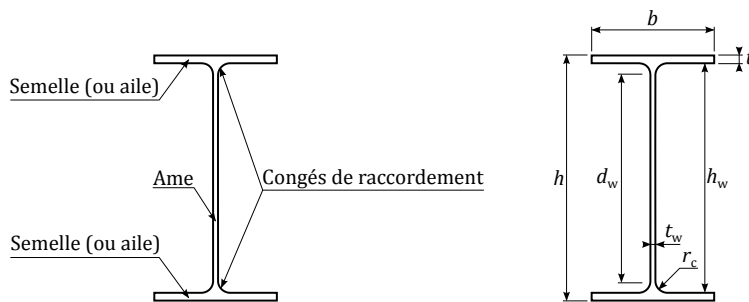


Figure 5 : Terminologie et notations



Pour les dimensions des profilés, l'indice w est utilisé pour tout ce qui touche à l'âme (web en anglais), et l'indice f pour ce qui correspond à la semelle (flange).

Profilés en I

Les profilés en I sont relativement hauts et légers, mais étroits. Ils présentent une grande différence entre les moments d'inertie de flexion suivant les deux directions principales. Ils sont peu efficaces vis-à-vis de la flexion suivant leur axe de faible inertie, ce qui implique une certaine sensibilité aux risques d'instabilité hors plan (flambement ou déversement, voir le [paragraphe 2.4.3](#)). Ils sont donc particulièrement adaptés aux sollicitations de flexion simple, ou combinées avec un effort de compression relativement faible, lorsque des dispositions constructives particulières (bracon, buton, ...) empêchent leur déversement.

Profilés en H

À hauteur équivalente, les profilés en H sont plus lourds et plus larges que les profilés en I. Ils possèdent une meilleure efficacité vis-à-vis de la flexion suivant leur axe faible, ce qui les rend également moins sensibles aux instabilités hors plan. Ils sont bien adaptés en cas d'effort de compression important, de flexion bi-axiale (déviée), ou lorsqu'il n'est pas possible d'empêcher l'instabilité hors plan par des dispositifs extérieurs. Les profilés en H sont également capables de supporter un moment de torsion appréciable, notamment les gammes HEB et HEM.

Profilés en U

Comme les I, les profilés en U sont plutôt hauts, légers et étroits. Ils présentent donc une relative efficacité en flexion simple, qui peut être limitée du fait de leur dissymétrie. En effet, l'application d'une charge sur la semelle supérieure d'un U génère naturellement un moment de torsion.

Seuls, les profilés en U peuvent être utilisés en rive de plancher (voir le [paragraphe 4.1](#)) ou comme ramasse pannes (voir le [paragraphe 3.4.1.3](#)), par exemple. Jumelés deux à deux, ils peuvent entrer dans la réalisation de petites passerelles de maintenance ou d'escaliers industriels par exemple, où ils sont alors essentiellement fléchis. Ils peuvent également être utilisés comme composants d'ossatures triangulées (voir au [paragraphe 3.2](#)), chaque profil étant disposé de part et d'autre d'un gousset.

Cornières

Les cornières, parfois appelés profilés en L, sont des profilés inefficaces en flexion et dont l'utilisation en tant qu'élément de structure est donc limitée aux ossatures triangulées (voir au [paragraphe 3.2](#)).

Seules, les cornières sont fréquemment employées en tant qu'éléments tendus au sein d'une triangulation, comme une diagonale de croix de Saint-André (voir au [paragraphe 3.2.3](#)) ou une lierne (voir au [4.2.3](#)). Dans cette configuration, elles sont incapables de résister à un effort significatif de compression. Il est possible d'améliorer leur comportement en compression en les jumelant par deux



(voire par quatre), cette disposition étant largement utilisée pour la réalisation de poutres treillis (voir le [paragraphe 3.2.2](#)).

Les cornières sont également utilisées comme composant d'assemblage, comme pour la disposition très courante présentée au [paragraphe 5.2.3](#).

2.2.2 Les profilés reconstitués soudés (PRS)

Le laminage à chaud permet également d'obtenir des produits dits « plats », désignés larges plats, tôles ou bandes suivant leurs conditions de livraison. Les produits plats d'épaisseur suffisante (au moins 5 mm en général) sont régulièrement utilisés pour reconstituer des profilés par soudage.

Il est ainsi possible de s'affranchir des dimensions standardisées des profilés laminés ([Figure 6a](#)), permettant ainsi une meilleure optimisation de la matière par rapport à la sollicitation. Ce gain de matière possible est réalisé au prix d'un travail plus important en études comme en fabrication.

La réalisation de sections mono-symétriques ([Figure 6b](#)) est également possible. Des sections en caissons ([Figure 6c](#)) peuvent aussi être envisagées, offrant alors une grande efficacité vis-à-vis de sollicitations combinées, sous flexion composée et/ou bi-axiale et même en présence d'un moment de torsion significatif.

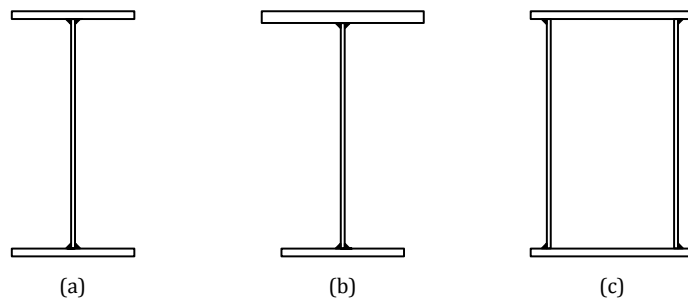


Figure 6 : Exemple de profilés reconstitués par soudage

Les PRS offrent également la possibilité de modifier les dimensions de la section transversale tout le long de l'axe de la barre ([Figure 7](#)). Il est assez courant de faire varier la hauteur de la barre, modulant ainsi l'inertie en fonction de l'intensité du moment de flexion.

Il est également possible de faire varier les épaisseurs de l'âme et/ou des semelles en raboutant des plats d'épaisseurs différentes. Lorsque la différence d'épaisseur est importante, un délardage (réduction progressive de l'épaisseur de la tôle la plus épaisse, voir également la [Figure 31](#)) peut être réalisé pour adoucir la transition entre les deux plats.

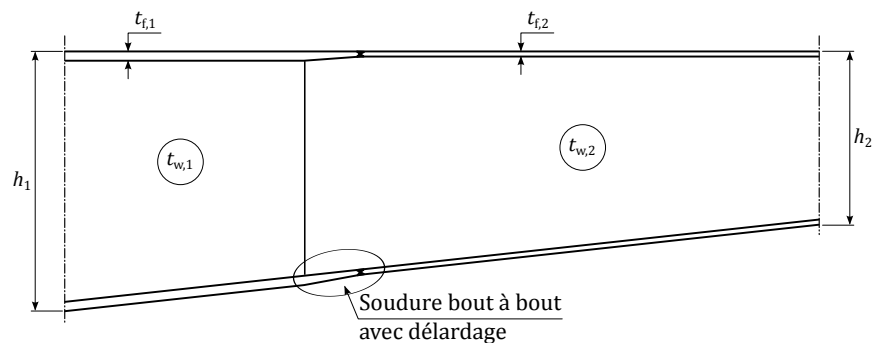


Figure 7 : PRS avec variations dimensionnelles le long de l'axe

Les PRS peuvent présenter des élancements (rapport largeur sur épaisseur) de parois élevés. Ils sont de ce fait plus sensibles aux phénomènes d'instabilités locales. Un raidissage des parois peut alors s'avérer nécessaire, ponctuellement pour éviter que l'âme ne s'écrase sous une charge concentrée de forte intensité ou régulièrement pour améliorer la résistance vis-à-vis du voilement par cisaillement (voir le [paragraphe 2.4.3.3](#)). La [Figure 8](#) donne un exemple de conception de PRS avec raidisseurs



transversaux réguliers. La mise en œuvre par soudage de nombreux raidisseurs peut cependant s'avérer moins intéressant du point de vue économique que l'épaississement de l'âme.

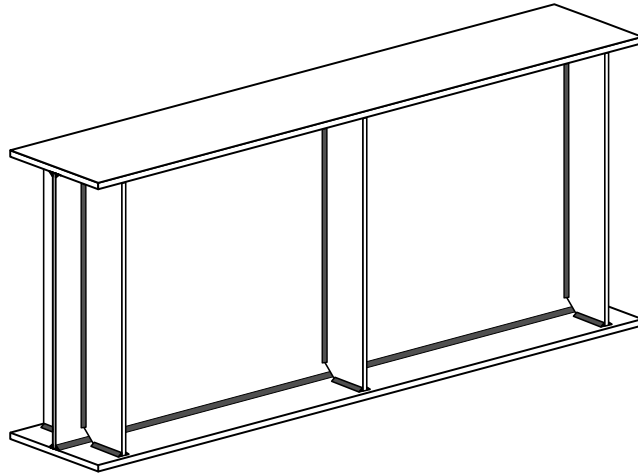


Figure 8: PRS avec raidisseurs transversaux

Lors de la conception de PRS, il est recommandé de respecter quelques règles de proportions géométriques. L'objectif est notamment de limiter la sensibilité au voilement de l'élément conçu. Pour être pleinement efficaces, les semelles des PRS présentent généralement une épaisseur au moins égale au vingtième de leur largeur.

L'âme d'un PRS destiné à travailler majoritairement en flexion présente fréquemment une épaisseur inférieure au centième de sa hauteur. Une réduction de sa résistance doit alors être introduite dans le calcul, pour tenir compte du risque d'instabilité. Il est recommandé que l'âme présente un élancement inférieur à celui obtenu en utilisant une épaisseur de 6 millimètres pour 1 mètre de hauteur.



Cela correspond à la règle ancienne dite du « six millième », non reprise dans les normes de calculs actuelles [4], mais d'un ordre de grandeur toujours pertinent pour la partie courante d'une poutre.

Lorsque l'âme présente une résistance à l'effort tranchant trop affaiblie du fait de l'instabilité, l'ajout de raidisseurs transversaux régulièrement espacés peut être envisagé. Lorsque ces raidisseurs sont espacés d'une distance supérieure au double de la hauteur de l'âme, leur influence reste limitée (moins de 10% d'augmentation de la résistance). Si leur espacement correspond à la hauteur de l'âme, la résistance de l'âme est augmentée de 32% par rapport à la même âme sans raidisseurs. L'efficacité des raidisseurs augmente rapidement s'ils sont rapprochés d'une distance inférieure à la hauteur d'âme (voir le [paragraphe 2.4.3.3](#)).

Une trop grande différence d'épaisseur entre la semelle et l'âme peut induire quelques difficultés de soudage, notamment si le rapport des deux dépasse 4. Enfin, il est recommandé de sélectionner une épaisseur d'âme supérieure à 5 mm afin de limiter certaines difficultés constructives (meilleure réalisation du soudage, moins de déformation dans un bain de galvanisation ou lors des phases de manutention / transport).

2.2.3 Les poutres alvéolaires

Les profilés laminés en I ou H peuvent être transformés pour obtenir des poutres alvéolaires, présentant des ouvertures régulières dans l'âme. Ces poutres peuvent être réalisées par découpage dans le sens de la longueur de deux demi-profilés. Les deux parties du profil sont ensuite décalées l'une par rapport à l'autre puis réassemblées par soudage.

Les deux types de poutre alvéolaires les plus courantes sont les poutres à ouvertures hexagonales, obtenues à partir d'une simple découpe polygonale (voir la [Figure 9a](#)), et les poutres à ouvertures circulaires, aussi appelées poutres cellulaires et obtenues à l'aide d'une double découpe comprenant demi-cercles et parties droites (voir la [Figure 9b](#)).



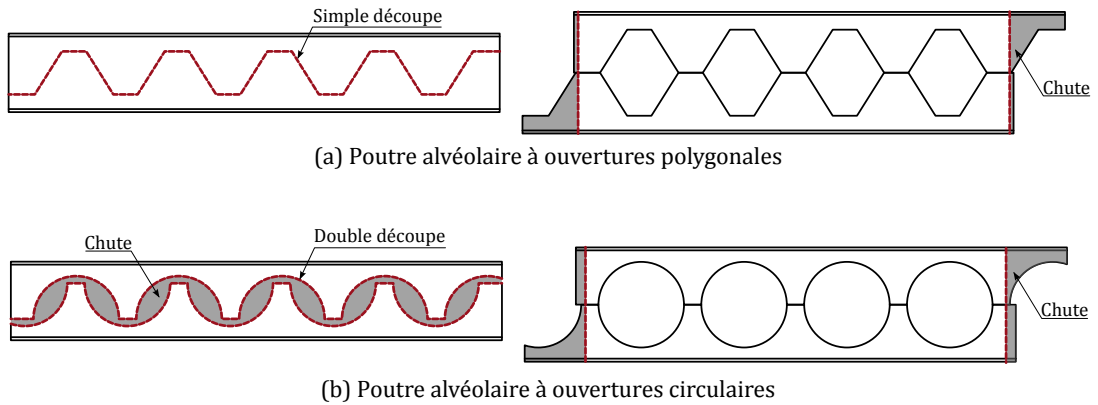


Figure 9: Poutres alvéolaires



Il est bien entendu possible de ménager une ouverture en découpant simplement une partie de l'âme d'un profilé. Suivant la taille de cette découpe, des renforts peuvent être nécessaires pour assurer la résistance de la poutre ainsi affaiblie.

Ces poutres sont majoritairement utilisées en flexion simple, où leurs caractéristiques mécaniques sont les plus intéressantes. Une poutre alvéolaire présente en effet une inertie de flexion suivant l'axe fort sensiblement augmentée par rapport au profilé de base, avec un poids équivalent. Les ouvertures affaiblissent la résistance de l'âme vis-à-vis de l'effort tranchant, la poutre adoptant un comportement semblable aux poutres-échelles (ou poutres Vierendeel).

L'usage des poutres alvéolaires peut correspondre à un choix esthétique, ou à la nécessité d'avoir de nombreuses ouvertures dans l'âme pour assurer le passage de réseaux divers. Ce procédé est principalement utilisé dans le domaine tertiaire, parfois également pour la création de surface commerciale ou sportive (gymnases).

2.2.4 Les profilés minces formés à froid

Les tôles de faible épaisseur peuvent être utilisées pour réaliser des profilés par formage à froid. Les produits obtenus par ce processus peuvent être séparés en deux familles :

- les produits longs, dont les sections les plus courantes sont montrées sur la [Figure 10](#) ;
- les produits plats, dont quelques exemples sont montrés sur la [Figure 12](#).

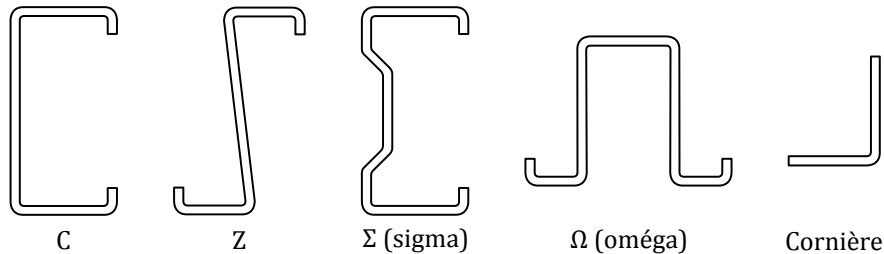


Figure 10: Produits longs formés à froid

Les produits longs de section C, Z ou Σ sont régulièrement utilisés en tant qu'éléments d'ossature secondaire supportant l'enveloppe du bâtiment ou un plancher (voir le [paragraphe 4](#)), comme des pannes, des lisses ou des solives. Ce type de section est particulièrement bien adapté pour des éléments seulement fléchis (compression faible ou nulle) et bien maintenus vis-à-vis des instabilités hors du plan. Les autres types de sections correspondent principalement à des éléments accessoires.

Des sections particulières peuvent également être produites pour des utilisations spécifiques, comme des chéneaux, des couvertines, ou des bandes de rive ou de faitage. La [Figure 11](#) présente quelques exemples de ce type de sections.



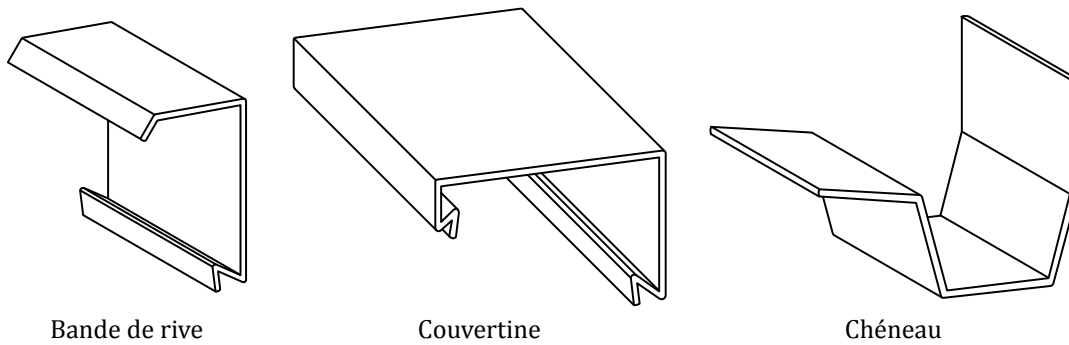


Figure 11: Exemples de sections particulières formées à froid

Les produits plats sont destinés à servir d'éléments d'enveloppe ou de plancher. Certains produits sont directement destinés à la réalisation de platelage (tôle à larmes, tôles en métal déployé, etc.). Les tôles profilées peuvent être utilisées comme bacs (collaborants ou non) pour la réalisation d'un plancher béton, comme bacs de couverture ou de bardage.

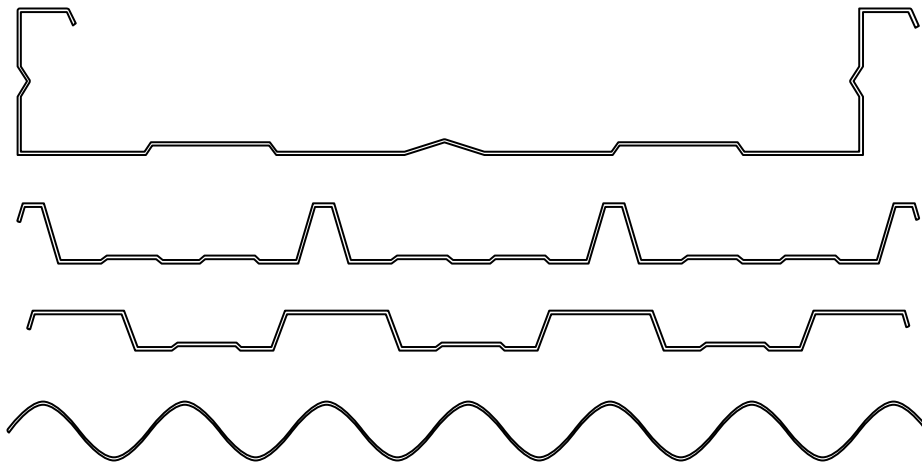


Figure 12: Exemples de produits plats formés à froid

2.2.5 Les profils creux

Les profils creux de sections diverses sont utilisés de plus en plus fréquemment en construction métallique, où ils sont notamment appréciés pour leur qualité esthétique. Les sections les plus fréquemment rencontrées sont circulaires, carrées ou rectangulaires, mais les sections polygonales voire elliptiques sont également possibles (voir la [Figure 13](#)).

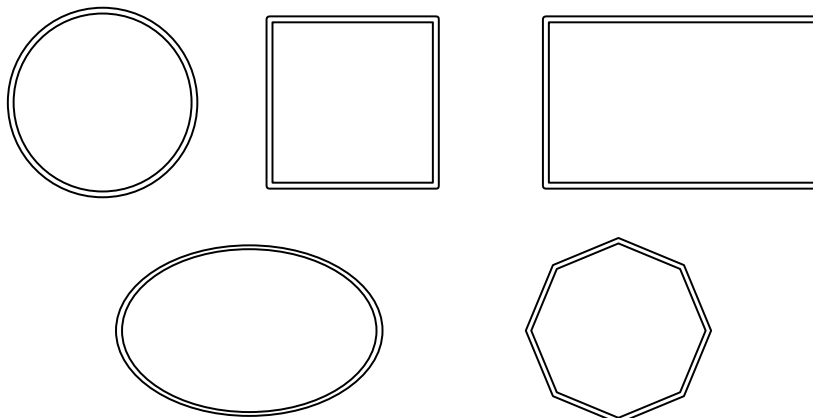


Figure 13: Profils creux



Les profils creux les plus courants sont réalisés par formage à froid et soudage en continu, suivant la norme NF EN 10219 [8]. Il est également possible de réaliser les profils creux par formage à chaud (ou par formage à froid suivi d'un traitement thermique permettant d'obtenir des performances équivalentes) suivant la norme NF EN 10210 [7]. Ces derniers présentent notamment de meilleures performances en compression.

Les profils creux sont performants en présence d'effort de compression élevé, ou vis-à-vis d'un moment de torsion significatif. Ils sont souvent utilisés en tant que poteaux, notamment dans les locaux tertiaires où leur rendu esthétique est apprécié. Ils sont également couramment employés en tant que buton, membrure ou montant comprimé dans une ossature triangulée, pour leur adéquation vis-à-vis des sollicitations et/ou par choix esthétique.

2.2.6 Proportions et gamme d'usage

La Figure 14 synthétise les gammes d'usage habituel des différents procédés constructifs présentés auparavant lorsqu'ils sont utilisés pour des éléments fléchis.

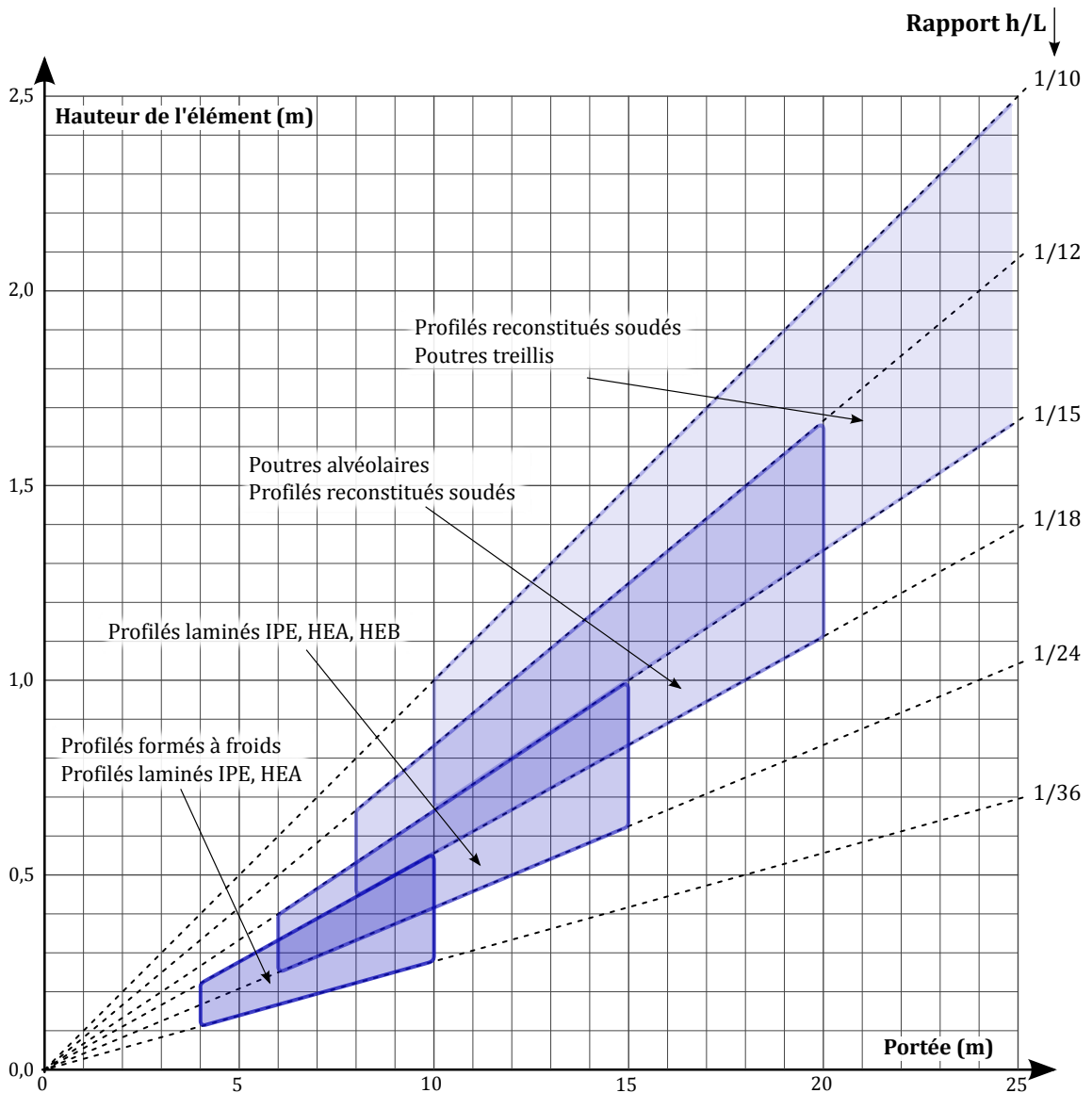


Figure 14 : Gamme d'usage des différents procédés constructifs pour des éléments fléchis, d'après [29]



La référence [28] propose des proportions pour le pré-dimensionnement des éléments fléchis de section I ou H (laminées ou soudées) sur appuis simples, sans possibilité de déversement :

- Pour une flèche $\delta \leq l/200$:

$$h \geq \frac{l}{30}$$

- Pour une flèche $\delta \leq l/300$:

$$h \geq \frac{l}{20}$$

- Pour une flèche $\delta \leq l/500$:

$$h \geq \frac{l}{12}$$

Ces proportions peuvent être divisées par 2 pour des appuis se comportant comme des encastremements élastiques ou par 3 pour des encastremements parfaits.

2.3 Les moyens d'assemblages

La solidarisation entre plusieurs éléments d'une construction en acier est principalement obtenue à l'aide de deux grandes techniques :

- l'assemblage mécanique, effectué par la mise en place d'assembleurs (boulons, rivets, etc.) dans des trous prévus à cet effet ;
- la création d'une continuité de matière par soudage.

Pour la réalisation des constructions courantes, le soudage est majoritairement effectué à l'atelier et l'assemblage mécanique principalement sur site.



Seules les techniques d'assemblage des éléments d'ossatures sont abordées dans le présent paragraphe. Les fixations pour éléments d'enveloppe (vis auto-perceuses, etc.) ne sont pas développées.

2.3.1 Assemblage par boulons non précontraints (ou ordinaires)

2.3.1.1 Principes de fonctionnement

Les boulons non précontraints, aussi appelés boulons ordinaires, permettent l'assemblage de différentes pièces métalliques par mise en butée de ces dernières :

- contre le corps de la vis pour les assemblages en cisaillement (voir la [Figure 15](#)) ;
- contre la tête de vis et l'écrou pour les assemblages en extension (voir la [Figure 16](#)).



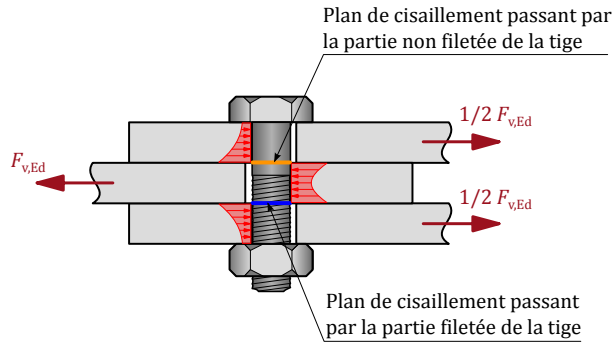


Figure 15: Assemblage par boulons non précontraints en cisaillement

La mise en butée des pièces sur le corps de la vis génère des contraintes locales dites de «pression diamétrale», qu'il convient de limiter. L'effort transite ensuite par cisaillement dans la partie filetée ou non filetée de la vis. La résistance de la partie non filetée est plus importante, mais sa mobilisation implique une attention particulière aux dispositions constructives.

Le jeu entre le boulon et le trou dans lequel il est mis en œuvre implique des déplacements avant mise en butée des éléments. Ces déplacements ne sont pas compatibles avec toutes les applications, notamment lorsqu'un critère de déplacement sévère est exigé.

D'autre part, en cas d'inversion significative de l'effort de cisaillement dans l'assemblage, les plats vont glisser l'un par rapport à l'autre jusqu'à mise en contact de l'autre côté du trou. Ce mouvement, même de faible amplitude, peut provoquer des désordres (dévisage, dégradation des boulons, etc.). Si les conditions d'exploitation de l'ouvrage impliquent de telles inversions d'efforts dans l'assemblage, et surtout si elles sont fréquentes, les boulons non précontraints sont inadaptes.

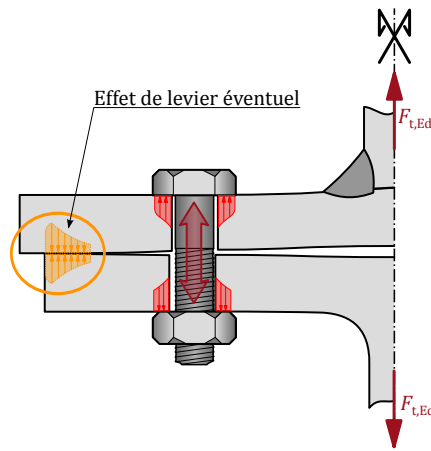


Figure 16: Assemblage par boulons non précontraints en extension

Pour les assemblages en extension, les contraintes localisées sous tête et sous écrou peuvent provoquer un poinçonnement des plats dans le cas où l'épaisseur de ces derniers est faible (inférieure à la moitié du diamètre du boulon). L'effort transite ensuite en traction dans le corps de vis, la section résistante correspondant dans ce cas à la partie filetée.

Les dispositions courantes impliquent la possibilité qu'un effet de levier (parfois appelé «effet pied-de-biche») se produise entre les plats assemblés. Cet effet de levier induit une augmentation de l'effort dans les boulons, qu'il convient de prendre en compte lors des vérifications.

2.3.1.2 Produits utilisés

Les boulons non précontraints utilisés en construction métallique sont couverts par une norme européenne spécifique, la NF EN 15048 [8], qui s'appuie largement sur la normalisation internationale. Les boulons conformes à ce corpus sont reconnaissables par le signe SB (pour *Structural Bolt*) sur la tête de vis et sur une face de l'écrou, voir la Figure 17.





Le signe SB sur le boulon signifie que le produit dispose d'une autorisation de mise sur le marché Européen, couramment appelée «marquage CE». L'expression marquage CE peut prêter à confusion dans le domaine de la boulonnerie de construction métallique, le signe CE n'étant pas directement apposé sur le produit mais sur l'étiquette qui l'accompagne.

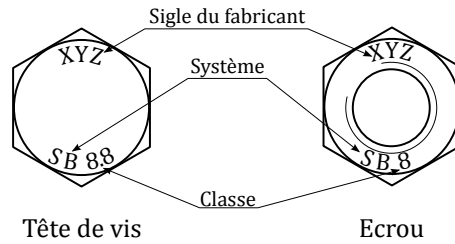


Figure 17: Marquage des produits de boulonnerie

De nombreux fournisseurs de boulons ajoutent un numéro de lot au marquage présenté sur la Figure 17. Il s'agit par ailleurs d'une des exigences de la marque NF pour les produits de boulonnerie à destination de la construction métallique. Cela permet notamment d'assurer une meilleure traçabilité du produit.



La «marque NF» est une certification française attestant de la conformité des produits à des référentiels comprenant des normes, généralement complétées par des spécifications techniques particulières. Dans le cas des boulons pour la construction métallique, cette certification volontaire est plus contraignante que la norme de base, en particulier sur la traçabilité des produits.

Les dimensions principales des boulons SB couramment utilisés sont données dans le Tableau 3. Le diamètre nominal d correspond au diamètre extérieur de la partie filetée de la vis, et on le note précédé de la lettre «M» (pour *metric*, par opposition au système d'unité impériale utilisé notamment aux USA). La section A correspond à l'aire transversale en partie lisse de la tige, la section A_s correspond à celle en partie filetée. Les diamètres entre parenthèses sont dits «non préférentiels», leur disponibilité sur le marché est donc potentiellement moindre.

d	P	s	e	k	m	A	A _s
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(mm ²)
M12	1,75	18	20,03	7,5	10,8	113	84,3
(M14)	2	21	23,36	8,8	12,8	154	115
M16	2	24	26,75	10,0	14,8	201	157
(M18)	2,5	27	29,56	11,5	15,8	254	192
M20	2,5	30	32,95	12,5	18,0	314	245
(M22)	2,5	34	37,29	14,0	19,4	380	303
M24	3	36	39,55	15,0	21,5	452	353
(M27)	3	41	45,20	17,0	23,8	573	459
M30	3,5	46	50,85	18,7	25,6	707	561
(M33)	3,5	50	55,37	21,0	28,7	855	964
M36	4	55	60,79	22,5	31,0	1018	817

Tableau 3: Dimensions principales des boulons SB

Afin d'éviter les mélanges sur chantier, il est recommandé :

- de ne pas utiliser de boulon de même diamètre mais de classe différente ;
- de ne pas utiliser des boulons non précontraints et des boulons précontraints de même diamètre ;
- d'utiliser des boulons présentant une différence de taille suffisante afin d'être facilement différenciés ;
- de limiter le nombre de diamètres différents.



Pour les ouvrages courants correspondant au domaine d'application du présent guide, on utilise ainsi majoritairement les diamètres M16, M20 et M24 pour l'ossature principale, et M12 (plus rarement M10 ou M16) pour l'ossature secondaire.



Il est généralement considéré que les diamètres inférieurs à M12 sont inadaptés à l'assemblage d'éléments structuraux. Cependant, certains éléments secondaires de petites dimensions peuvent nécessiter l'utilisation de M10, voire quelque fois de M8. Il convient d'utiliser ces boulons de petit diamètre avec précaution.

Les produits de boulonnerie ne sont pas fabriqués à partir d'acier de construction (acier noté S, voir le [paragraphe 2.1.3.3](#)). Les performances d'un boulon à la fin du processus de fabrication dépendent de l'alliage utilisé, mais également des traitements mécaniques et thermiques subits par le produit.



Il ne faut jamais souder un boulon SB, au risque de dégrader son état métallurgique et donc ses performances.

Les performances mécaniques des boulons sont regroupées dans différentes classes, le [Tableau 4](#) liste celles qui sont préférentielles pour les boulons SB. Les boulons SB de classe 8.8 sont, de loin, les plus facilement disponibles sur le marché français au moment de l'écriture de ce guide.

Classe	f_y (MPa)	f_u (MPa)	K_v (J)
4.6	240	400	27 J à -20 °C
5.6	300	500	27 J à -20 °C
8.8	640	800	27 J à -20 °C
10.9	900	1000	27 J à -20 °C

Tableau 4: Classes de boulonnerie préférentielles en construction métallique

La désignation de la classe de boulonnerie permet de retrouver les contraintes limites utiles au calcul. Le premier nombre correspond au centième de la contrainte ultime en traction f_u en MPa. Le second nombre représente dix fois le rapport entre la limite d'élasticité f_y et la limite ultime en traction f_u .



Exemple avec la classe 10.9:

$$f_u = 10 \times 100 = 1000 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad f_y = \frac{9}{10} \times 1000 = 900 \text{ MPa}$$

À noter que les classes de boulonnerie 4.8, 5.8 et 6.8 apparaissant dans les normes sont globalement moins ductiles (à résistance équivalente) et présentent une résilience médiocre. Elles ont été volontairement exclues du [Tableau 4](#) car non recommandées.

Les résistances des boulons SB, en traction et en cisaillement, sont données dans le [Tableau 5](#) ci-dessous pour les classes de boulonnerie 8.8 et 10.9. Ces résistances sont calculées conformément à la référence [4].

Diamètre nominale	Résistance en traction $F_{t,Rd}$ (kN)		Résistance en cisaillement sur tige fileté $F_{v,Rd}$ (kN)		Résistance en cisaillement sur tige lisse $F_{v,Rd}$ (kN)	
	8.8	10.9	8.8	10.9	8.8	10.9
M12	48,5	60,7	32,4	33,7	43,4	54,3
(M14)	66,5	83,1	44,3	46,2	59,1	73,9
M16	90,2	113	60,2	62,7	77,2	96,5
(M18)	111	139	73,9	77,0	97,7	122
M20	141	176	94,0	97,9	121	151
(M22)	175	218	117	121	146	182
M24	203	254	135	141	174	217
(M27)	265	331	176	184	220	275
M30	323	404	215	224	271	339
(M33)	399	499	266	277	328	411
M36	470	588	314	327	391	489

Tableau 5: Résistance en traction et en cisaillement d'un boulon non précontraint



La résistance en cisaillement dans la partie filetée des boulons de classe 10.9 est quasiment identique à celle des boulons de classe 8.8 (4 % d'écart). Cette dernière étant légèrement plus ductile, elle supporte mieux la redistribution des efforts entre les différents boulons d'un même assemblage. La classe 8.8 est donc à privilégier pour les assemblages par boulons non précontraints travaillant en cisaillement.

La classe 10.9 sera plutôt réservée aux boulons travaillant majoritairement en extension, dans ce cas le gain sur la résistance est bien plus important (25 % par rapport à la classe 8.8).



Il est possible d'utiliser des boulons aptes à la précontrainte (voir le paragraphe 2.3.2.2) à la place de boulons SB, sans les pré-contraindre. Cela peut permettre de pallier les difficultés d'approvisionnement de boulons SB 10.9.

2.3.1.3 Mise en œuvre et dispositions constructives

Dimensions des perçages

Les boulons doivent être mis en place dans des trous respectant les dimensions données dans le [Tableau 6](#). L'utilisation de trous surdimensionnés ou oblongs peut faciliter la mise en œuvre en cas de tolérances trop larges (liaison avec l'infrastructure béton par exemple), mais la résistance en pression diamétrale est systématiquement réduite. Les trous oblongs sont également utilisés pour permettre un déplacement relativement libre entre deux éléments, par exemple pour libérer des bridages.

Diamètre nominal d (mm)	Trou rond		Trou oblong		
	Trou rond normal d_0 (mm)	Trou rond surdimensionné d_0 (mm)	Trou oblong court L_0 (mm)	Trou oblong long L_0 (mm)	Trou oblong très long L_0 (mm)
M12 et (M14)	$d+1$ mm	$d+2$ mm	$d+4$ mm		
M16 à (M22)	$d+2$ mm	$d+4$ mm	$d+6$ mm	$d+1,5d$	$d+2,5d$
M24		$d+6$ mm	$d+8$ mm		
(M27) et plus	$d+3$ mm	$d+8$ mm	$d+10$ mm		

Tableau 6 : Dimensions des trous de boulons, [1] et [14]

Position des perçages

L'espacement entre les trous est appelé le « pas » ou l'« entraxe », et est noté p (*pitch*). La distance jusqu'au bord de la pièce est appelée la « pince », et est notée e (*edge*). Ces distances doivent respecter les conditions géométriques listées dans le [Tableau 7](#).



Dimensions	Minimum autorisé	Minimum recommandé	Maximum ⁽¹⁾
e_1	$1,2 d_0$	$1,5 d_0$	$4 t + 40 \text{ mm}$
e_2	$1,2 d_0$	$1,5 d_0$	$4 t + 40 \text{ mm}$
e_3	$1,5 d_0$	$2,5 d_0$	–
e_4	$1,5 d_0$	$1,5 d_0$	–
p_1	$2,2 d_0$	$3,0 d_0$	$\min\{14 t; 200 \text{ mm}\}^{(2)}$
p_2	$2,4 d_0$	$3,0 d_0$	$\min\{14 t; 200 \text{ mm}\}$
p_{2q}	$1,2 d_0$	$1,5 d_0$	$\min\{14 t; 200 \text{ mm}\}$
p_3	–	$3,3 d_0$	–
p_4	–	$3,0 d_0$	–
L	$2,4 d_0$	$3,0 d_0$	–

⁽¹⁾ La limite supérieure n'est exigée que pour les éléments exposés à la corrosion, et/ou comprimés
⁽²⁾ Pour les éléments tendus exposés à la corrosion, cette limite est doublée pour les files de boulons intérieures

Tableau 7 : Pincés et entraxe de trous de boulons

Par ailleurs, les trous de boulons ne doivent pas être trop proches d'un élément, comme un raidisseur, pouvant gêner le serrage. Tout autour de l'axe du trou, une distance d'environ $1,5$ à $2 d_0$ doit être libre d'obstacle pour permettre un boulonnage dans de bonnes conditions.

Les trous sont généralement exécutés avec une précision de ± 1 à 2 mm sur leur positionnement, cependant, la norme d'exécution [1] n'admet aucune tolérance négative sur la distance entre l'axe du trou et le bord d'un élément. Lorsqu'un assemblage est réalisé avec une pince inférieure à celle prévue, il doit être recalculé avec cette nouvelle valeur. Si sa résistance résiduelle est insuffisante, ou si la pince réelle est inférieure au minimum autorisé, l'assemblage ne peut pas être incorporé dans une ossature. Il est imprudent de réaliser un perçage exactement à la pince minimale autorisée, il est donc préférable de se référer au minimum recommandé du Tableau 7.

Rondelles

En règle générale, la mise en œuvre de rondelles n'est pas obligatoire avec des boulons non précontraints. Leur usage permet cependant de mieux répartir la pression sous la tête et/ou l'écrou, et de limiter les dégradations du revêtement éventuel pouvant survenir au serrage. Si une seule rondelle est utilisée, elle doit être mise sous l'élément qui tourne pendant le serrage (l'écrou en général).

Les assemblages à simple recouvrement (aussi appelés « assemblages à clins ») comportant une seule file de boulons disposée perpendiculairement à la direction d'application de l'effort, comme montré sur la Figure 18, sont déconseillés. Si un tel assemblage est utilisé malgré cette réserve, la mise en œuvre de deux rondelles est obligatoire et une pénalité doit être appliquée dans le calcul de résistance (voir [4]). En effet dans ces conditions, les contraintes locales sont mal réparties dans l'épaisseur des plats attachés du fait de la déformation de ces derniers.



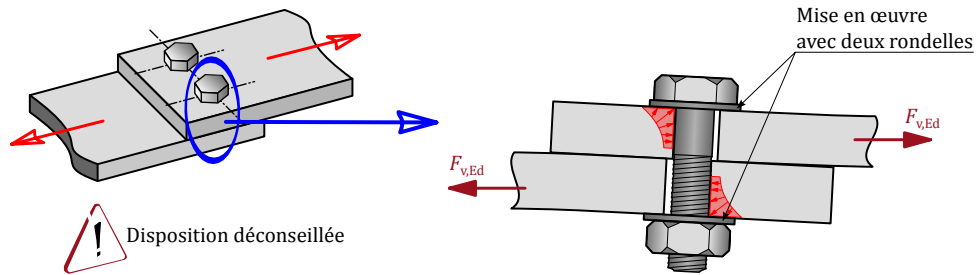


Figure 18: Assemblage à simple recouvrement comportant une seule file de boulons

Plaquettes additionnelles

Des plaquettes additionnelles doivent être mises en œuvre en présence de trous oblongs ou surdimensionnés, de façon à répartir convenablement la charge sous l'écrou et la tête de vis. Ces plaquettes sont fabriquées dans des plats d'épaisseur minimale de 4 mm et présente une surface plus importante que des rondelles classiques.

Lorsque les boulons travaillent en extension, ces plaquettes additionnelles doivent être suffisamment épaisses pour assurer la transmission de l'effort de traction. À moins qu'un calcul plus précis ne soit conduit, il est sécuritaire de prévoir une épaisseur égale au minimum entre :

- 70 % de l'épaisseur du plat comportant les perçages surdimensionnés/oblongs ;
- 70 % du diamètre du boulon.

Serrage

Les boulons non précontraints sont serrés au refus, ce que la norme d'exécution [1] définit comme étant le serrage obtenu par un homme seul à l'aide d'une clé normale, sans rallonge, ou au début de frappe d'une clé à chocs. Cette définition peu précise n'est pas sans poser quelques difficultés pratiques. Le serrage des boulons non précontraints doit être suffisant pour éviter un desserrage de l'écrou dans des conditions d'exploitation courantes (pas de vibrations notables). Le serrage doit cependant rester suffisamment modéré pour ne pas risquer de dégrader le boulon, notamment pour les diamètres les plus faibles.



Si le serrage au refus à l'aide d'une clé à choc est toléré par la norme d'exécution [1], il convient de noter que cette famille d'outil est très peu précise au serrage. Elle est plutôt adaptée au déboulonnage. La marge de manœuvre entre le début de frappe de la clé et la rupture du boulon est tributaire du diamètre de ce dernier et du couple de la clé. Des précautions doivent donc être prises lors de l'utilisation de cet outillage.

À la fin du serrage de tous les boulons d'un assemblage, il est recommandé de resserrer les premiers boulons (qui peuvent se retrouver desserrés par report de rigidité). Il est également recommandé de vérifier qu'aucun écrou ne peut être bougé à la main.

2.3.1.4 Dispositifs anti-dévisage

Lorsqu'un assemblage par boulons non précontraints est soumis à des chocs ou des vibrations significatives, il est recommandé de mettre en œuvre un dispositif anti-dévisage. Plusieurs solutions sont utilisées dans le domaine de la construction métallique, notamment :

- contre-écrou (écrou bas ou écrou de hauteur standard), voir [Figure 19a](#)
- écrou élastique de sécurité (dit écrou PAL) utilisé en plus de l'écrou standard, voir [Figure 19b](#)
- écrou autofreiné à anneau non métallique (dit écrou Nylstop), voir [Figure 19c](#)
- écrou autofreiné tout métal, voir [Figure 19d](#)



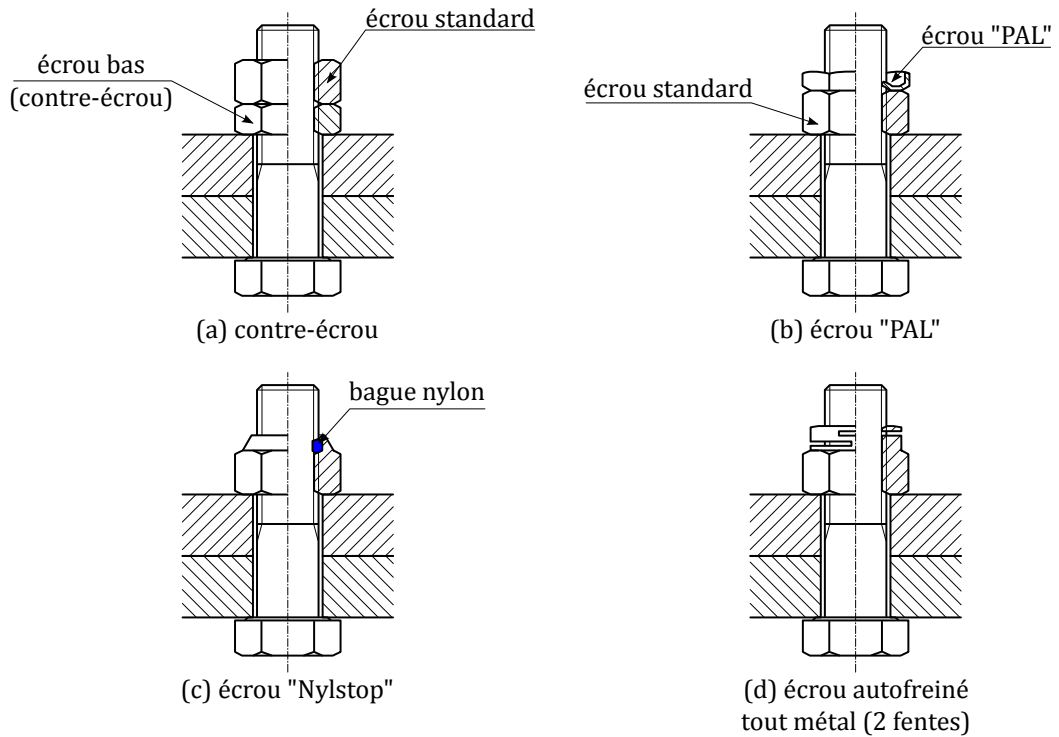


Figure 19: Principaux dispositifs anti-dévisage utilisés en construction métallique



Un boulon SB est un ensemble ayant fait l'objet d'essais de traction vis + écrou (essais d'aptitude à l'emploi suivant [9]). Le remplacement de l'écrou standard d'un boulon SB par un écrou autofreiné modifiant la constitution du boulon, cette qualification n'est plus valable. La réalisation d'essais de traction vis + écrou autofreiné peut s'avérer nécessaire pour les boulons fortement tendus.

Les différents dispositifs décrits ci-dessus offrent une opposition au dévissage acceptable en cas de choc occasionnel ou de vibrations d'intensité et de fréquence modérées. Pour les assemblages boulonnés situés dans des zones de fortes vibrations (induisant ainsi un risque de fatigue), ou pouvant subir des inversions significatives des efforts, il convient d'utiliser des boulons précontraints (voir 2.3.2).

2.3.1.5 Cas particulier des fixations en aveugle

Divers systèmes sont spécifiquement développés pour permettre un boulonnage en aveugle, par exemple dans un profil creux. En effet, lorsqu'il n'est pas possible d'accéder à la fois à la tête de vis et à l'écrou, le serrage des produits de boulonnerie conventionnels ne peut pas être réalisé. Il existe plusieurs solutions pour répondre à cette problématique, chacune ayant des avantages et des inconvénients.

Parmi ces solutions, citons les systèmes comportant une douille expansive (voir la Figure 20a). Leur fonctionnement est comparable aux chevilles à expansion: le serrage entraîne une pièce tronconique qui écarte les lèvres de la douille. La douille étant relativement épaisse, ces éléments nécessitent un perçage surdimensionné par rapport au diamètre nominal (qui est celui de la vis).



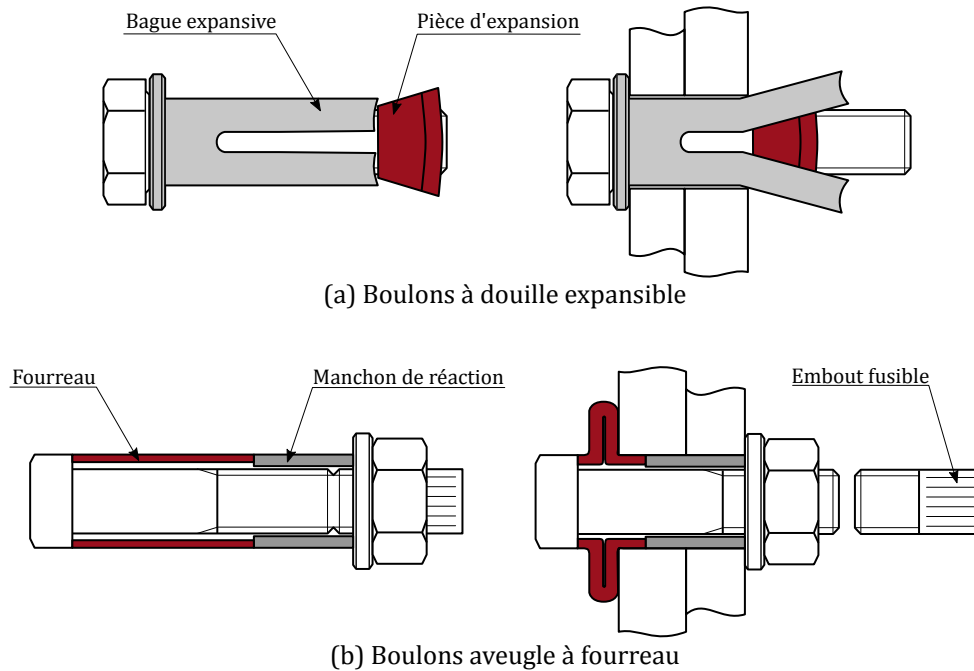


Figure 20: Exemples de système pour boulonnage en aveugle

D'autres systèmes sont disponibles, comme les boulons aveugles à fourreau (voir la [Figure 20b](#)), qui se rentrent par la tête. L'opération de serrage est parfois comparable au serrage HRC (certains produits utilisent le même outillage – voir [2.3.2.3](#)) puisqu'elle se termine généralement par la rupture d'une gorge fusible. Quoiqu'il en soit, le serrage provoque l'écrasement du fourreau assurant ainsi une surface d'appui correcte à la tête. Pour certains produits, le fourreau est ensuite serti autour de la tige faisant office d'écrou.

Pour les diamètres modestes, il existe également des écrous à sertir. Ces écrous, taraudés sur une partie de leur longueur, sont sertis sur le support à l'aide d'un outillage adapté. La vis peut alors être mise en œuvre dans le trou taraudé.



Si le tube support est suffisamment épais (1 à 1,5 fois le diamètre du boulon), il est envisageable de réaliser directement le trou taraudé dans son épaisseur. Il existe par ailleurs un procédé innovant de forage par refoulement de matière, qui permet d'augmenter localement l'épaisseur d'acier disponible pour la réalisation du taraudage dans le trou.

2.3.2 Assemblage par boulons précontraints

2.3.2.1 Principes de fonctionnement

Les boulons précontraints sont mis en œuvre avec un serrage contrôlé, destiné à générer un effort de traction important (et maîtrisé) dans le boulon. Par principe d'action-réaction, les boulons précontraints compriment les différents éléments de l'assemblage entre eux. Cela permet la mobilisation des contraintes de frottement aux interfaces (voir la [Figure 21](#)) lorsque l'effort extérieur est appliqué perpendiculairement à l'axe de la vis.



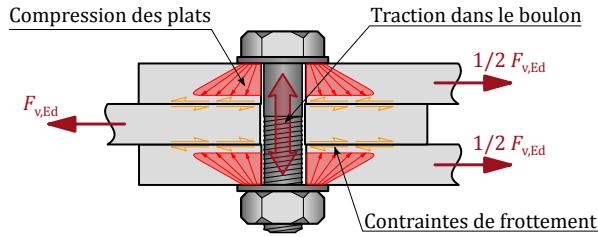


Figure 21: Assemblage par boulons précontraints sollicités perpendiculairement à l'axe de la vis

La précontrainte du boulon empêche tout déplacement relatif des plats tant que l'effort appliqué n'a pas vaincu le frottement. Ce dernier dépend à la fois de l'effort de précontrainte mis en œuvre dans le boulon et du coefficient de frottement entre les pièces. Ce paramètre est grandement influencé par la préparation des éléments métalliques et leur revêtement éventuel.

L'absence de déplacements entre les plats offre à l'assemblage un bon comportement lorsque des critères de déplacement sévères sont exigés ou vis-à-vis des inversions d'effort. Lorsque l'effort dépasse l'effort de frottement, les plats glissent les uns par rapport aux autres et les boulons fonctionnent alors par cisaillement et pression diamétrale, tout comme un assemblage par boulons non précontraints. Ce second stade de fonctionnement peut être acceptable pour une vérification à la ruine, même si ce n'est pas la pratique habituelle en France.



- La norme de calcul distingue clairement ces deux modes de fonctionnement :
- Catégorie B pour les assemblages ne devant pas glisser vis-à-vis des sollicitations de service (ELS), mais pouvant glisser face aux sollicitations ultimes (ELU)
 - Catégorie C pour les assemblages ne devant pas glisser face aux sollicitations ultimes (ELU).
- La Catégorie A correspond au fonctionnement en cisaillement des boulons non précontraints vu au paragraphe 2.3.1.1.

Lorsqu'un effort extérieur est appliqué parallèlement à l'axe de la vis, celui-ci décomprime progressivement les plats tout en ajoutant une surtension faible dans le boulon (voir la Figure 22). Cette surtension peut représenter environ 10 % de l'effort appliqué, mais elle est normalement négligée dans les calculs de résistance dans le domaine de la construction métallique.

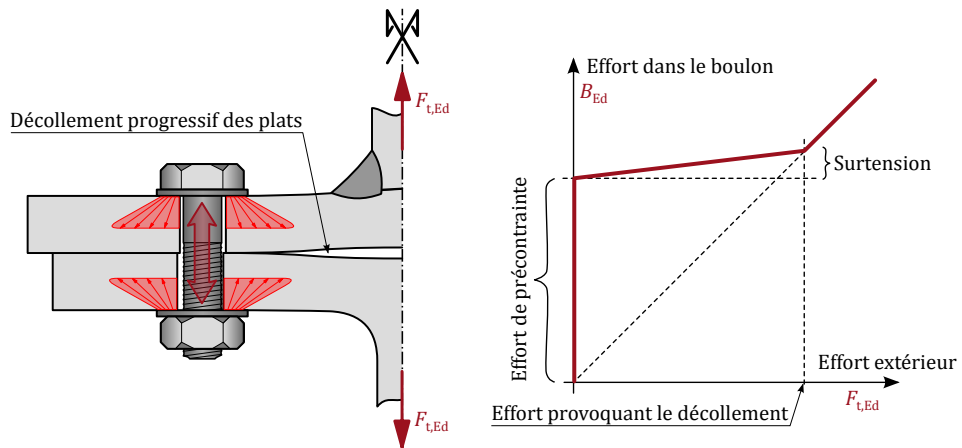


Figure 22: Assemblage par boulons précontraints sollicité parallèlement à l'axe de la vis

Si la traction imposée à l'assemblage est suffisamment élevée, celle-ci finit par compenser entièrement la précontrainte et les plats se décolent complètement, le comportement et la résistance ultime sont alors proches de ceux d'un assemblage par boulons non précontraints.

La précontrainte des boulons réduit considérablement les déformations en zone d'assemblage en plaquant les éléments entre eux. Elle est également bénéfique lorsque les sollicitations sont de nature à provoquer une fatigue des éléments de fixation.



2.3.2.2 Produits utilisés

Les boulons aptes à la précontrainte utilisés en construction métallique sont couverts par une norme européenne spécifique, la NF EN 14399 [10], qui s'appuie largement sur la normalisation internationale. Les boulons conformes à ce corpus sont reconnaissables par les signes HR ou HV (ainsi que les variantes HRC et HVP), voir la *Figure 23*.

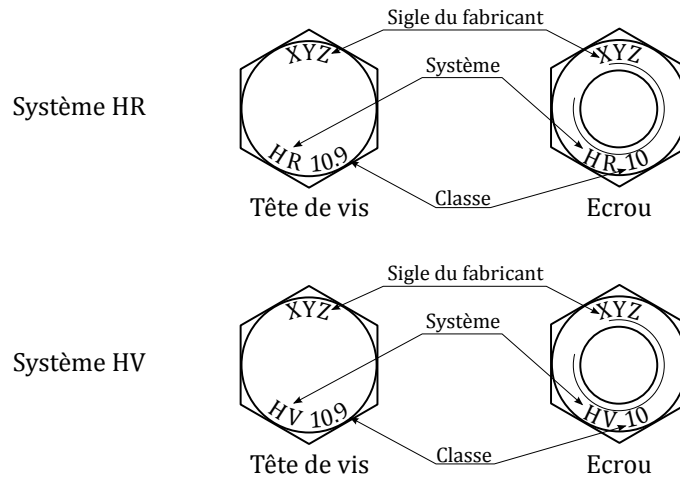


Figure 23 : Marquage des boulons aptes à la précontrainte



Comme pour les boulons SB, les signes HR, HV indiquent que les boulons en question disposent du marquage CE. Un numéro de lot peut être ajouté, et certains produits peuvent également faire l'objet de la certification volontaire française «marque NF».

L'existence de plusieurs types de boulons précontraints (HR et HV) reflète les pratiques historiques des différents pays européens. Tous les produits utilisés en construction métallique sont cependant conçus pour être mis en œuvre avec l'effort de précontrainte nominal suivant :

$$F_{p,C} = 0,7 f_{ub} A_s$$

Les boulons HR correspondent au système utilisé notamment en France. Ils sont disponibles en classe de qualité 8.8 et 10.9 et chaque lot est normalement fourni avec une définition précise du coefficient k liant le couple de serrage à l'effort de précontrainte appliqué (par la formule $C = k d F_{p,C}$). Cette dernière condition est indispensable pour pouvoir serrer le boulon par la méthode du couple (voir au *paragraphe 2.3.2.3*), méthode de référence en France.

Les boulons HV correspondent au système utilisé notamment en Allemagne. Ils sont disponibles en classe de qualité 10.9 uniquement, et sont fournis dans une fourchette de coefficient k , au lieu d'une valeur caractérisée précisément par lot. De tels boulons sont prévus pour une mise en œuvre par la méthode combinée, décrite au *paragraphe 2.3.2.3*.

Un boulon HV présente une longueur non filetée plus grande que celle d'un boulon HR équivalent. Cela peut être un avantage, notamment lorsque la résistance au stade de la ruine fait appel au fonctionnement en cisaillement et pression diamétrale (à l'instar d'un boulon non précontraint). Il est en effet plus facile de s'assurer que le plan de cisaillement passe par la partie lisse de la tige. Cependant, cela demande plus de longueurs différentes pour couvrir une même gamme d'épaisseur à serrer (donc une gestion des stocks plus lourde).

Les performances mécaniques des boulons HR et HV sont relativement proches, au point que les normes de calculs actuelles ne les distinguent pas. On notera toutefois que les boulons HV tendus périssent par arrachement des filets, mode de ruine moins ductile et donc moins souhaitable que l'allongement du corps fileté de la vis (mode de ruine préférentiel des boulons HR).



Historiquement, les boulons HV étaient serrés pour un effort de précontrainte 10% plus faible que les boulons HR équivalents. Si les normes européennes actuelles ont fait disparaître cette différence, cette pratique perdure et se retrouve parfois sur les préconisations de serrage des fabricants (qu'il convient alors de suivre).



Les boulons HRC se distinguent principalement des boulons HR par leur mode de mise en œuvre, et ne sont disponibles qu'en classe de qualité 10.9. Ces boulons comportent un embout fusible à l'extrémité de la tige, embout qui est rompu par l'outillage de pose spécifique lorsque la précontrainte attendue est atteinte. Les boulons HVP sont eux utilisés comme boulons ajustés (voir le [paragraphe 2.3.2.4](#)).

Les dimensions principales des boulons HR sont données dans le [Tableau 8](#). Par rapport aux boulons SB, les boulons aptes à la précontrainte présentent un surplat large (côtes s et e augmentées), ceci afin de mieux répartir la pression exercée par la précontrainte.

d (mm)	P (mm)	s (mm)	e (mm)	k (mm)	m (mm)	A (mm ²)	A_s (mm ²)
M12	1,75	22	23,91	7,5	10,8	113	84,3
(M14)	2	24	26,17	8,8	12,8	154	115
M16	2	27	29,56	10,0	14,8	201	157
(M18)	2,5	30	32,95	11,5	15,8	254	192
M20	2,5	32	35,03	12,5	18,0	314	245
(M22)	2,5	36	39,55	14,0	19,4	380	303
M24	3	41	45,20	15,0	21,5	452	353
(M27)	3	46	50,85	17,0	23,8	573	459
M30	3,5	50	55,37	18,7	25,6	707	561
M36	4	60	66,44	22,5	31,0	1018	817

Tableau 8 : Dimensions principales des boulons HR

Les boulons HV possèdent un écrou environ 10% moins haut que le HR ou le SB, alors que les boulons HRC peuvent être fournis avec des écrous environ 10% plus hauts. Pour ces deux types de boulons, les diamètres non préférentiels M14 et M18 ne sont pas disponibles.



Comme pour les boulons SB, il ne faut pas souder un boulon apte à la précontrainte.

Les résistances en traction ou en cisaillement des boulons précontraints sont identiques à celles des boulons SB, données dans le [Tableau 5](#).

Le [Tableau 9](#) fournit la résistance au glissement à l'ELU des boulons précontraint (valeur nominale de l'effort de précontrainte), pour un plan de frottement. Avec un coefficient de frottement de 0,3, la résistance au glissement correspond environ à la moitié de la résistance au cisaillement en partie filetée.



	Surface nettoyée à la brosse métallique		Surface grenailée	
	Coefficient de frottement = 0,3		Coefficient de frottement = 0,5	
	8.8	10.9	8.8	10.9
M12	12,9	16,1	21,4	26,8
(M14)	17,6	22,0	29,4	36,7
M16	23,9	29,9	39,9	49,8
(M18)	29,4	36,7	49,0	61,2
M20	37,4	46,7	62,3	77,9
(M22)	46,3	57,9	77,2	96,5
M24	53,8	67,3	89,7	112
(M27)	70,2	87,7	117	146
M30	85,6	107	143	178
(M33)	106	132	176	221
M36	125	156	208	260

Tableau 9: Résistance au glissement à l'ELU en kN d'un boulon précontraint, par plan de frottement (trous normaux)

2.3.2.3 Mise en œuvre et dispositions constructives

Toutes les dispositions concernant les perçages prévues pour les boulons non précontraints (voir le [paragraphe 2.3.1.3](#)) s'appliquent également aux boulons précontraints. Ci-dessous sont données les exigences complémentaires pour les rondelles et les surfaces de frottement, ainsi que la description des principales méthodes de serrage.

Quelle que soit la méthode de serrage utilisée, un premier serrage « au refus », comme pour un boulon non précontraint, doit être réalisé avant l'introduction de l'effort de précontrainte. À noter qu'un boulon qui a été serré de façon à atteindre la précontrainte nominale puis démonté ne doit pas être réutilisé.

Rondelles et plaquettes additionnelles

L'utilisation de deux rondelles est obligatoire avec des boulons précontraints de classe 10.9, une sous l'écrou et une sous la tête de vis. Pour les boulons précontraints de classe 8.8, seule la rondelle sous l'élément tourné au serrage (l'écrou, en général) est obligatoire mais il est recommandé de conserver les deux rondelles. Pour les boulons HR, l'usage est de livrer les boulons avec un écrou et deux rondelles pré-montées sur la vis. Il s'agit par ailleurs d'une exigence de la marque NF pour ce type de produit.

L'utilisation de plaquettes additionnelles est exigée dans les mêmes conditions que pour les boulons non précontraints.

Surfaces de frottement

Deux surfaces qui présentent une certaine rugosité adhèrent mieux l'une à l'autre sous l'effet de la précontrainte que deux surfaces polies. La mobilisation de la friction entre les plats nécessite donc de maîtriser l'état des surfaces en contact.

L'effort maximum qu'il est possible de mobiliser avant de provoquer le glissement entre deux plats est lié à l'effort de précontrainte par le coefficient de frottement des surfaces en contact. Deux surfaces en acier non peintes et ayant été convenablement nettoyées à la brosse métallique présentent un coefficient de frottement de 0,3. Il est possible d'améliorer cette valeur par grenailage léger ou sablage des surfaces en contact (0,5). Le coefficient de frottement peut être modifié par un éventuel traitement de surface (galvanisation, peinture), en général à la baisse.



Serrage par la méthode du couple

Historiquement, la méthode du couple est la plus utilisée en France. L'introduction de l'effort de précontrainte est entièrement réalisée à la clé dynamométrique, il est donc nécessaire de disposer d'une évaluation précise du coefficient k liant le couple à l'effort de traction. Les boulons d'un même assemblage sont d'abord tous serrés jusqu'à 75 % du couple correspondant à la précontrainte nominale. Ensuite, une seconde phase de serrage est réalisée jusqu'à 110 % du couple nominal (le supplément permettant notamment de compenser la variabilité sur le coefficient k).

Serrage par la méthode combinée

La méthode combinée comprend une première phase avec un serrage à la clé dynamométrique, semblable à la première phase de la méthode du couple (75 %). La précontrainte finale est obtenue en tournant ensuite chaque écrou d'un angle déterminé (fonction de l'épaisseur à assembler). Afin de permettre le contrôle ultérieur du serrage, il est nécessaire d'effectuer un repérage de la position des différents éléments (tige, écrou, rondelle, élément de structure) avant d'imprimer la rotation finale.

Serrage par la méthode HRC

Les boulons HRC disposent d'une méthode de serrage spécifique. Les vis disposent d'un embout fusible à l'extrémité de la tige, et sont mises en œuvre à l'aide d'un outillage dédié. Cet outil comporte deux douilles : une intérieure pour l'embout et l'autre, extérieure, pour l'écrou. Lors de la mise en précontrainte, c'est d'abord la douille extérieure qui tourne (voir la [Figure 24a](#)). Lorsque la précontrainte prévue est atteinte, la douille extérieure s'arrête, la douille intérieure entre alors en rotation (voir la [Figure 24b](#)) pour sectionner l'embout fusible.

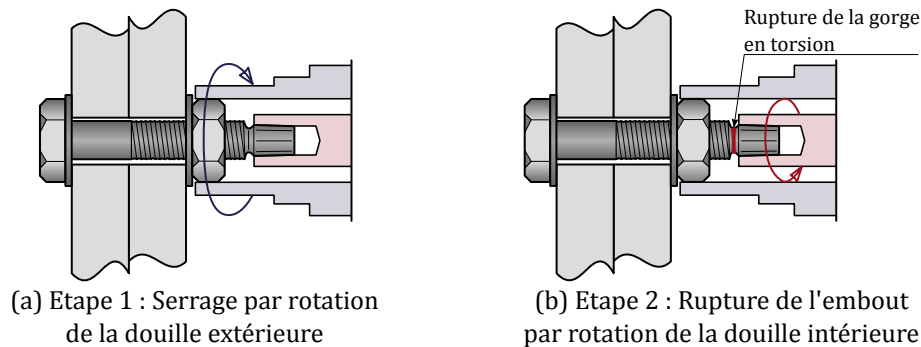


Figure 24: Serrage des boulons HRC

Chaque boulon d'un même assemblage est d'abord serré jusqu'à l'arrêt de la douille extérieure, puis le serrage est repris pour chaque boulon jusqu'à rupture de l'embout. Cette méthode permet un gain de temps de mise en œuvre appréciable. Le principal inconvénient vient de la taille de l'outillage, qui implique de prévoir un espace libre d'obstacle sur 5 ou 6 cm tout autour de l'écrou (suivant l'outillage utilisé). De plus la surface de rupture s'oxyde rapidement et doit donc faire l'objet d'une protection complémentaire (en général, par peinture riche en zinc). Certains boulons HRC sont livrés avec une définition précise du coefficient k , ce qui permet alternativement de les serrer à l'aide de la méthode du couple (ou combinée).

2.3.2.4 Cas particulier des boulons ajustés

Les boulons ajustés (ou « plein trous », ou encore calibrés) sont des boulons mis en œuvre dans des trous ne présentant pratiquement pas de jeu par rapport à la partie lisse de la tige. Cela permet d'éliminer l'effet du glissement dans les assemblages.

Un boulon HVP est généralement utilisé dans ce cas, car il s'agit du seul produit spécifiquement conçu pour cette application (voir la [Figure 25](#)). Le diamètre d_s de la partie lisse d'un tel boulon mesure environ 0,8 mm de plus que le diamètre nominal d du boulon, et le perçage doit être fait à $d+1$ mm. Bien que cela ne soit pas indispensable pour éviter le déplacement dans l'assemblage, les boulons HVP sont aptes à être précontraints.





La tige d'un boulon HVP est fabriquée avec une tolérance stricte sur le diamètre en partie lisse. Par exemple, un boulon HVP M16, destiné à être mis en œuvre dans un trou de 17 mm, présente un diamètre sur tige lisse entre 16,74 mm et 16,85 mm.

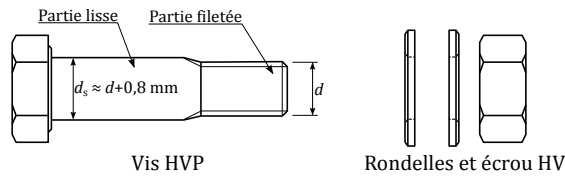


Figure 25: Boulons ajustés HVP

L'usage des boulons ajustés est difficilement compatible avec des tolérances usuelles de fabrication et de montage d'une ossature métallique. En pratique, il est nécessaire d'aléser les trous sur site, une fois que les éléments de charpente ont été positionnés. Cette contrainte est un frein important à l'utilisation de ces produits.

2.3.2.5 Critères de choix entre boulons précontraints et non précontraints

Le **Tableau 10** précise lorsqu'il est recommandé d'utiliser des boulons précontraints pour les différents assemblages articulés présentés au **paragraphe 5.2**.

Exemple d'assemblages articulés (voir le paragraphe 5.2)	Boulons précontraints recommandés ?
Assemblage de contreventement par gousset, dans les cas suivants : - Inversion des efforts (p.ex. : contreventement fonctionnant en traction et en compression) - Conception parasismique avec $q > 1,5$ - Vibrations importantes, fatigue (p.ex. : présence de pont roulant $\geq S1$)	Oui
Autres cas d'assemblage par gousset	Non
Assemblage par double cornière ou par platine d'about réduite, lorsque les barres assemblées font partie de l'ossature primaire (conception parasismique avec $q > 1,5$)	Oui
Autres cas d'assemblage par double cornière, platine d'about réduite, gousset soudé ou couvre-joints d'âme	Non
Assemblage de poteau pendulaire ou d'ossature secondaire	Non

Tableau 10: Cas où les boulons précontraints sont recommandés pour les assemblages articulés

Le **Tableau 11** précise lorsqu'il est recommandé d'utiliser des boulons précontraints pour les différents assemblages de continuité présentés au **paragraphe 5.3**.

Exemple d'assemblages de continuité (voir le paragraphe 5.3)	Boulons précontraints recommandés ?
Assemblage de continuité par éclissage	Oui
Assemblage de continuité par platine d'about, dans les cas suivants : - Conception parasismique avec $q > 1,5$ - Vibrations importantes, fatigue (p.ex. : corbeau de pont roulant $\geq S1$)	Oui
Autres cas d'assemblage de continuité par platine d'about	Non

Tableau 11: Cas où les boulons précontraints sont recommandés pour les assemblages de continuité



2.3.3 Assemblages par soudage

Le soudage consiste en l'assemblage de deux éléments par fusion locale des bords à assembler, avec ou sans adjonction d'un produit d'apport. L'opération de soudage reconstitue une continuité de matière, ce qui en fait un mode d'assemblage permanent.

2.3.3.1 Principaux procédés de soudage utilisés en construction métallique

En construction métallique, la fusion de l'acier est généralement obtenue par la création d'un arc électrique entre un fil-électrode et la pièce à souder. Le métal fondu provenant de chacun des deux (métal de base MB et d'apport MA) comble l'interface au niveau du joint à souder. Au fur et à mesure du refroidissement du bain de fusion, celui-ci se solidifie et forme un lien solide avec le métal de base, jusqu'à obtenir la continuité du métal.

Soudage manuel à l'électrode enrobée

Le soudage manuel avec électrode enrobée est l'un des procédés les plus communs, la [Figure 26](#) en schématise le principe. L'électrode enrobée entre en fusion sous l'effet de l'arc électrique. L'âme métallique de l'électrode constitue le métal d'apport, alors que l'enrobage crée un gaz de protection protégeant le bain de fusion de la contamination atmosphérique. Une couche de laitier se forme en surface du bain de fusion, et doit être éliminée entre chaque passe et en fin d'opération.

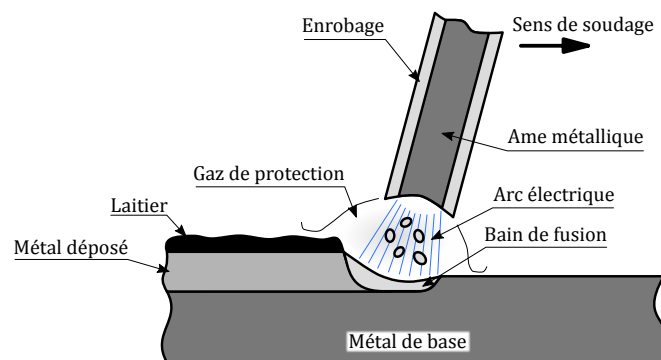


Figure 26 : Principe du soudage à l'électrode enrobée

Le soudage à l'électrode enrobée est un procédé très polyvalent mais entièrement manuel. Il est particulièrement adapté à la réalisation de cordons de faibles dimensions dans des conditions d'accès difficiles, ou au soudage sur chantier.

Soudage semi-automatique MIG/MAG

Le procédé de soudage MIG/MAG (*Metal Inert Gas* et *Metal Activ Gas*), très courant en construction métallique, permet une automatisation plus importante. Le métal d'apport est constitué par un fil-électrode fusible déroulé automatiquement à l'avancement, voir la [Figure 27](#). La protection du bain de fusion vis à vis de l'atmosphère est réalisé par un flux gazeux (CO_2 ou Argon + CO_2 en général pour le MAG). La protection par flux gazeux rend ce procédé plus sensible aux conditions atmosphériques, il est donc plus adapté au soudage en atelier.



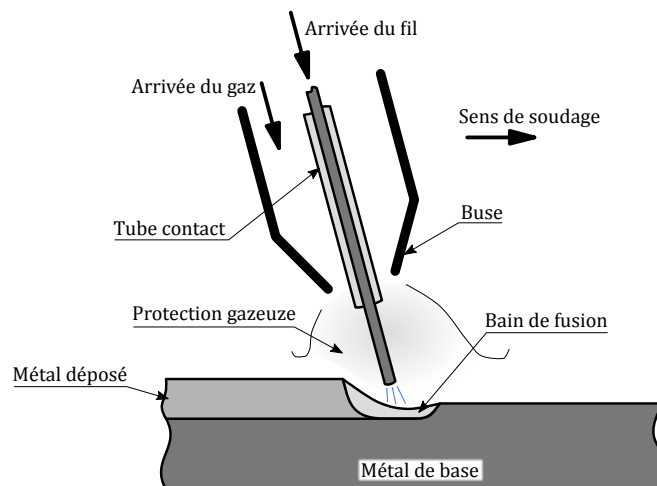


Figure 27: Principe du soudage MIG/MAG

Soudage semi-automatique par fil fourré

Le soudage au fil fourré est en quelque sorte un mélange des deux procédés précédents. Dans ce cas, le fil-électrode est creux et rempli d'une poudre de composition analogue à l'enrobage d'une électrode. La fusion de cette poudre génère la protection du bain de fusion.

Soudage automatique sous flux

Le procédé de soudage sous flux pulvérulent, voir la [Figure 28](#), permet une automatisation bien plus importante. Le fil-électrode nu entre en fusion sous l'effet de l'arc électrique, et constitue le métal d'apport. Le flux pulvérulent fond partiellement et crée un laitier de protection. Ce procédé permet des vitesses d'avancement très importantes, mais il est limité au soudage à plat et en angle à plat. Il est notamment très utilisé pour la fabrication des profilés reconstitués soudés (cordons âme-semelle).

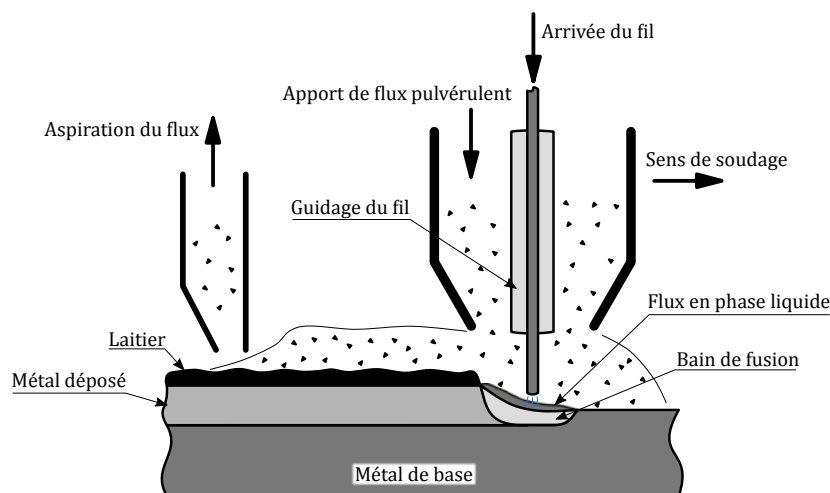


Figure 28: Principe du soudage sous flux pulvérulent

2.3.3.2 La conception des assemblages soudés

Il existe plusieurs façons de classer les assemblages soudés, caractérisant différents aspects de leur conception ou de leur réalisation. Du point de vue du concepteur, les soudures seront principalement différenciées par les critères suivants :

- Position des plats entre eux ([voir Figure 29](#)) ;
- Type de soudure ([voir Figure 30](#)).



Les termes utilisés ci-après permettent de distinguer clairement les notions d'assemblage bout à bout (*Butt Joint*) et de soudure en bout (*Butt Weld*), qui peuvent être confuses dans certains textes en français.

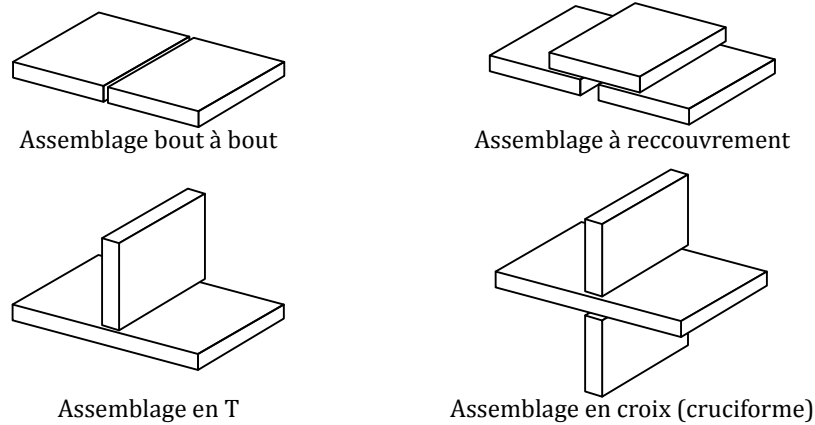


Figure 29: Différentiation des assemblages soudés en fonction de l'orientation des plats

Les soudures en bout correspondent à une continuité entre deux faces qui sont en vis-à-vis (voir la Figure 30a et b). Suivant les conditions, les soudures en bout peuvent être réalisées en utilisant un procédé à forte pénétration et/ou en réalisant un chanfrein préalablement à l'exécution du soudage. Au sein d'une ossature de bâtiment en acier, elles sont principalement utilisées pour réaliser des assemblages bout à bout, ainsi que des assemblages en T ou en croix lorsque les épaisseurs deviennent importantes.

Les soudures d'angle correspondent à une continuité réalisée entre deux faces formant un angle rentrant, sans chanfrein préalable (Figure 30d). Au sein d'une ossature de bâtiment en acier, elles sont généralement utilisées pour réaliser des assemblages en T, en croix ou en recouvrement pour des éléments d'épaisseur relativement modeste. Les soudures d'angle dans un assemblage bout à bout (Figure 30c) provoquent un changement d'épaisseur assez brusque, cette disposition est donc déconseillée (voir aussi la Figure 31).

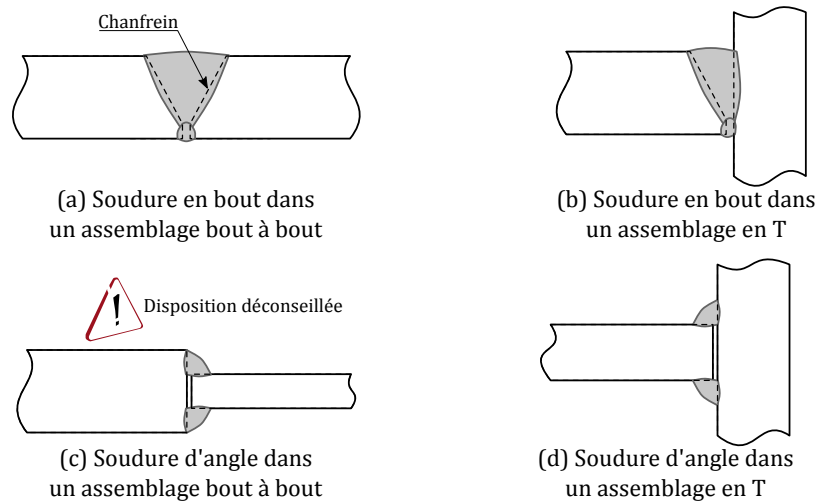


Figure 30: Différentiation des soudures en bout et d'angle

Dans le cas d'assemblages bout à bout d'éléments d'épaisseur différente, il est préférable de prévoir une transition douce, comme le montre la Figure 31b ou la Figure 31c. La configuration a est à proscrire car le cordon de soudure est alors sollicité en flexion du fait de l'excentrement. La pente du délardage pour la configuration c peut encore être adoucie pour répondre à certaines exigences (p.ex.: 1/4 en présence de fatigue).



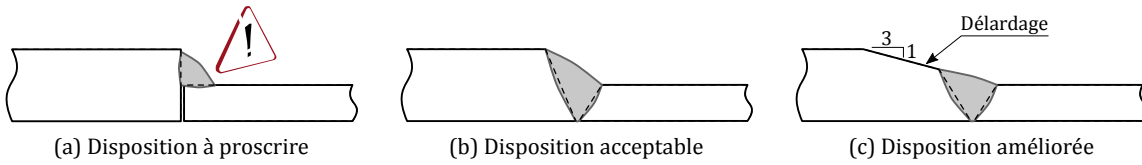


Figure 31 : Soudures en bout de plats d'épaisseurs différentes

Une soudure d'angle présente une section approximativement triangulaire. Sa résistance est vérifiée par projection des contraintes au droit de sa section la plus faible. La Figure 32 montre la soudure idéalisée ainsi que la surface minimale servant à la vérification, le plan de gorge. Cette surface est définie par la gorge de la soudure, notée a ou a_w , et sa longueur L ou L_w .

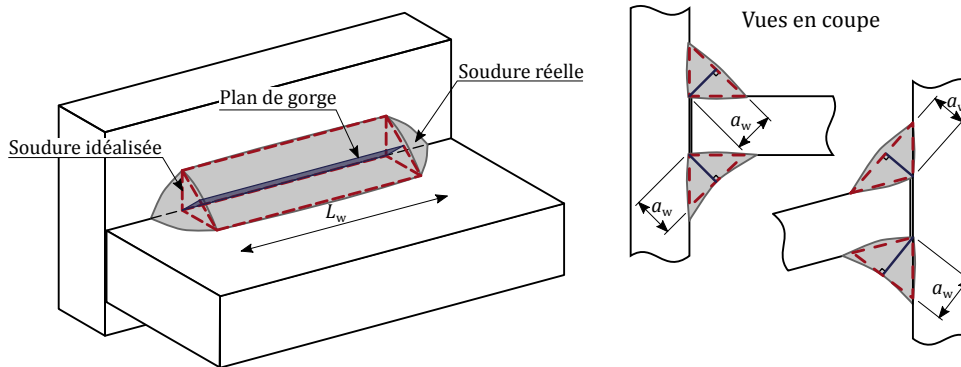


Figure 32 : Idéalisation d'un cordon d'angle

La gorge a correspond à la hauteur du plus grand triangle inscrit dans la section de la soudure. Compte tenu de la différence d'orientation entre le plan de gorge et la section des plats assemblés, il est nécessaire d'effectuer une projection des contraintes (ou des efforts) pour effectuer la vérification de la soudure.

La gorge utile doit être au minimum de 3 mm. La longueur d'un cordon d'angle correspond à la longueur sur laquelle ce dernier possède sa pleine épaisseur. À chaque extrémité du cordon de soudure, il subsiste des zones d'amorce où celui-ci n'est pas pleinement efficace. La longueur du cordon est donc réduite de deux fois la gorge utile dans les calculs pour tenir compte de ces zones d'amorce inefficaces.



Pour certains assemblages, il peut être intéressant de retirer physiquement les zones d'amorce en utilisant des appendices. Ces derniers correspondent à une sur largeur de part et d'autre des plats à assembler, et destinée à recevoir les zones d'amorce de soudage. À la fin de l'opération, les appendices sont supprimés de sorte que le cordon présente bien sa pleine épaisseur sur toute la largeur des plats.

Le respect des valeurs minimales données dans le Tableau 12 permettent de vérifier automatiquement qu'un assemblage par double cordon d'angle reconstitue la résistance du plat attaché (si la soudure est réalisée sur toute la largeur de plat).

	Nuance d'acier	Gorge des cordons d'angle
	S235	$a_w \geq 0,46 t$
	S275	$a_w \geq 0,53 t$
	S355	$a_w \geq 0,58 t$

Tableau 12 : Condition pour des cordons d'angle reconstituant la résistance du plat attaché

Il est d'usage de respecter une certaine proportion entre la gorge d'une soudure d'angle et l'épaisseur des plats assemblés :

$$a_{min} = \sqrt{t_{max}} - 0,5 \quad (\text{en mm})$$

$$a_{max} = 0,7 t_{min}$$



Ces règles ne sont pas absolues, mais elles correspondent à un domaine qui ne nécessite généralement pas de précautions particulières pour la réalisation du cordon de soudure (pour les nuances d'acier de base S235, S275 et S355).



Lorsque le cordon de soudure est trop petit par rapport à l'épaisseur des plats, le risque de manque de fusion (aussi appelé « collage ») est augmenté. S'il est trop gros, les propriétés du métal de base peuvent être dégradées par les contraintes thermiques (« surchauffe » ou « brûlure » de l'acier). Ces phénomènes doivent être maîtrisés à priori par la qualification du mode opératoire de soudage (MOS)

Il n'est pas possible de réaliser n'importe quelle dimension de soudure en une seule étape. Au-delà d'une gorge de l'ordre de 5 à 8 mm, dépendant du procédé utilisé, il est nécessaire de réaliser plusieurs passes de soudage (c'est-à-dire plusieurs cordons « empilés » les uns sur les autres). Dans ce cas, il peut être préférable d'effectuer une soudure en bout avec chanfrein au lieu d'un cordon d'angle.

Une soudure en bout peut être à pénétration complète ou partielle selon que la continuité soit réalisée sur toute l'épaisseur de la face, ou seulement sur une partie de cette épaisseur. Une soudure en bout à pénétration complète (ou « pleine pénétration », ou encore « soudure interpénétrée », voir [Figure 33a](#)) reconstruit normalement la résistance de la tôle attachée la plus faible.

Lorsqu'une soudure à pénétration partielle respecte les conditions données en [Figure 33b](#), il est permis de considérer qu'elle se comporte comme une soudure à pénétration complète. Dans les deux cas précédents, les cordons ne nécessitent ainsi pas de vérification de résistance particulière (si la longueur de la soudure coïncide avec celle du plat).

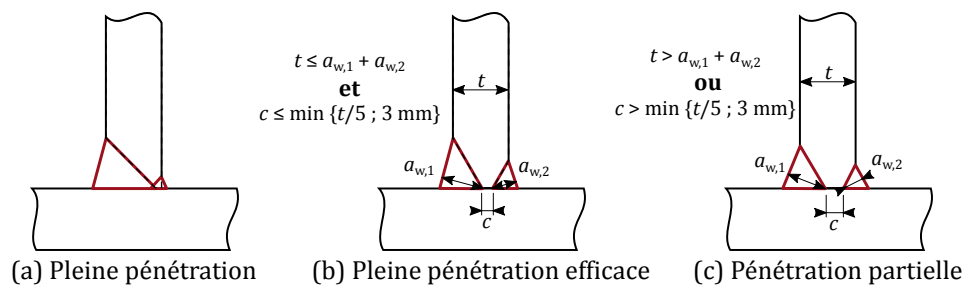


Figure 33 : Pénétration des soudures en bout

Une soudure en bout à pénétration partielle, telle que montrée à la [Figure 33c](#), nécessite une vérification explicite de leur résistance. Puisque les cordons présentent une section approximativement triangulaire, ils peuvent être vérifiés de façon analogue aux soudures d'angle.

2.3.3.3 Le contrôle de soudage

La qualité d'un assemblage soudé doit être assurée par des opérations de contrôle avant, pendant et après soudage.

Le contrôle avant soudage comprend en premier lieu l'usage de modes opératoires de soudage qualifiés, c'est-à-dire ayant été testés sur des échantillons ayant ensuite subi un certain nombre de contrôles destructifs et non destructifs. Les opérateurs doivent eux-mêmes être qualifiés spécifiquement pour les travaux de soudage qu'ils sont amenés à réaliser.

Les soudures amenées à être incorporées dans l'ouvrage doivent faire l'objet de contrôles non destructifs (CND), dont l'étendue dépend de nombreux facteurs : type de soudure et taux de travail, niveau d'exigence sur la qualité de l'exécution (classe EXC suivant la norme [1]), etc. Ces contrôles non destructifs sont réalisés après achèvement, mais également parfois entre deux passes d'une même soudure.



Le terme CND (contrôle non destructif) est parfois remplacé par END (essai non destructif). Ces deux termes ne sont pas strictement interchangeables, car le contrôle correspond à l'essai accompagné de son interprétation.



Contrôle visuel

Le premier des CND correspond au contrôle visuel qui peut être mené par le soudeur lui-même, pour la totalité des soudures exécutées. Il s'agit d'un contrôle peu onéreux mais qui ne donne pas d'information sur la structure interne du cordon et largement dépendant de l'expérience de l'opérateur.

Contrôle par ressuage

L'essai de ressuage permet de détecter les défauts débouchants. Un liquide pénétrant est appliqué sur la surface à tester; après pénétration et élimination de l'excès de liquide, un révélateur (poudre) est appliqué. Le liquide retenu dans les défauts ressort et colore le révélateur. Procédé simple et peu coûteux, il ne donne pas de renseignement sur la santé interne du cordon.

Contrôle par magnétoscopie

Le contrôle par magnétoscopie consiste à soumettre le cordon à un champ magnétique et un révélateur (poudre magnétique) qui s'accumule au droit des défauts. Relativement simple et rapide, mais nécessitant un matériel particulier, il détecte les défauts débouchants ou sous-jacents à faible profondeur (jusqu'à environ 2 mm).

Contrôle par ultrason

Le contrôle par ultrason consiste en l'émission d'ondes dont le trajet est perturbé par les défauts. Ce procédé est utilisable pour les assemblages à pleine pénétration, notamment pour de tôles de fortes épaisseurs.

Contrôle par radiographie

La radiographie des soudures (par rayons X ou γ) permet de visualiser les défauts internes des soudures interpénétrées (principalement bout à bout) de tôles de faible épaisseur. Ce procédé est relativement cher et nécessite le respect rigoureux de règles de sécurité (risque d'exposition aux rayonnements ionisants).

2.4 Principes de vérifications des structures en acier

2.4.1 Généralités

Il est indispensable, pour un concepteur, de pouvoir appréhender correctement le comportement de l'ossature sur laquelle il travaille. Cela signifie notamment qu'il doit prévoir la façon dont cette ossature va se déformer sous l'effet des différentes actions appliquées, comment vont se répartir les sollicitations et les contraintes, etc. Pour cela, et malgré l'usage aujourd'hui presque systématique des outils informatiques, il est nécessaire de disposer de solides connaissances dans le domaine de la mécanique des structures.

Le cadre classique de cette discipline considère un matériau homogène et isotrope qui présente un comportement élastique et linéaire. L'acier dispose de toutes ces caractéristiques jusqu'à des contraintes élevées (limite d'élasticité, voir le [paragraphe 2.1](#)). Par ailleurs, les ossatures courantes en acier sont majoritairement constituées d'éléments linéaires (voir le [paragraphe 2.2](#)) qui se prêtent bien à des modélisations simples.

Le concepteur d'une ossature métallique doit parfois faire appel à des notions plus avancées de mécanique, allant au-delà du cadre classique de la résistance des matériaux, comme les problématiques d'instabilité ou le comportement dans le domaine plastique. La bonne compréhension des phénomènes



d'instabilité est indispensable pour appréhender la vérification des ossatures métalliques, et celle de la plasticité permet une certaine optimisation avec les codes de calculs modernes, basés sur le concept des états limites (voir 2.4.2). Elles sont abordées respectivement aux paragraphes 2.4.3 et 2.4.4.

2.4.2 Vérifications aux états-limites

Un état-limite correspond à un seuil qui ne doit pas être dépassé par l'ossature, sous peine de ne plus pouvoir garantir sa sécurité, son utilisation, etc. Au-delà d'un état-limite, l'ossature ne satisfait plus à au moins une des exigences pour laquelle elle a été initialement conçue.

On distingue couramment deux familles d'états-limites :

- Les états-limites ultimes, abrégés en ELU ;
- Les états-limites de service, abrégés en ELS (parfois ELSer).

2.4.2.1 Etats-limites ultimes (ELU)

L'ELU est associé à une exigence de sécurité des personnes et de la préservation des biens. La vérification à l'ELU correspond au contrôle de la résistance de l'ossature, afin notamment d'éviter son effondrement (total ou partiel). Elle inclut les vérifications liées aux capacités du matériau (limite d'élasticité, par exemple), aux instabilités (voir 2.4.3), à la perte d'équilibre (au montage, par exemple), etc.

Elle est habituellement conduite sous une combinaison d'actions pondérées, c'est-à-dire sous un cumul des effets des actions permanentes (poids propre, etc.) et des actions variables (exploitation, neige, vent, etc.) majorés d'un coefficient supérieur à l'unité.



Les codes de calculs attribuent une valeur dite caractéristique aux différentes actions variables. Cette valeur est attachée, lorsque c'est possible, à une certaine probabilité d'être dépassée sur 1 an (2% habituellement, ce qui correspond à une période de retour de 50 ans).

Les coefficients de pondération usuels en France valent 1,35 pour les actions permanentes et 1,50 pour les actions variables. Lorsque la charge permanente a un effet favorable, par exemple face à une action de soulèvement du vent, la pondération est réduite à 1,0 (voire à 0,9 pour une vérification de perte d'équilibre). Lorsque plusieurs actions variables peuvent intervenir en même temps, la pondération prend en compte l'improbabilité que ces divers effets atteignent leur maximum au même moment. Le résultat d'une telle combinaison pondérée est un état de chargement n'ayant qu'une probabilité très faible d'être atteint ou dépassé (de l'ordre de 0,1 ou 0,2% par an).

Les situations accidentelles, telles que l'incendie ou le séisme, font également partie des ELU, mais sont traitées différemment. Ces événements ayant par nature une probabilité faible d'être observés, leurs effets sont pris en compte sans majoration au sein des combinaisons d'action.

2.4.2.2 Etats-limites de service (ELS)

L'ELS est associé principalement au bon fonctionnement de l'ossature dans son utilisation normale et au confort des usagers. Les exigences liées à l'ELS sont donc largement dépendantes de l'usage qui est prévu pour l'ossature. En principe, les critères peuvent donc être fixés différemment pour chaque projet de construction.

En pratique, la vérification à l'ELS dans une ossature métallique courante correspond essentiellement au contrôle de la déformation de l'ossature. Une trop grande déformabilité peut être incompatible avec certains équipements de l'ouvrage (ponts roulants, ascenseurs, etc.), dégrader les éléments d'enveloppe ou même gêner la manœuvre des portes et fenêtres.

L'usage est de limiter la déformation des différents éléments par rapport à leur dimension caractéristique. Par exemple, une poutre ne devra pas se déformer au-delà du 200^e de sa portée. Des limites de déformation adaptées aux cas les plus courants sont répertoriées dans les codes de calcul.



Ces vérifications sont conduites sous une combinaison d'actions non pondérées, le cumul des effets des actions permanentes et des actions variables n'est pas majoré. Le résultat d'une combinaison ELS possède donc une probabilité sensiblement plus grande d'être atteinte ou dépassée qu'une combinaison ELU (1 à 2 % par an).

2.4.3 Instabilités

Dans le domaine de la résistance des matériaux, une instabilité correspond à une modification brutale de la réponse d'une structure à une charge qui augmente progressivement. Ce changement de comportement survient en présence de contraintes de compression, et s'accompagne d'une modification de la géométrie de la structure.

2.4.3.1 Flambement d'une barre comprimée

L'instabilité la plus classique est le flambement (quelque fois appelée « flambage ») intervenant dans les barres soumises à un effort de compression. Cette instabilité peut facilement être reproduite à l'aide d'une règle fine en métal : sous un effort de compression orienté dans le sens de sa longueur, celle-ci se « dérobe » brusquement présentant ainsi une déformée de flexion. L'expression « flambement par flexion » est parfois utilisée pour marquer ce comportement.



L'expression « flambement par flexion » permet notamment de faire la distinction avec deux autres modes de flambement plus rares (et non détaillés ici) : le flambement par torsion et le flambement par flexion-torsion. Le premier correspond à un vrillage de la barre sur elle-même et concerne principalement les sections cruciformes. Le second correspond en quelque sorte à une interaction du précédent avec le flambement par flexion, et intéresse notamment les profils en U.

Le flambement par flexion a été étudié du point de vue théorique par le mathématicien Leonhard Euler. Ses travaux ont permis de conclure que, pour une barre parfaitement rectiligne et simplement articulée à ses extrémités, l'instabilité se produit pour une charge de compression dite « critique » pouvant être exprimée sous la forme suivante :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L^2}$$

Cette charge critique dépend de la longueur L de la barre, du moment d'inertie de flexion de sa section transversale I , mais pas de la résistance du matériau qui la compose. L'effort critique le plus faible est normalement obtenu pour l'inertie minimale de la section.

Lorsque la barre est effectivement bi-articulée (*Figure 34a*), la longueur à prendre en compte est bien sa longueur physique, soit la distance entre points d'appui. Pour d'autres conditions d'appui, un artifice pratique est la substitution de la longueur L par une « longueur de flambement » (ou longueur critique), notée L_f ou L_{cr} , correspondant à la distance entre deux points de changement de courbure sur la déformée de flambement. La *Figure 34* donne des longueurs de flambement pour quelques conditions d'appui classiques.



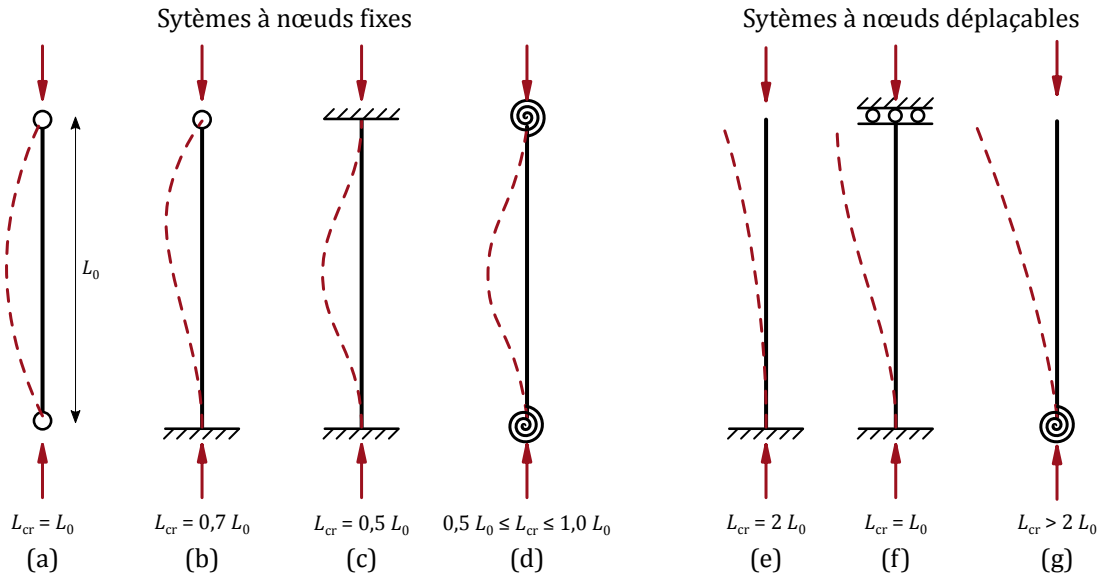


Figure 34: Longueurs de flambement



L'appui des cas (d) et (g) est caractérisé par une rigidité en rotation, soit le rapport du moment de flexion sur l'angle généré (en général en kN.m / rad). Dans ces conditions, la longueur de flambement peut être obtenue par des abaques ou des formules de la littérature.

Afin de juger plus facilement de la sensibilité vis-à-vis du flambement, la charge critique peut être écrite sous la forme suivante (on donne aussi la contrainte critique en compression simple):

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E A}{\lambda^2} \text{ ou } \sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

où λ est l'élancement géométrique de la barre, déterminé comme le rapport de sa longueur de flambement L_f au rayon de giration $i = \sqrt{I/A}$ de sa section transversale. Plus une barre possède une grande longueur comparée à ses autres dimensions, plus son élancement géométrique est élevé et plus sa résistance vis-à-vis du flambement est faible. Au contraire, lorsque λ est faible, la contrainte critique σ_{cr} augmente jusqu'à devenir supérieure à la limite d'élasticité f_y .



Il est d'usage d'éviter de concevoir un élément comprimé présentant un élancement supérieur à 200 [28]. Au-delà, la résistance devient particulièrement faible et peu de résultats expérimentaux viennent appuyer la précision du résultat obtenu.

Il existe un élancement particulier pour lequel $\sigma_{cr} = f_y$, qui est appelé élancement de référence et noté λ_1 . Ce point caractéristique ne dépend que du matériau, et a pour valeur:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Il est généralement fait appel à l'élancement réduit, noté $\bar{\lambda}$, qui est simplement le rapport de l'élancement géométrique λ et de l'élancement de référence λ_1 :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \approx \frac{\lambda}{93,9} \sqrt{\frac{f_y [\text{MPa}]}{235}}$$

La résistance vis-à-vis de la compression d'une barre théoriquement parfaite est donc déterminée par sa limite élastique pour les faibles élancements, et par la charge critique d'Euler pour les élancements plus importants (voir les courbes pointillées sur la Figure 35).

L'expérience montre que les barres réelles présentent des résistances plus faibles que celles déduites de la théorie (voir les points expérimentaux sur la Figure 35), en particulier pour les élancements intermédiaires ($0,5 \leq \bar{\lambda} \leq 1,5$) qui constituent la majorité des cas rencontrés en pratique. Ces écarts proviennent des inévitables défauts de rectitude des barres, ou encore des contraintes résiduelles introduites par leur fabrication (voir 2.1.2).



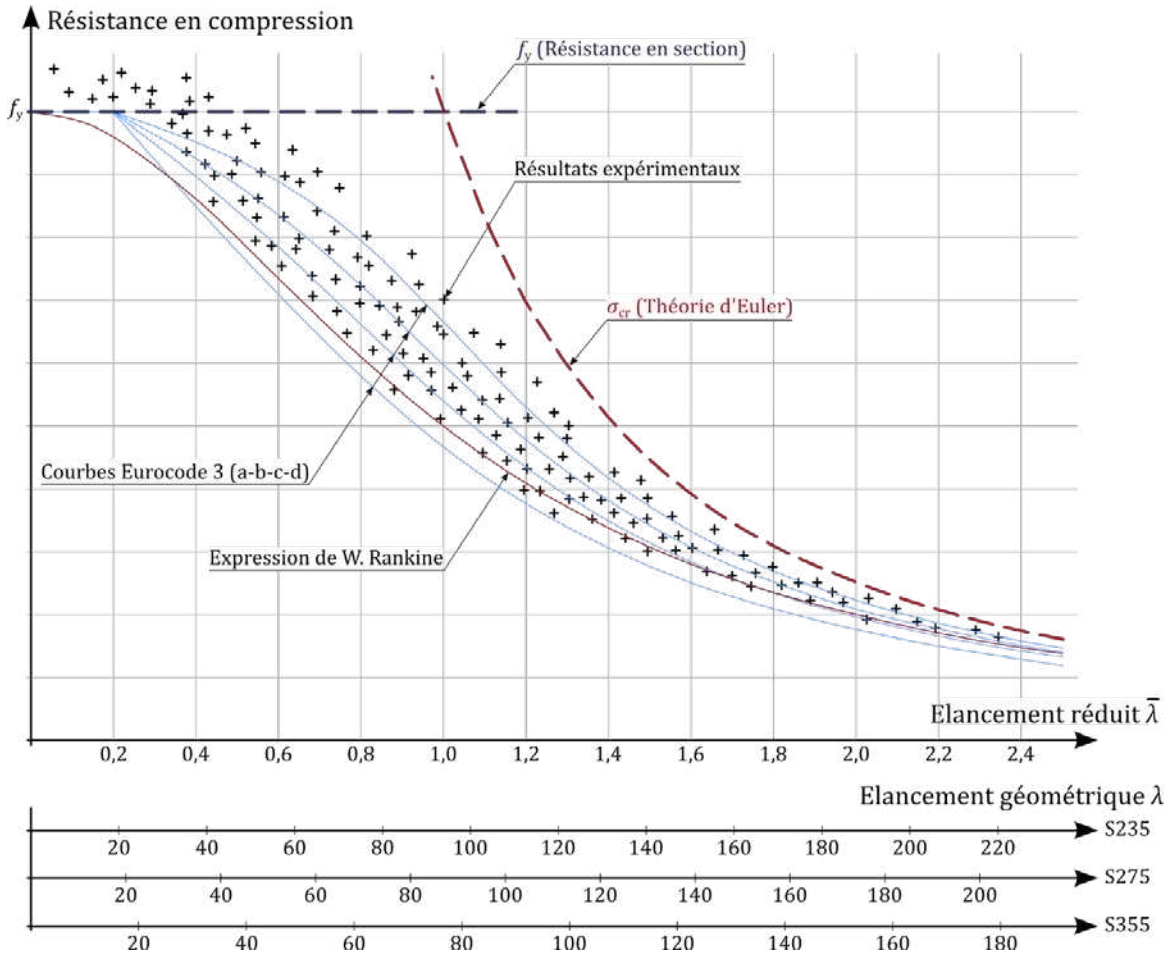


Figure 35: Résistance de barres bi-articulées en compression

La charge critique d'Euler n'est donc pas utilisée directement pour la vérification d'une ossature. À la place, les codes de calcul fournissent un coefficient de réduction de la résistance déterminé expérimentalement, noté χ , en fonction de l'élançement réduit $\bar{\lambda}$ de la barre.



Les codes de calcul modernes [4] prennent également en compte le type de section, permettant des optimisations supplémentaires. À élançement égal, un profil creux fini à chaud présente en effet une résistance au flambement légèrement supérieure à celle d'un PRS, par exemple.

Pour un calcul de pré-dimensionnement ne nécessitant pas une grande précision, l'expression de William Rankine ci-dessous offre une grande simplicité et s'avère souvent sécuritaire :

$$\chi \approx \frac{1}{1 + \bar{\lambda}^2}$$

Les sections couramment employées présentent des inerties différentes suivant le sens de flexion observé. Cette différence influence directement les rayons de giration, ce qui implique qu'une barre est généralement plus sensible au flambement suivant une direction par rapport à une autre. Dans une ossature de bâtiment, il est donc très courant que certaines barres présentent des maintiens venant réduire la longueur libre de la barre dans la direction de plus faible inertie (voir la Figure 36). Cela permet de diminuer la différence d'élançement entre les deux directions de flambement.



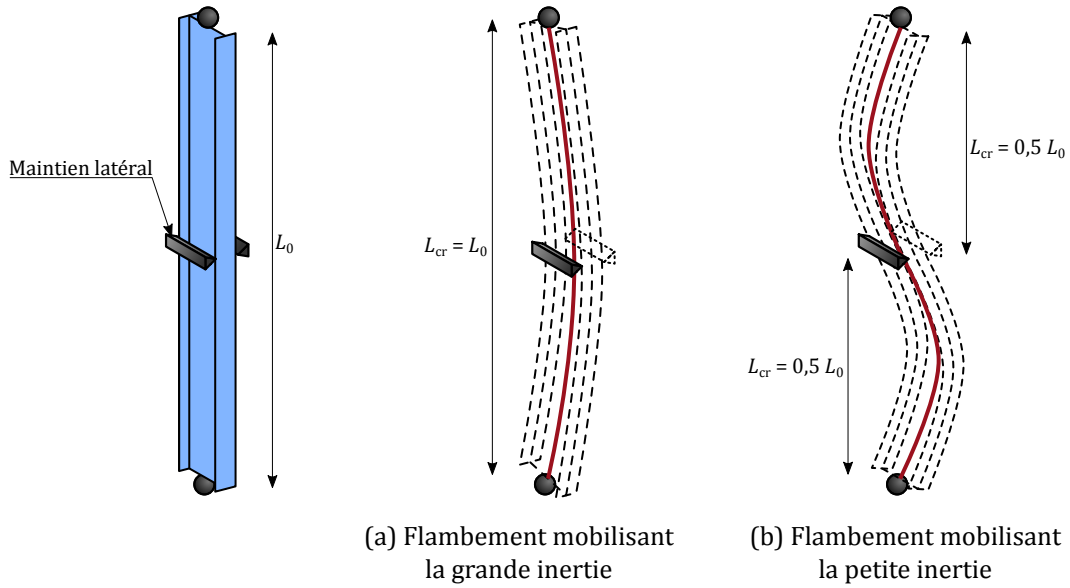


Figure 36 : Maintenance latérale au flambement

Ces éléments de maintien doivent être suffisamment rigides et résistants pour assurer la fonction qui leur est dévolue. Les barres « anti-flambement » sont donc généralement reliées à des points fixes de l’ossature comme les nœuds du contreventement (voir le [paragraphe 3.2.3](#)). On considère usuellement que l’effort correspondant au maintien du flambement représente 2% de l’effort de compression appliqué à la barre à maintenir.



Lorsqu’un élément comprimé comporte un assemblage de continuité, celui-ci peut induire une légère brisure le long du poteau, aggravant sensiblement le phénomène de flambement. La mise en œuvre d’un maintien latéral à proximité immédiate de l’assemblage permet de réduire ce risque.

2.4.3.2 Déversement d’une barre fléchie

Le déversement intervient dans les barres sollicitées par un moment de flexion. Certaines fibres subissent une contrainte de compression, et cherchent ainsi à « s’échapper » latéralement, tout en étant quelque peu retenues par les fibres tendues. Le déversement correspond donc au flambement latéral des fibres comprimées d’une barre fléchie.

L’analyse du déversement fait appel à une procédure analogue à celle décrite pour le flambement. L’élancement réduit pour le déversement noté $\bar{\lambda}_{LT}$ présente la même définition dans le domaine élastique que l’élancement réduit pour le flambement :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}}$$

Dans ce cas, la contrainte critique σ_{cr} doit être évaluée pour de la flexion. Ceci fait normalement appel au calcul du moment critique de déversement élastique M_{cr} , équivalent en flexion de l’effort critique N_{cr} (mais à l’expression nettement plus complexe). Afin de donner un ordre de grandeur, on constate habituellement que l’élancement réduit pour le déversement $\bar{\lambda}_{LT}$ est légèrement plus faible (donc plus favorable) que l’élancement réduit pour le flambement par flexion d’axe faible pour une barre de section et longueur identiques.

De même que pour le flambement, les codes de calcul fournissent un coefficient de réduction de la résistance déterminé expérimentalement, noté χ_{LT} , en fonction de l’élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ de la barre. L’expression de Rankine (voir [2.4.3.1](#)) reste une approximation acceptable.

Une approche simple, mais d’une précision suffisante dans le cadre d’un pré-dimensionnement, consiste à effectuer la vérification de la semelle comprimée considérée isolée vis-à-vis du flambement latéral (voir la [Figure 37](#)).



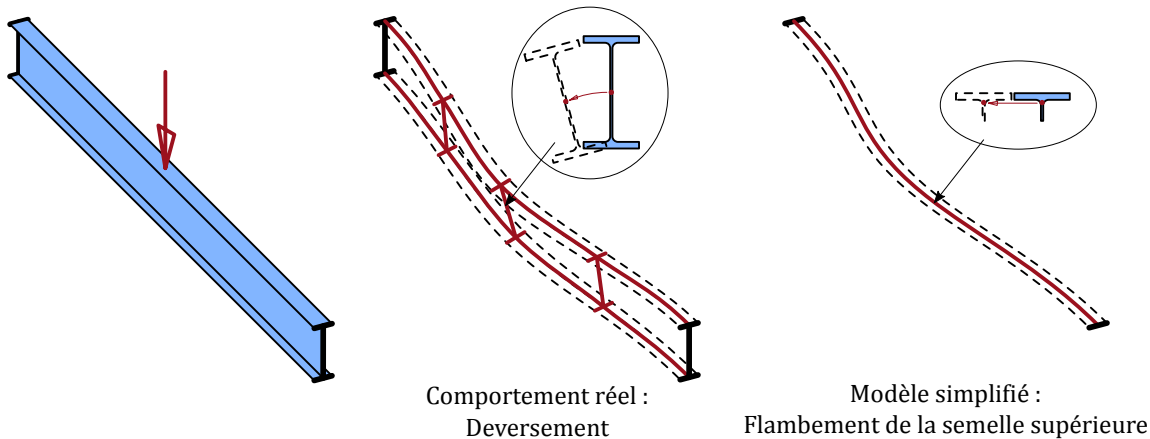


Figure 37: Vérification de la semelle comprimée

Comme pour le flambement, de nombreuses barres doivent être maintenues latéralement afin d'éviter que le déversement ne conduise à un dimensionnement non économique. Les paragraphes 3.3.2 et 4.2.2.3 évoquent des dispositions destinées à réduire la sensibilité des barres au déversement.

Compte tenu de la déformation naturelle des barres en cas de déversement, les maintiens au déversement doivent empêcher la section de tourner et de se déplacer latéralement. Si le moment de flexion ne change pas de signe (le long de l'élément et pour les différents chargements envisagés), alors c'est toujours la même semelle qui est comprimée. Dans ce cas, il est suffisant de bloquer le déplacement latéral de la semelle comprimée. L'autre semelle, entièrement tendue, est naturellement stable. Le maintien d'une seule semelle est inefficace à proximité d'un point de moment de nul.



En cas de changement de signe du moment le long de la barre, le point de moment nul ne peut en aucun cas être considéré comme offrant naturellement un maintien au déversement. De même, le simple ajout de raidisseurs transversaux au droit du maintien latéral d'une semelle ne saurait justifier que ce maintien soit également efficace pour l'autre semelle.

On peut également considérer que l'effort dans ces éléments «anti-déversement» représente 2 % de l'effort de compression dans la semelle comprimée qui est maintenue.

2.4.3.3 Voilement d'une paroi

Le voilement est une instabilité se produisant dans les plaques et les coques, c'est-à-dire pour des éléments ayant une épaisseur relativement faible devant leurs deux autres dimensions. Pour le domaine du présent ouvrage, le voilement peut intervenir au sein des parois des profilés métalliques, comme le montre la Figure 38.

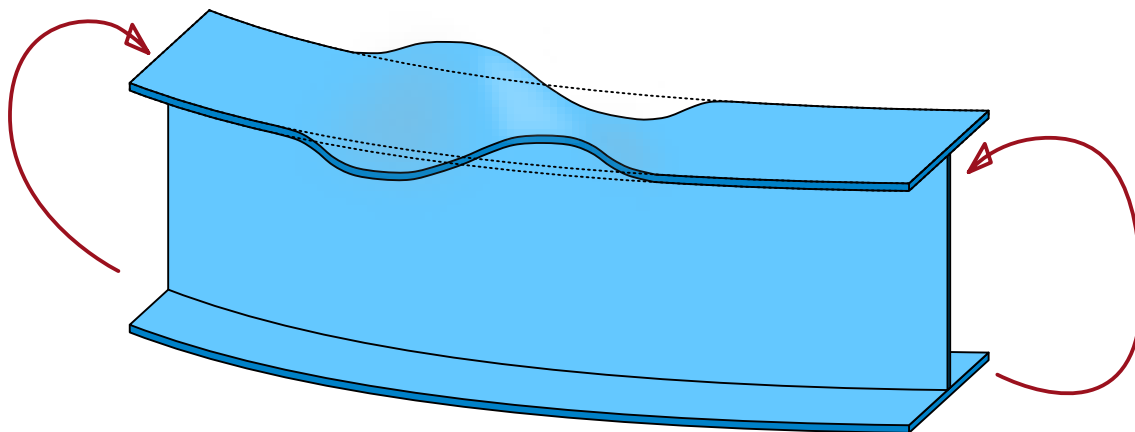


Figure 38: Exemple du voilement d'une paroi de profilé métallique

L'instabilité est associée aux contraintes normales de compression, induites par un effort axial ou de flexion. Dans les âmes, l'instabilité peut également survenir en présence de contraintes de cisaillement (on parle alors de voilement par cisaillement).



La sensibilité au voilement augmente avec l'élançement (rapport largeur sur épaisseur) des parois considérées. Il existe un élançement maximum au-delà duquel une augmentation de largeur (à épaisseur constante) n'augmente quasiment plus la résistance de la paroi en compression. Cette largeur « excédentaire », en terme d'efficacité mécanique, est alors négligée dans le calcul.

Le [Tableau 13](#) donne des épaisseurs minimales pour que des parois élémentaires soient non sensibles au voilement, suivant diverses sollicitations. Lorsqu'il est envisagé une épaisseur inférieure, le calcul doit tenir compte d'une réduction de l'efficacité de la paroi sous la sollicitation en question.

	Semelle uniformément comprimée	Ame uniformément comprimée	Ame simplement fléchie	Ame cisailée
S235	$c/t_f \leq 14$	$d_w/t_w \leq 42$	$d_w/t_w \leq 124$	$h_w/t_w \leq 72$
S275	$c/t_f \leq 13$	$d_w/t_w \leq 39$	$d_w/t_w \leq 115$	$h_w/t_w \leq 67$
S355	$c/t_f \leq 11$	$d_w/t_w \leq 34$	$d_w/t_w \leq 101$	$h_w/t_w \leq 59$

Tableau 13 : Epaisseurs minimales pour une paroi non sensible au voilement

On remarque aisément que les dimensions usuelles des sections PRS (voir le [paragraphe 2.2.2](#)) impliquent presque systématiquement la prise en compte d'une réduction de l'efficacité de l'âme en compression et en cisaillement. Les profilés laminés, eux, sont en règle générale peu sensibles aux effets du voilement.

Il est possible de réduire la sensibilité au voilement d'une paroi en raidissant celle-ci. Le [paragraphe 2.2.2](#) évoque notamment cette possibilité pour les âmes des profilés reconstitués soudés. La [Figure 39](#) montre l'efficacité d'une telle disposition sur la résistance en cisaillement d'une âme élançée (par exemple : $h_w / t_w = 167$, soit l'élançement correspondant au respect de la « règle du 6 millièmes ») en fonction de la distance séparant deux raidisseurs adjacents. Ces raidisseurs transversaux sont cependant inefficaces vis-à-vis du voilement sous contraintes normales de compression.

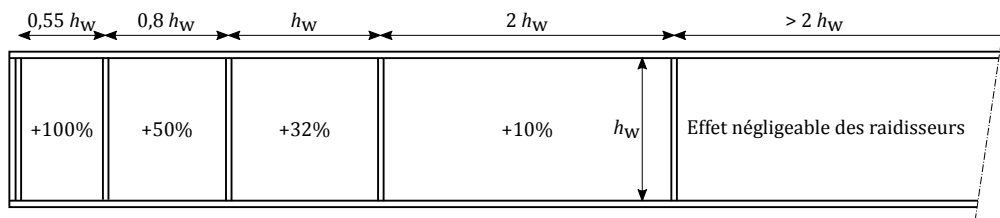


Figure 39 : Efficacité relative d'un raidissage régulier de l'âme sur la résistance en cisaillement pour une âme élançée

La mise en œuvre par soudage de nombreux raidisseurs peut cependant s'avérer moins intéressants, du point de vue économique, que de mettre en œuvre une âme plus épaisse.

2.4.3.4 Stabilité globale d'une ossature

Les phénomènes d'instabilité décrits précédemment concernent des barres seules. Cependant l'instabilité peut également concerner tout ou partie d'une structure composée de plusieurs barres. Par exemple,



sous l'effet d'une charge verticale, une ossature de type portique (voir au [paragraphe 3.3](#)) peut se dérober latéralement, comme montré sur la [Figure 40](#).

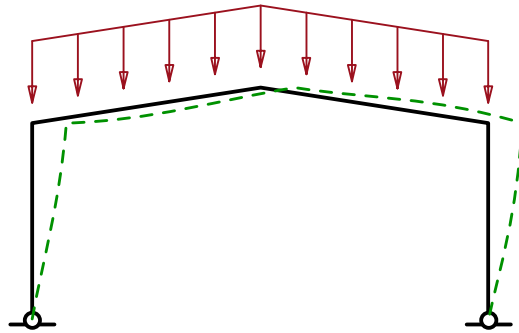


Figure 40: Instabilité globale d'un portique

Afin de se prémunir contre ce phénomène, une première approche consiste à observer que les poteaux se comportent de façon analogue à une console sur encastrement élastique (comme sur la [Figure 34g](#), renversée). Le facteur multipliant la hauteur du poteau (entre 2,5 et 4 en général) pour obtenir sa longueur de flambement est fonction des rigidités des différentes barres. Il est habituellement obtenu en utilisant des abaques.

Cette procédure, appelée «longueurs de flambement équivalentes» ou «longueurs de flambement à nœuds déplaçables», est relativement simple à mettre en œuvre. Cependant, elle peut être assez sévère pour le dimensionnement des poteaux et ne rend qu'imparfaitement compte du phénomène d'instabilité globale. Il suffit par exemple d'observer la déformée sur la [Figure 40](#) pour noter que la traverse est également sollicitée lorsque le portique se dérobe.

Afin d'assurer la stabilité d'une ossature, une stratégie plus fine consiste à intégrer les effets du second ordre global dans l'analyse de l'ossature, généralement conjugués avec la prise en compte d'une imperfection d'aplomb. Une analyse intégrant les effets du second ordre est une analyse qui prend en compte l'effet de la déformation de l'ossature sur son comportement.

Lorsqu'une ossature comme celle de la [Figure 40](#) se déforme transversalement, sous l'effet des charges appliquées et/ou des imperfections, les charges verticales appliquées sur cette ossature se trouvent décalées latéralement. Ce décalage provoque un moment secondaire qui augmente à nouveau la déformation de l'ossature, jusqu'à ce qu'un équilibre soit trouvé ou jusqu'à la ruine de l'ossature. L'imperfection d'aplomb, impossible à éliminer totalement en pratique, correspond à un décalage initial des charges verticales par rapport à leur position théorique.

Les effets conjugués de l'imperfection d'aplomb et du second ordre global provoquent les mêmes sollicitations qu'un ensemble de charges horizontales tel que montré sur la [Figure 41](#). Le cumul de ces effets peut être représenté par un effort horizontal équivalent de l'ordre de 0,5% à 2% de la charge verticale qui est stabilisée par l'ossature étudiée. Cet effort équivalent se cumule aux efforts horizontaux appliqués à l'ossature.



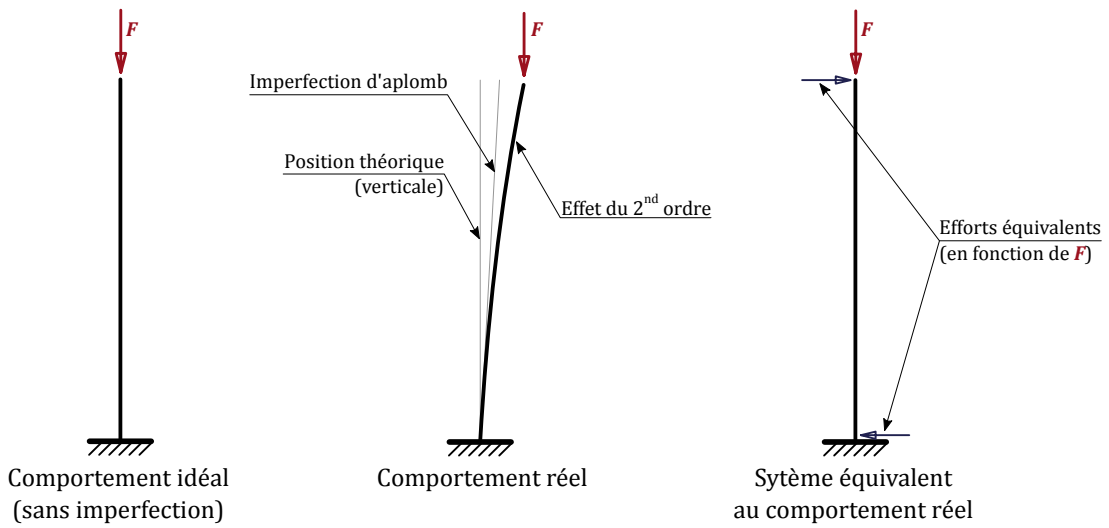


Figure 41: Effets d'une imperfection d'aplomb et du second ordre

Une ossature doit toujours présenter une capacité à transmettre des efforts horizontaux (voir le [paragraphe 3.1.3](#)), notamment car l'imperfection d'aplomb et les effets du second ordre global existent dans tous les cas (bien qu'ils puissent être négligés dans certaines circonstances).

Si une ossature n'est conçue que pour des charges verticales (plateforme à l'intérieur d'un bâtiment, par exemple), ces effets constituent un minimum d'effort horizontal, mais il est recommandé d'aller au-delà de ces valeurs. En effet, les charges ne s'appliquent pas parfaitement verticalement: la simple marche des occupants, par exemple, provoque de petits efforts horizontaux. Il est de bonne conception de s'assurer qu'une ossature est capable de supporter un effort horizontal de l'ordre de 5% de la charge verticale.

2.4.4 Réserve plastique

Comme signalé au [paragraphe 2.1](#), l'acier de construction est un matériau ductile, c'est-à-dire doté d'une bonne capacité à se déformer au-delà de sa limite d'élasticité sans rompre brusquement. Cette capacité peut, dans certains cas, être utilisée pour optimiser le dimensionnement des ossatures.

Pour effectuer l'analyse, la courbe de comportement de l'acier est simplifiée, par exemple sous la forme d'une courbe comportant une phase élastique et linéaire jusqu'à la limite d'élasticité f_y , puis un palier parfaitement plastique comme le montre la [Figure 42](#).

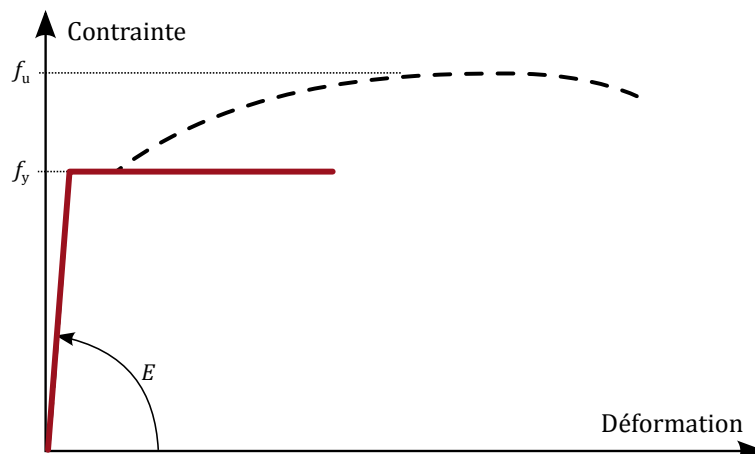


Figure 42: Courbes contrainte-déformation réelle et idéalisée



Parmi les prérequis permettant d'exploiter cette réserve plastique, il y a notamment le respect de limites d'élanement des parois plus contraignantes que celles proposées au [Tableau 13](#). On peut distinguer deux niveaux d'utilisation de la plasticité dans le domaine de la construction métallique :

- Résistance plastique des sections
- Comportement global de l'ossature en plasticité (rarement exploitable en pratique, ne sera pas abordé dans le cadre du présent guide)

La résistance plastique des sections revient à considérer que l'état limite ultime est atteint dans une section lorsque toutes les fibres ont atteint la limite d'élasticité ([Figure 43d](#)), plutôt que de se limiter au stade où cette contrainte est atteinte sur la fibre la plus sollicitée ([Figure 43b](#)). La répartition plastique des contraintes correspond à un gain de résistance en flexion autour de la grande inertie de l'ordre de 7 à 15 % pour les sections laminées courantes en construction métallique.

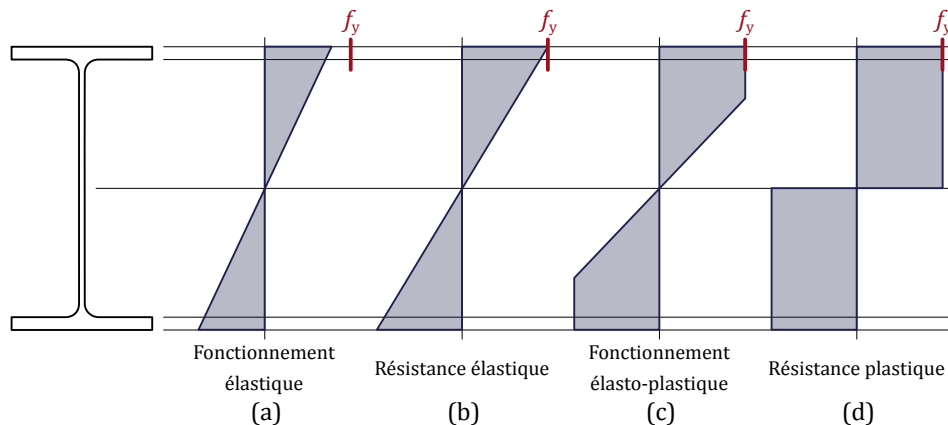


Figure 43 : Répartitions des contraintes dans une section fléchie

De nombreux catalogues de profilés laminés fournissent les caractéristiques permettant de calculer la résistance plastique en flexion en plus de celles pour la résistance élastique.





3 Ossature principale d'un bâtiment en acier

3.1 Cheminement des efforts et stabilité d'ensemble

3.1.1 Généralités

Les bâtiments à simple rez-de-chaussée courants visés par le présent document sont destinés à offrir une grande surface au sol, la plus libre possible d'obstacles. Ils sont généralement organisés autour d'une halle rectangulaire de grandes dimensions. La construction d'un tel bâtiment en ossature métallique nécessite l'utilisation de multiples produits constitutifs, notamment ceux décrits au [paragraphe 2.2](#). Ces produits sont assemblés entre eux, à l'aide des moyens décrits au [paragraphe 2.3](#), pour former divers ensembles pouvant être regroupés comme suit :

- L'enveloppe (fonction clos et couvert) ;
- L'ossature secondaire, comme les pannes, les solives, etc. ;
- L'ossature principale (ou primaire), comme les portiques, les palées de stabilité, etc.

L'enveloppe permet d'isoler le volume intérieur de l'environnement extérieur, en procurant notamment une certaine étanchéité à l'eau et à l'air ainsi qu'un certain degré de résistance thermique et acoustique. Une description succincte des principales solutions d'enveloppe est faite aux [paragraphes 4.2.1](#) pour la toiture et [4.3.1](#) pour les façades. Ces informations ne sont pas exhaustives, il existe en effet de multiples solutions permettant de répondre aux diverses contraintes ci-dessus, tout en offrant un grand choix de rendu esthétique.

L'ossature secondaire supporte les éléments d'enveloppe ou de plancher, et distribue les charges appliquées à l'ossature principale. La description détaillée des ossatures secondaires est l'objet du [chapitre 4](#). L'ossature principale a ensuite pour fonction de conduire les différentes charges appliquées sur le bâtiment jusqu'aux fondations, sans déformation excessive.

On distingue généralement les ossatures secondaire et principale en analysant les conséquences de la défaillance de l'élément considéré :

- la défaillance d'un élément de l'ossature secondaire ne met en péril que la tenue locale de l'enveloppe ou du plancher qu'elle supporte ;
- la défaillance d'un élément de l'ossature principal met en péril la tenue d'autres éléments de cette dernière, et par suite celle de tout ou partie de l'ouvrage.

3.1.2 Cheminement des efforts verticaux

Les efforts verticaux sont principalement de nature gravitaire, c'est-à-dire générés par l'action de la gravité sur les éléments composant le bâtiment lui-même (charge permanente), sur le mobilier ou les occupants du bâtiment (charge d'exploitation) ou encore sur la neige en toiture (charge climatique). Par nature, ces actions sont toutes orientées « vers le bas », c'est-à-dire vers la fondation.



3 Ossature principale d'un bâtiment en acier

Le cheminement des efforts gravitaires dans un bâtiment à ossature métallique est représenté sur la [Figure 44](#). Appliqués principalement sur les surfaces de couverture ou de plancher, ces efforts sont collectés par un ensemble d'éléments horizontaux, les poutres (pannes, solives, traverses, etc.). Ces dernières transfèrent ensuite ces efforts aux éléments verticaux, les poteaux. Ceux-ci reposent sur les fondations qui transmettent ensuite ces efforts au sol.

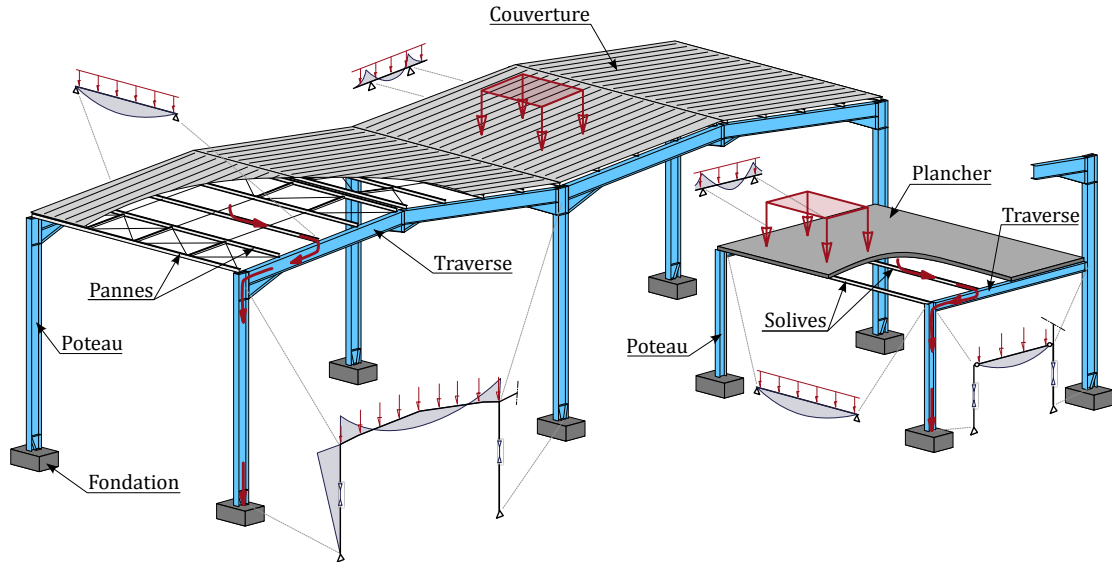


Figure 44: Cheminement des efforts verticaux

L'ossature d'un bâtiment peut également être soumise à des actions verticales de nature non gravitaire. La plus classique est le vent qui peut, du fait de surpression interne et/ou dépression externe, provoquer une action de soulèvement (verticale ascendante). Le cheminement d'efforts verticaux ascendants est similaire à celui présenté sur la [Figure 44](#), à ceci près que le signe des sollicitations s'en trouve inversé. Cela peut avoir son importance; certaines dispositions constructives sont adaptées à une sollicitation suivant un sens bien identifié et mais sont peu efficaces en cas de changement de signe.

3.1.3 Cheminement des efforts horizontaux et stabilité d'ensemble

Le vent génère également des efforts horizontaux sur les ossatures de bâtiment. Il s'agit de l'action horizontale la plus classique, à tel point que certains systèmes constructifs dédiés à la transmission des charges horizontales sont appelés systèmes de contreventement. Les autres causes d'actions horizontales sont, par exemple :

- le séisme;
- l'exploitation du bâtiment (mouvement de personnes, de véhicules ou d'équipements mécaniques comme les ponts roulants, par exemple);
- les effets combinés des actions verticales et des imperfections d'aplomb (voir le [paragraphe 2.4.3.4](#)).

Aucune ossature n'échappe à la nécessité de reprendre des actions horizontales, fussent-elles de faible intensité, comme déjà signalé au [paragraphe 2.4.3.4](#). Il est donc toujours nécessaire de prévoir le cheminement des efforts horizontaux lorsque l'on conçoit une ossature (voir sur la [Figure 45](#)).



La capacité de l'ossature à conduire les actions horizontales jusqu'aux fondations doit être assurée dans la situation définitive, mais également pour toutes les phases provisoires d'exécution. Pour cette raison, le montage d'une ossature métallique débute généralement par les plans de contreventement, le reste de la structure venant ensuite s'appuyer dessus.



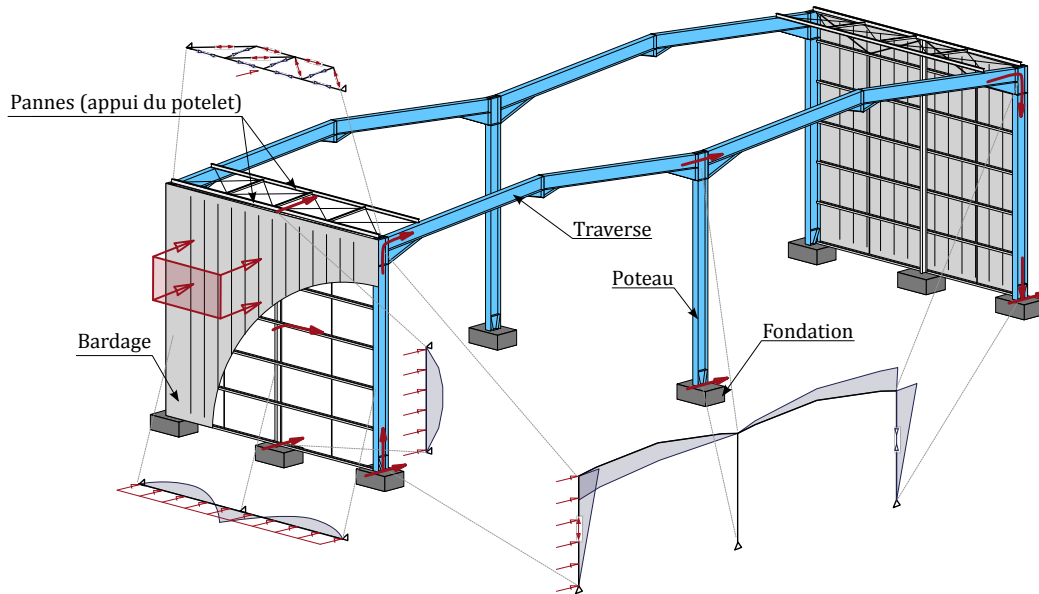


Figure 45: Cheminement des efforts horizontaux

Les différentes actions horizontales ont également pour point commun notable de ne pas s'appliquer en suivant une orientation bien définie (en dehors d'équipements mécaniques guidés sur un rail, par exemple). Le cheminement des efforts horizontaux doit donc être assuré indépendamment de la direction d'application de ces efforts. Il est alors nécessaire de prévoir un certain nombre de plans possédant la résistance et la rigidité suffisantes, appelés « plans de contreventement ».

Ces plans de contreventement sont couramment réalisés à l'aide :

- d'ossatures triangulées (voir le [paragraphe 3.2](#)), dans lesquelles les éléments constitutifs sont principalement sollicités par des efforts axiaux (traction ou compression) sous l'effet des actions appliquées ;
- d'ossatures en cadre ou en portique (voir le [paragraphe 3.3](#)), dans lesquelles les éléments constitutifs sont principalement fléchis sous l'effet des actions appliquées ;
- d'éléments surfaciques suffisamment rigides et résistants pour assurer la transmission des actions appliquées par cisaillement.

Pour les bâtiments à ossature métallique, cette dernière possibilité correspond par exemple à des voiles en béton armé. Il est également possible, sous certaines conditions, d'utiliser la rigidité apportée par l'élément de façade lui-même, qu'il s'agisse d'un remplissage en maçonnerie ou de bardage. Cette dernière disposition reste cependant peu courante, du fait des contraintes qui y sont associées.



Dans la situation où un bardage métallique est utilisé pour réaliser un plan de contreventement, les produits d'enveloppe prennent un rôle structural. Cela implique notamment :

- l'usage de produits spécifiques et des procédures de mise en œuvre associée ;
- une augmentation des responsabilités de la société en charge de ce lot ;
- une limitation des possibilités de création ultérieure d'ouvertures en façade ;
- etc.

Quelle que soit la solution choisie, on doit nécessairement disposer au moins trois plans verticaux de contreventement, sans qu'ils soient tous concourants en un même point, ni tous parallèles. Il s'agit de la condition minimale et nécessaire pour assurer le cheminement d'une action horizontale indépendamment de sa direction d'application. La [Figure 46](#) montre quelques exemples de dispositions de contreventement. La disposition *d* est instable car tous les plans de contreventements concourent au même point, autour duquel la structure peut tourner.



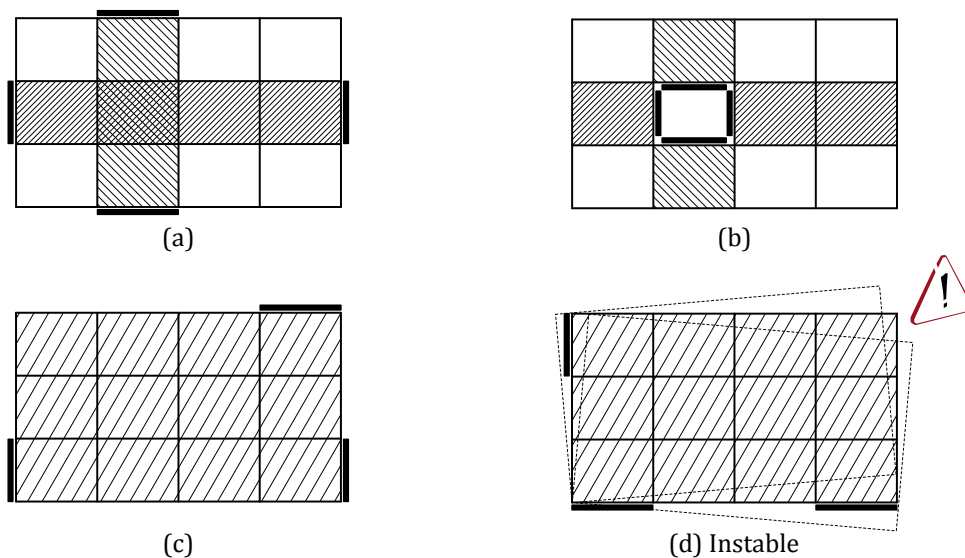


Figure 46 : Dispositions des plans de contreventement

Ces plans verticaux de contreventement sont souvent disposés au droit des façades (sauf, notamment, en cas de noyau central). Cela permet de dégager plus d'espace de circulation à l'intérieur du bâtiment, et augmente également l'efficacité globale du contreventement vis-à-vis d'une ruine par torsion d'ensemble (mode de ruine dans lequel l'ossature vrille sur elle-même).

Le plan de la toiture doit également transmettre les efforts horizontaux sans déformations excessives (hachures sur la Figure 46). Suivant les dispositions constructives utilisées, il peut être nécessaire de rigidifier ce plan horizontal par un dispositif spécifique. La pratique courante en France consiste à réaliser une ossature triangulée appelée « poutre au vent » (voir le [paragraphe 3.2.3](#)), généralement disposée entre deux plans de contreventement verticaux.

Certains pays d'Europe utilisent régulièrement la rigidité apportée par la couverture elle-même. Cette disposition implique des contraintes similaires à celles abordées ci-dessus, concernant l'usage d'un bardage métallique comme contreventement.

3.2 Ossatures triangulées

3.2.1 Fonctionnement général des ossatures triangulées

Une ossature est dite triangulée lorsque les éléments qui la composent sont disposés de façon à former des triangles. L'intérêt d'une telle disposition réside dans la très faible déformabilité de l'ensemble sous l'effet des charges extérieures. En première approche, on pose les hypothèses suivantes :

- les barres sont toutes articulées entre elles ;
- les charges sont appliquées aux nœuds de l'ossature.

Dans ces conditions, toute charge appliquée à l'ossature produit uniquement des efforts axiaux (traction ou compression – voir sur la [Figure 47](#)) dans les différents éléments constitutifs. Une ossature respectant ces hypothèses est également appelée structure réticulée ou système treillis.



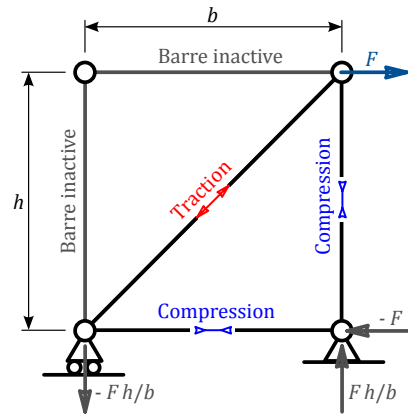


Figure 47: Fonctionnement d'une ossature triangulée

Les hypothèses d'une ossature réticulée ne peuvent pas être strictement respectées en pratique, ne serait-ce que par la présence du poids propre des éléments constitutifs qui n'est pas appliqué aux nœuds. Le travail de conception d'une ossature triangulée consiste notamment à s'approcher au mieux du cas théorique, ou à prendre en compte correctement les différences.

La Figure 48 illustre diverses origines de moment de flexion au sein des barres de treillis :

- la continuité des membrures ou les assemblages qui ne sont pas des articulations « parfaites » (voir le [paragraphe 5.2.1](#));
- les charges appliquées entre les nœuds, autres que le poids propre des barres qui est inévitable (mais généralement modéré);
- les défauts d'épuration des barres entre-elles.

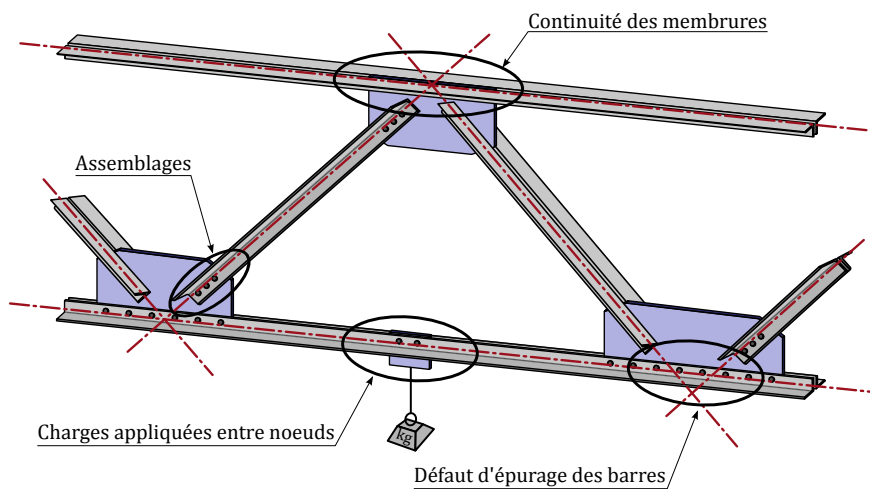


Figure 48: Origines des moments secondaires dans une ossature triangulée

Tous ces écarts avec les hypothèses d'une ossature idéale génèrent des moments de flexion dans les barres de la triangulation. Lorsque ces moments deviennent significatifs, il est nécessaire d'utiliser des profils adaptés à la reprise de la flexion, comme des sections en H.

Dans les systèmes les plus courants, on conçoit une ossature triangulée sans défaut d'épuration, et avec toutes les charges hormis le poids propre appliquées aux nœuds. L'articulation imparfaite des assemblages est normalement compensée par l'élancement des barres constitutives (distance entre nœuds supérieure à environ 6 fois la hauteur de la section) pour que les moments secondaires restent faibles.



Pour des treillis constitués de profils creux, il peut être plus intéressant de désépurer les barres afin de faciliter la fabrication.

Lorsqu'il n'est pas possible de faire autrement, les outils actuels de calcul informatique permettent d'appréhender convenablement l'effet de barres désépurrées ou les cas avec des charges appliquées entre les nœuds, etc.



3.2.2 Les poutres treillis

Le concept de l'ossature triangulée a largement été utilisé pour la réalisation de poutres treillis, notamment en support de toiture (ferme treillis) de grandes halles comme le montre la *Figure 49*.



Figure 49: Fermes treillis de la gare de La Rochelle-Ville (système «Pratt»)

Dans une telle ferme treillis, les longues barres reliant les porteurs verticaux sont appelées «membres». Elles jouent un rôle identique à celui des semelles d'une poutre en I ou H, laminée (voir le *paragraphe 2.2.1*) ou soudée (voir le *paragraphe 2.2.2*). Les deux membres sont reliés à intervalles réguliers par les éléments de triangulation, les «montants» verticaux et les «diagonales» inclinées. Ces éléments remplacent l'âme pleine d'une poutre en I ou H.

Dispositions isostatiques de base

La *Figure 50* présente quelques dispositions courantes de poutres treillis, se distinguant par l'orientation des éléments de triangulation par rapport à la verticale.

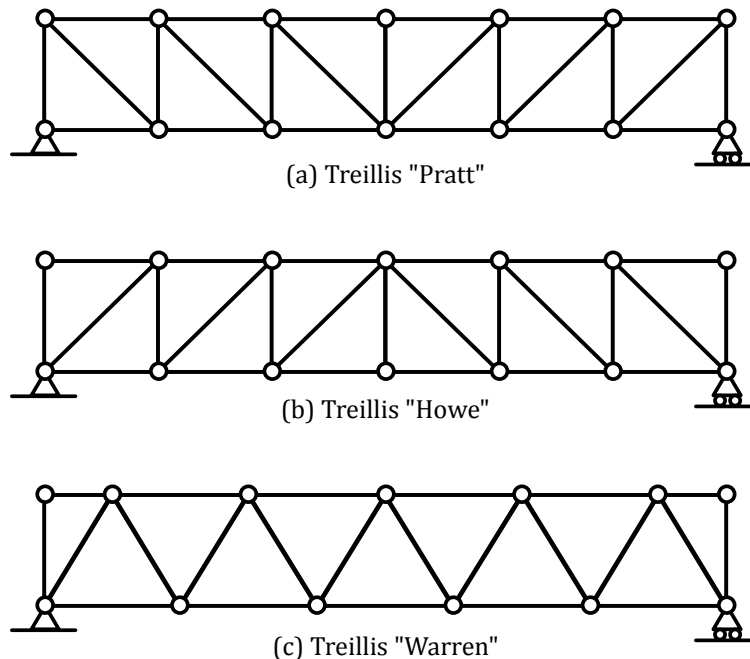


Figure 50: Différents type de poutre treillis

Dans un treillis «Pratt» (voir *Figure 50a*) sous charges gravitaires (descendantes), les montants verticaux et la membrure supérieure sont comprimés, les diagonales et la membrure inférieure sont tendues. En cas de soulèvement, tous les signes des efforts dans les barres s'inversent.

Les treillis Pratt sont bien adaptés lorsque la poutre est dimensionnée pour une sollicitation gravitaire



(charges descendantes), car les éléments les plus longs sont alors tendus. Lorsque la poutre est principalement dimensionnée par des charges de soulèvement, il peut être plus intéressant d'utiliser un treillis «Howe» (voir *Figure 50b*) qui correspond simplement à une symétrie horizontale du système Pratt. Ces deux dispositions sont également désignées «treillis en N». L'inclinaison des diagonales, l'angle α de la *Figure 51*, vaut généralement 45° environ.

Dans un treillis «Warren» (voir *Figure 50c*), parfois désigné «treillis en V», les diagonales sont alternativement tendues et comprimées. Leur inclinaison par rapport à la verticale approche généralement 35° . Des montants verticaux peuvent être ajoutés, ce qui permet de doubler le nombre de points où des charges peuvent être introduites.

Résolution des dispositions isostatiques

Ces dispositions de base sont toutes isostatiques du point de vue interne. Cela signifie que, connaissant tous les efforts extérieurs au système, il est possible de déterminer les sollicitations dans les différentes barres par simple résolution des équations d'équilibre. La *Figure 51* présente schématiquement la résolution d'un treillis «Pratt» par équilibre des nœuds.

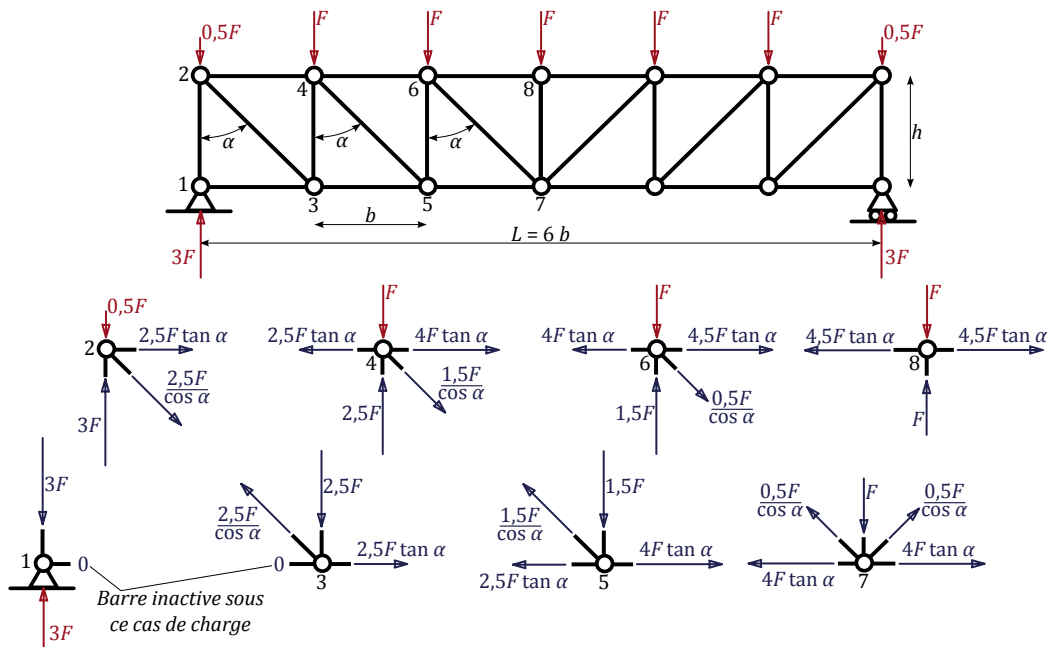


Figure 51 : Détermination des efforts internes par équilibre aux nœuds

L'étude des sollicitations au sein d'une telle poutre treillis permet de montrer l'analogie avec les sollicitations d'une poutre «classique» à âme pleine. Le moment de flexion est décomposé en efforts normaux de traction et de compression dans les membrures ($|N_{memb}| = M/h$), alors que le cisaillement est repris par les diagonales et les montants ($|N_{diag}| = V/\cos \alpha$ et $|N_{mont}| = V$).

Poutre treillis en croix de Saint-André

La disposition en Croix de Saint-André montrée à la *Figure 52* est également très répandue. À première vue, elle correspond à la superposition d'un treillis Pratt et d'un treillis Howe. La moitié des diagonales est en traction, l'autre moitié est en compression. Dans ce cas, le treillis est hyperstatique d'un point de vue interne, la détermination des sollicitations nécessite alors des méthodes de résolution plus avancées (assez complexes sans recours au calcul informatique).

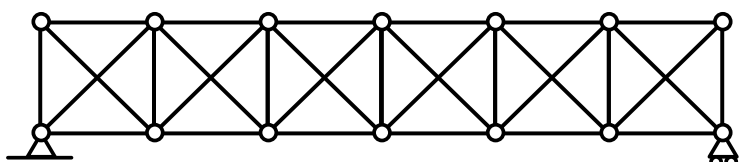


Figure 52 : Poutre treillis en croix de Saint-André



Souvent, les diagonales qui sont comprimées peuvent être considérées inactives dans l'analyse, car ayant flambées. La poutre treillis en croix de Saint-André se comporte ainsi comme un système Pratt sous charge gravitaire, et comme un système Howe sous charge de soulèvement.

Cette disposition est très fréquemment utilisée, car d'une part les calculs s'en trouvent simplifiés (le système redevient isostatique du point de vue interne), mais surtout cela permet un dimensionnement plus économique des diagonales. En effet, elles peuvent présenter un élancement bien plus élevé puisqu'il n'est pas nécessaire qu'elles résistent au flambement.

Stabilité des poutres treillis

Etant plutôt hautes par rapport à leur largeur, les poutres treillis sont généralement sensibles au déversement (voir le [paragraphe 2.4.3.2](#)), qui correspond dans ce cas au flambement de la membrure comprimée. Il est alors nécessaire de maintenir latéralement cette membrure à intervalles réguliers.

Les pannes peuvent être utilisées pour bloquer le déplacement hors plan de la membrure supérieure, comme décrit au [paragraphe 4.2.2.3](#). Lorsque la membrure inférieure est comprimée, il peut être nécessaire de prévoir des éléments de maintien spécifiques, comme les «ciseaux» proposés sur la [Figure 53](#).

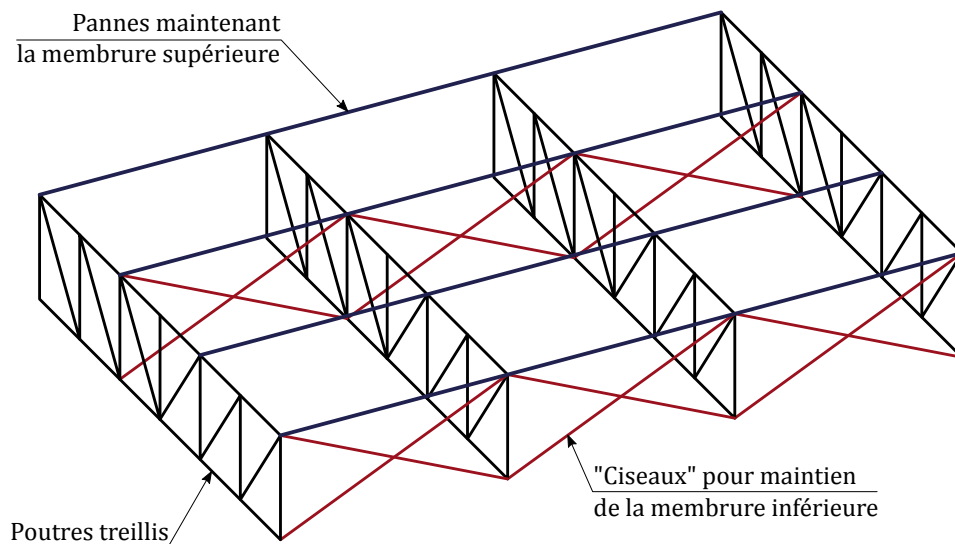


Figure 53 : Exemple de maintien de poutres treillis par «ciseaux»

Chaque membrure inférieure peut être reliée aux membrures supérieures adjacentes par des câbles ou de petites barres. Ainsi, tout déplacement latéral de la membrure inférieure est empêché au droit de ce point. Pour que ce système soit vraiment efficace, les pannes servant de maintien doivent être liées à un point fixe, comme un nœud de la poutre au vent (voir le [paragraphe 3.4.1.2](#)).

Type des sections utilisées

Les sections fréquemment rencontrées pour des éléments uniquement tendus sont les cornières, simples ou jumelées. On recherche de préférence un élancement réduit compris entre 1,5 et 2,5, ce qui est suffisamment élevé pour que le flambement se produise effectivement, mais pas trop important afin de limiter la déformation des barres sous leur poids propre. À défaut, cette flèche doit être compensée avant que la diagonale n'atteigne sa pleine efficacité en traction, ce qui induit des déformations plus importantes que prévues dans l'ossature.

Des ronds pleins ou des câbles peuvent également être utilisés, mais ils nécessitent des dispositifs d'assemblage particuliers. Ces derniers éléments ayant tendance à être très élancés, ils peuvent présenter une flèche sous poids propre trop prononcée, à moins de les précontraindre ce qui est plutôt rare dans le domaine du bâtiment. Ils peuvent également être très utiles pour créer des contreventements provisoires en phase de montage.



Pour les éléments pouvant être comprimés, des cornières jumelées, dos-à-dos en aile de moulin ou en croix, peuvent être suffisantes face à des efforts modérés. En cas d'efforts plus importants, des profilés laminés en U jumelés ou en H, des profils creux, ou encore des profilés reconstitués soudés en H ou en caissons sont des solutions efficaces. Dans ce cas, il est préférable de sélectionner une section telle que l'élançement réduit ne dépasse pas 1,5.

La *Figure 54* propose quelques exemples de conception.

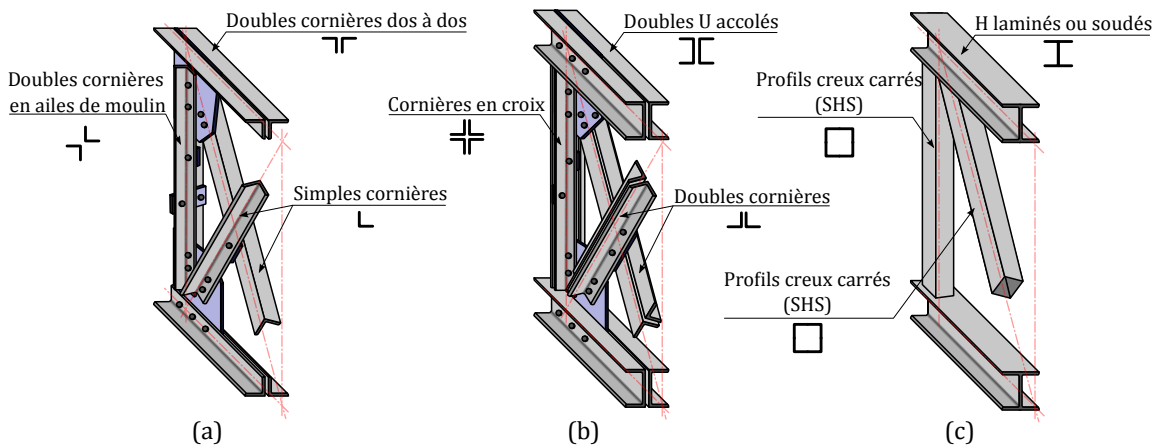


Figure 54: Exemples de conception de poutres treillis

Poutre treillis en profils creux

Certaines poutres treillis sont parfois entièrement constituées de profilés creux (voir la *Figure 55*). Ces types de section constituent une solution très efficace pour les éléments comprimés, et sont également appréciées pour leur rendu esthétique.



Figure 55: Exemple de poutre treillis utilisant des profilés creux rectangulaires

Sur la *Figure 56*, les poutres présentent deux plans inclinés qui sont triangulés et un plan horizontal qui ne l'est pas. Il est possible de modifier légèrement une telle conception en triangulant également le plan horizontal, afin de créer une poutre treillis spatiale. Une telle disposition présente une bonne rigidité dans toutes les directions, ce qui limite le recours aux éléments de maintien latéral. Ce type de conception exige cependant la réalisation d'assemblages plus complexes et coûteux.





CCO Public Domain (<http://maxpixel.freegreatpicture.com/Roof-Blanket-Construction-Architecture-1857097>)

Figure 56 : Exemple de treillis spatial utilisant des profils creux circulaires (Aéroport de Düsseldorf)

3.2.3 Les systèmes de contreventement triangulés verticaux

Dans le principe, réaliser un plan vertical de contreventement triangulé revient simplement à créer une poutre treillis, disposée verticalement et encadrée au niveau des fondations, en reliant certains poteaux par un ensemble de barres formant des triangles. Le système ainsi créé est appelé « palée de contreventement », ou plus simplement palée. Les palées de contreventement triangulées sont très courantes, notamment en raison de leur coût relativement faible pour une grande efficacité mécanique (bonnes résistance et rigidité).

Pour les palées, la disposition la plus fréquemment rencontrée est la croix de Saint-André (voir la Figure 57), déjà présentée pour les poutres treillis au [paragraphe 3.2.2](#). La diagonale comprimée est presque systématiquement considérée inactive. Cela permet un dimensionnement très économique, les diagonales étant uniquement dimensionnées au regard d'efforts de traction, il donc est possible d'utiliser des éléments présentant des élancements élevés.

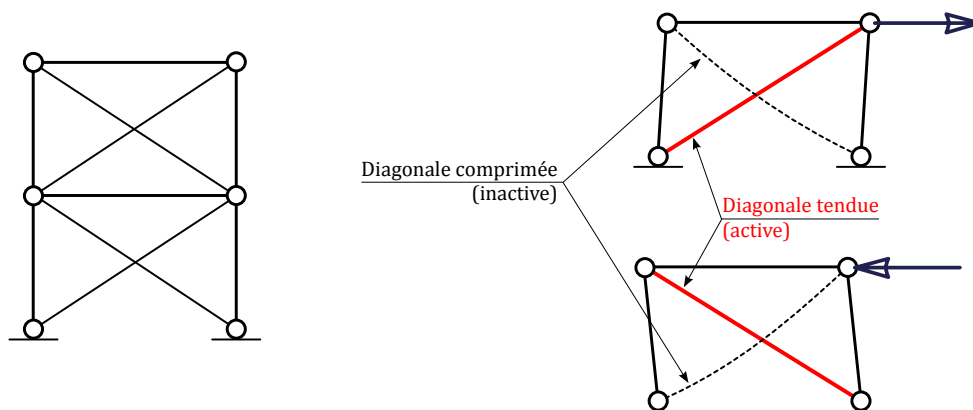


Figure 57 : Croix de Saint-André

Les mêmes conditions que celles présentées au chapitre précédent pour les poutres treillis en croix de Saint-André s'appliquent. L'utilisation de cornières simples, jumelées, voire de ronds pleins comme diagonales, est habituelle. De façon à éviter une déformation trop importante de la barre (sous poids propre ou de par son flambement), on limite parfois leur élancement en reliant les deux barres entre elles au point où elles se croisent. Cette liaison ne crée qu'un maintien d'une efficacité assez médiocre, mais elle suffit généralement à éviter une déformation de trop grande amplitude.



Le montant supérieur est parfois constitué simplement d'une lisse ou d'une panne. Un profil creux peut également être spécifiquement prévu à cet emplacement pour une meilleure efficacité, puisque cette barre est essentiellement comprimée.

D'autres formes de contreventement peuvent être rencontrées pour la réalisation de palées de contreventement, comme le montre la [Figure 58](#).

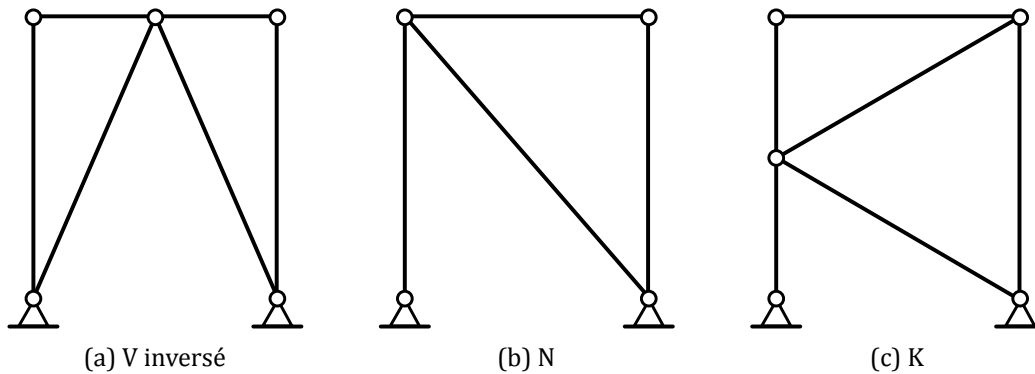


Figure 58: Autres formes de contreventement

Le contreventement en V inversé (voir [Figure 58a](#)) est notamment apprécié car il libère plus d'espace de passage sous les diagonales qu'un contreventement en croix de Saint-André.

Cette disposition, tout comme le contreventement en N ([Figure 58b](#)), implique toutefois que les diagonales soient capables de résister à un effort de compression. Pour répondre au risque de flambement, ces éléments ne peuvent pas présenter un élancement réduit trop important, de l'ordre de 1,5. Des U jumelés dos à dos, des H ou des profils creux peuvent notamment être utilisés.

Le contreventement en K ([Figure 58c](#)) est plutôt rare pour des bâtiments, et est d'ailleurs à éviter. Elle implique en effet que les poteaux présentent des longueurs de flambement différentes. Par ailleurs, il est courant que le poteau soit continu au droit de l'assemblage avec les diagonales. Dans ce cas, celui-ci est sollicité en flexion, bien souvent suivant son axe faible. Cette disposition peut être proscrite par application des règles parasismique.

3.2.4 Les systèmes de contreventement triangulés horizontaux

Comme abordé précédemment au [paragraphe 3.1](#), certaines dispositions constructives impliquent la création d'une ossature triangulée dans le plan de la toiture, appelée «poutre au vent». Pour ces dernières également, la disposition en croix de Saint-André est très fréquente.

Le fonctionnement d'une telle disposition est montré sur la [Figure 59](#); les poutres principales de la toiture (en **vert**) sont appuyées régulièrement sur les montants (en **bleu**), qui transmettent les efforts horizontaux jusqu'à la poutre au vent. Cette dernière apporte à l'ensemble rigidité et résistance. Les efforts horizontaux dans le plan de la toiture proviennent principalement de l'action du vent, mais également des efforts de stabilisation venant du déversement des poutres principales (voir le [paragraphe 2.4.3.2](#)).

De part et d'autre de la poutre au vent, les montants peuvent être comprimés ou tendus. Le cas comprimé est généralement dimensionnant, à cause du risque d'instabilité. L'intensité de ces efforts peut être réduite en multipliant le nombre de montants. Ces derniers doivent cependant être connectés à un nœud de la poutre au vent pour ne pas solliciter la traverse en flexion suivant l'inertie faible et être ainsi pleinement efficaces.



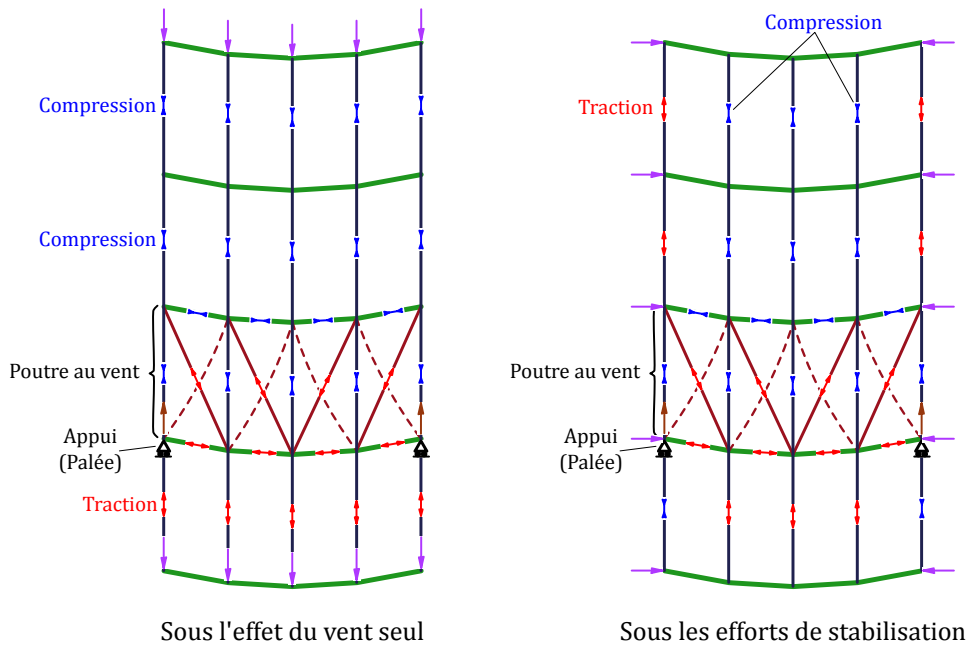


Figure 59: Fonctionnement d'une toiture contreventée – Vue de dessus

Les pannes présentes en toiture (voir le [paragraphe 4.2](#)) peuvent être utilisées en tant que montants, à condition de mener les vérifications nécessaires. Les pannes laminées à chaud en I peuvent supporter un effort normal appréciable en plus de la flexion générée par les charges verticales, alors que la résistance à la compression des pannes minces formées à froid est relativement modeste.

Lorsque les efforts de compression sont trop importants, il est possible d'utiliser des profilés plus adaptés comme des sections en H pour créer des pannes-montants efficaces. Pour la travée au sein de la poutre au vent, où les efforts de compression sont maximaux, il peut être intéressant d'utiliser des profils creux en tant que montants, les pannes étant alors simplement en flexion. Les profils creux peuvent également être utilisés pour concevoir des diagonales fonctionnant en traction comme en compression, en réalisant par exemple une poutre au vent suivant le schéma des poutres Warren.

3.3 Ossatures en cadre (portiques)

3.3.1 Fonctionnement des ossatures en cadre

Un cadre est un ensemble d'éléments assemblés perpendiculairement (ou approximativement), et dont la rigidité d'ensemble est obtenue par la capacité des éléments constitutifs et d'un certain nombre de liaisons à transmettre un moment de flexion significatif. Une ossature verticale fonctionnant en cadre est appelée « portique » (voir la [Figure 60](#)), et comporte a minima deux poteaux et une traverse.



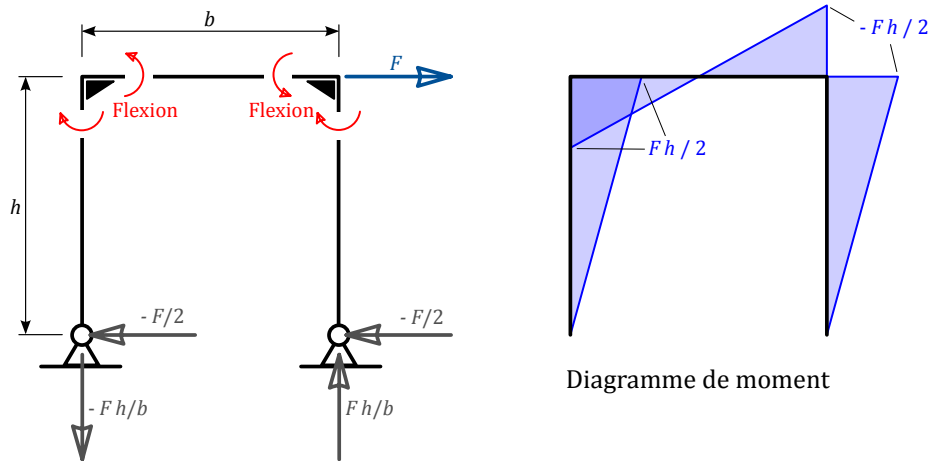
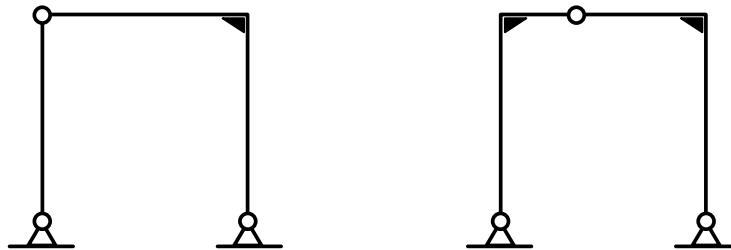
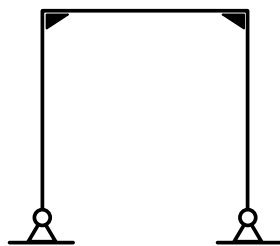


Figure 60: Fonctionnement des ossatures en portique (sous action horizontale)

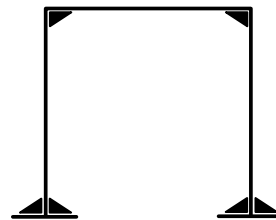
En fonction du nombre de liaisons (internes ou externes) aptes à transmettre un moment de flexion significatif, le cadre sera isostatique ou hyperstatique. La Figure 61 présente quelques exemples de portiques, la configuration *b* étant de loin la plus courante.



(a) Portiques à trois articulations (isostatiques)



(b) Portique articulé en pied



(c) Portique encastré en pied

Figure 61: Différents types de portiques

Le fonctionnement des ossatures en cadre implique naturellement de choisir des éléments constitutifs présentant une bonne résistance et une bonne rigidité vis-à-vis de la flexion. Il convient également de réaliser des assemblages recréant au mieux une continuité entre les différentes barres (voir le paragraphe 5.3).

3.3.2 Les portiques courants de bâtiment

Conception générale

Les portiques sont les ossatures en cadre les plus fréquemment rencontrées dans les bâtiments en construction métallique. Ils permettent la reprise de charges verticales et horizontales tout en libérant l'espace. La Figure 62 montre un exemple typique de portique courant à une seule nef pour un petit bâtiment métallique.



3 Ossature principale d'un bâtiment en acier

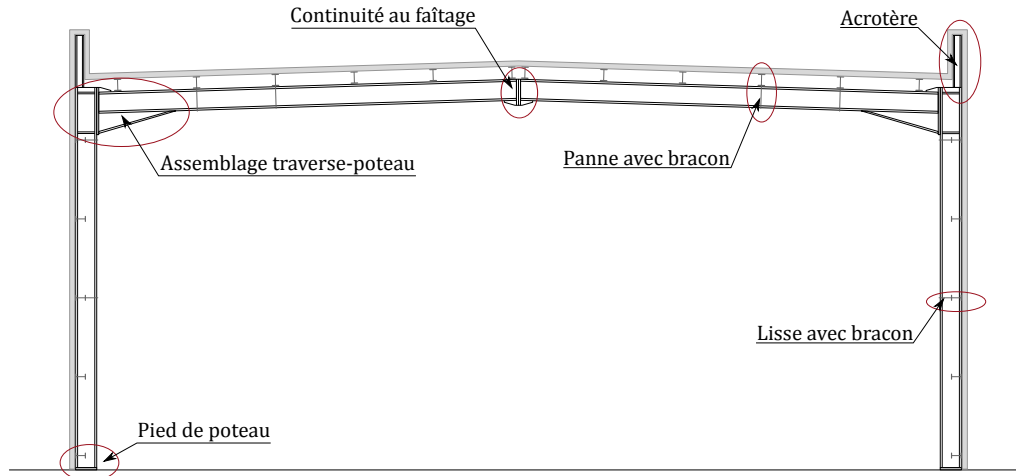
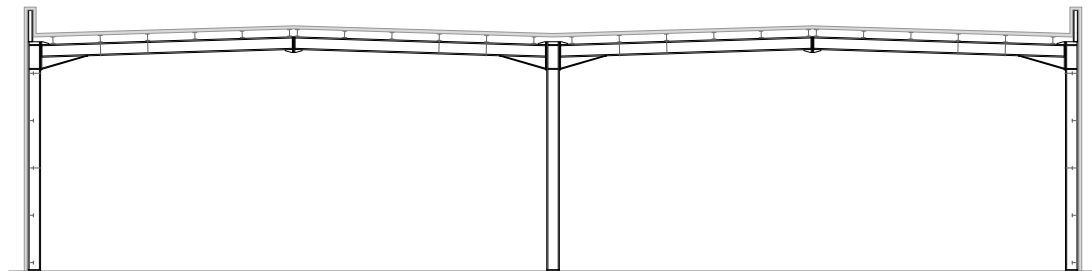


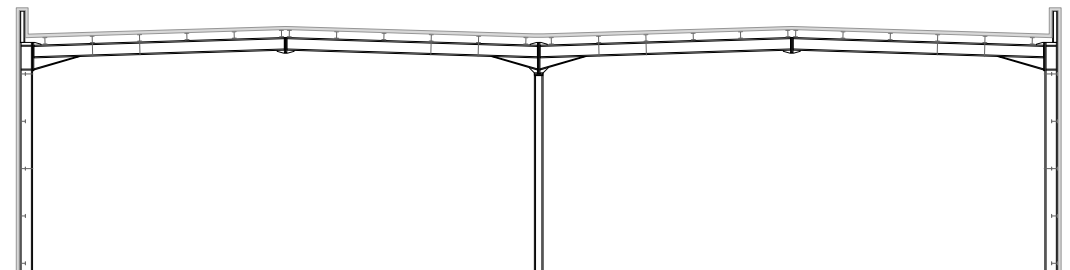
Figure 62: Portique courant à une nef

Le schéma statique le plus fréquemment rencontré présente des liaisons continues (encastrement des barres entre elles) entre les poteaux et la traverse. Cette dernière est généralement brisée en son milieu afin de générer une double-pente pour l'écoulement des eaux sur la couverture. Les barres composant la traverse et disposées suivant la pente du versant sont nommées arbalétriers. Leur liaison au faîtage est habituellement continue pour obtenir un bon comportement sous les charges verticales. Les pieds de poteaux sont généralement considérés articulés. Ce type de portique, très courant, est hyperstatique.

La Figure 63 propose deux dispositions fréquentes pour des portiques à deux nefs. Le portique double sur la Figure 63a se comporte comme deux portiques simples accolés ayant un poteau en commun. Dans la disposition b, le poteau central est dit « pendulaire », ce qui signifie qu'il est articulé à la fois en pied et en tête. Ce poteau n'est donc utilisé que pour reprendre les charges verticales. Sous un effort horizontal, cette conception se comporte comme un portique à une nef et se trouve donc moins efficace qu'un double portique. Elle peut cependant permettre des économies lorsque les efforts horizontaux sont modestes (zone non sismique abritée du vent, par exemple).



(a) Portique double



(b) Portique avec poteau pendulaire

Figure 63: Portiques à deux nefs

Les profilés laminés ou reconstitués avec une section transversale en I représentent bien souvent le meilleur choix pour les constituants d'un portique de dimensions modérées. Lorsque les portées deviennent plus importantes et/ou en présence de charges verticales de forte intensité, la solution d'une traverse en treillis peut devenir nécessaire (voir un exemple sur la Figure 64).



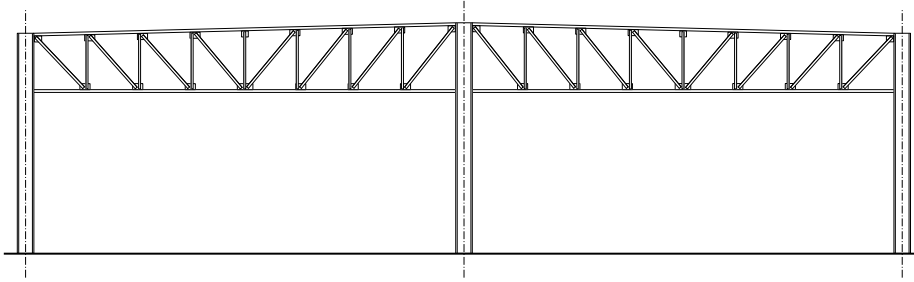


Figure 64: Exemple de portique à deux travées avec une traverse treillis

Assemblage des barres entre elles

L'assemblage des traverses sur les poteaux constitue un point sensible de la conception des portiques. Ils doivent en effet présenter une résistance et une rigidité importantes vis-à-vis du moment fléchissant, qui se trouve régulièrement être maximum à cet endroit. Il est courant de prévoir pour ces assemblages des renforts de jarrets (voir la [Figure 65](#)), notamment dans le cas de portiques réalisés à partir de profilés laminés. Ce renfort permet d'augmenter le bras de levier entre la zone comprimée et les boulons les plus éloignés (généralement, en le doublant).



Figure 65: Assemblage poutre-poteau avec renfort de jarret

Le renfort de jarret permet également d'augmenter localement l'inertie de la traverse dans la zone de forte flexion. En sortie du renfort, la section courante de la traverse est soumise à un moment de flexion sensiblement plus faible qu'au droit de l'assemblage. Le [paragraphe 5.3.3.2](#) donne plus de détails sur ce type de renfort.

Si nécessaire, il est également possible d'utiliser le principe du renfort de jarret au niveau de la continuité de faitage. Dans de nombreux cas, un assemblage avec une rangée de boulons extérieure raidie s'avère suffisant. Des dispositions constructives détaillées pour les assemblages de continuité sont données au [paragraphe 5.3](#).

Pied de poteau

En pieds de poteaux, la liaison avec les fondations est généralement considérée articulée (voir le [paragraphe 6.1](#)). Ce choix permet de diminuer les contraintes sur les fondations, réduisant ainsi leurs dimensions et leurs coûts.

Dans certains cas, en particulier afin de limiter les déformations du portique, il peut être nécessaire de concevoir un encastrement entre le poteau et la fondation. Cette dernière est alors plus imposante et les dispositions constructives des pieds sont plus complexes (voir le [paragraphe 6.3](#)). Cette disposition est peu économique, et d'autres solutions sont généralement privilégiées comme celle montrée sur [Figure 76b](#) (poutre au vent longitudinale).



Stabilité des éléments

Les portiques des bâtiments courants sont conçus avec des profilés métalliques hauts mais étroits. Il convient donc de les maintenir latéralement pour réduire leur sensibilité au flambement hors plan et au déversement. Les éléments secondaires qui supportent l'enveloppe sont souvent mis à contribution pour bloquer le déplacement hors plan de la traverse et des poteaux, comme décrit au [paragraphe 4.2.2.3](#). Une solution plus efficace consiste à prévoir des butons uniquement conçus pour cette fonction (des profils creux en général).

Pour être vraiment efficaces, ces éléments doivent être eux même bloqués rigidement. On privilégie des éléments directement attachés aux nœuds des contreventements triangulés. L'appui apporté par un élément qui n'est pas directement lié à cette ossature triangulée est, par définition, beaucoup moins rigide et donc non pris en compte.

Quoiqu'il en soit, ces maintiens sont surtout efficaces pour appuyer latéralement la semelle de la barre principale qui est orientée vers l'extérieur. Or, la semelle du côté intérieur peut également se trouver comprimée et donc devenir potentiellement instable (voir la [Figure 66](#)).

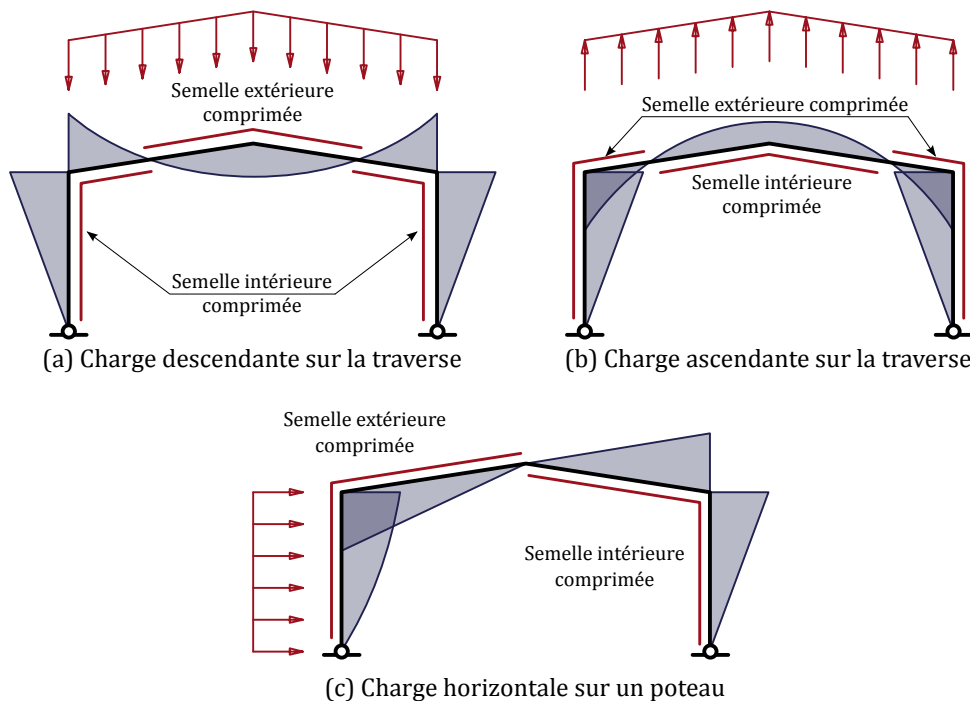


Figure 66 : Distribution des moments dans un portique courant sous plusieurs cas de charge élémentaire

La disposition classique permettant de maintenir correctement la semelle du côté intérieur consiste à relier cette dernière à la panne (ou la lisse) servant de buton par une petite barre, formant ainsi un triangle. Cette barre, appelé bracon et souvent constituée d'une cornière, est montrée sur la [Figure 67](#) (voir également le [paragraphe 4.2.2.3](#)).



Le simple ajout d'un raidisseur transversal au droit de l'assemblage de la panne sur la traverse n'empêche pas la section de tourner. Une telle disposition ne constitue donc pas un maintien acceptable vis-à-vis du déversement.



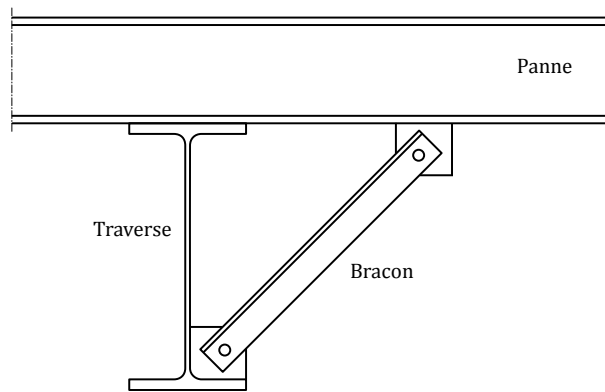


Figure 67: Bracon

De tels bracons sont presque systématiquement mis en œuvre pour stabiliser la semelle inférieure de la traverse proche de l'assemblage avec le poteau, à la sortie de l'éventuel renfort de jarret. En effet, cette section est à la fois proche du point de moment nul sous un chargement vertical, et de la première panne intermédiaire pouvant servir de point d'appui.



Il est rappelé que le point de moment nul ne constitue pas un point naturellement stable. Il convient d'empêcher la rotation et le déplacement latéral de cette section (ou d'une section proche) à l'aide de dispositifs appropriés comme les bracons.

Pour les bâtiments pouvant subir des vents violents, la semelle inférieure peut être sujette à de fortes compressions au milieu de la travée par soulèvement de la traverse. D'autres bracons sont alors nécessaires afin d'apporter un appui régulier à la traverse. La Figure 68 précise les points de maintien les plus courants pour un portique.

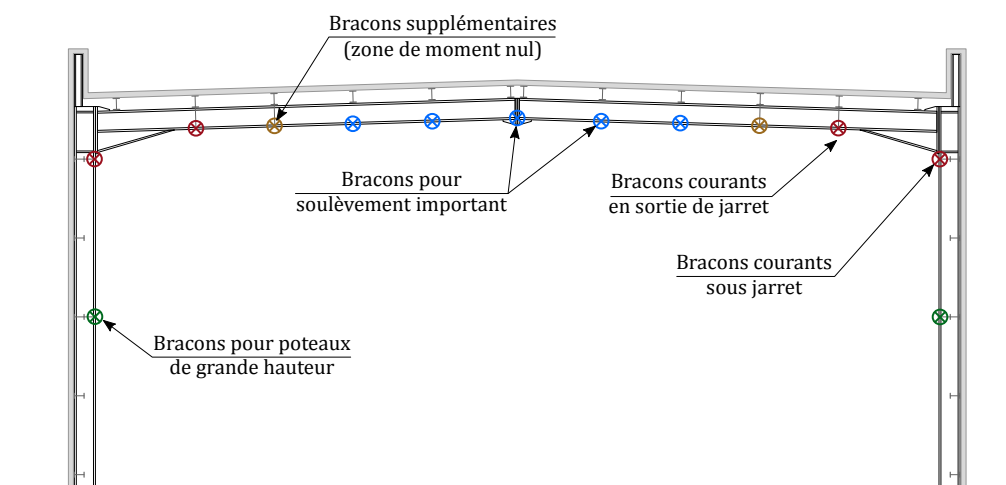


Figure 68: Dispositions courantes des bracons pour un portique

Les poteaux doivent également être maintenus latéralement de manière convenable. Le long de ces derniers, les lisses (voir 4.3.2.4) peuvent parfois être utilisées pour créer des appuis. Comme pour les pannes en toiture, il convient que ces lisses soient efficacement bloquées. Les éléments directement attachés aux nœuds de la palée de contreventement sont les plus efficaces et donc les seuls à être pris en compte. Les lisses interrompues par la présence d'ouverture en façade ne peuvent pas constituer des appuis convenables à moins, par exemple, de transmettre les efforts de maintien sur une lisse adjacente non interrompue ou aux pieds de poteau (par l'intermédiaire d'une croix de Saint-André).

La zone d'encastrement juste sous l'assemblage avec la traverse subie un état de sollicitation particulièrement élevé (voir Figure 69) et peut donc être très instable, notamment pour des poteaux de grande hauteur d'âme. Il est judicieux de prévoir un maintien efficace à proximité immédiate de cette section (bracon sous jarret sur la Figure 68).



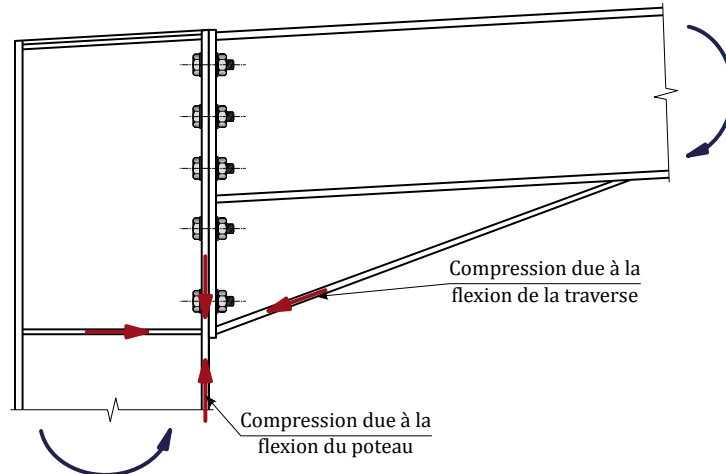


Figure 69: Etat de sollicitation de la section du poteau sous l'assemblage

Ce maintien peut également être constitué d'un buton spécifique en profilé creux filant sur tout le long pan. Cette disposition tend par ailleurs à créer une ceinture métallique continue qui entoure le bâtiment et à même de reprendre des efforts de traction significatifs. Ce type de disposition est robuste, c'est-à-dire qu'il confère à l'ouvrage une bonne capacité à ne pas s'effondrer entièrement et brutalement grâce à la redistribution des efforts entre les différents composants.

3.3.3 Les portiques de stabilité (ou palée-cadre)

La conception décrite au [paragraphe 3.4.2.1](#) inclut des portiques dits «de stabilité», remplaçant des contreventements triangulés lorsque les conditions d'exploitation imposent une large ouverture. Par rapport aux portiques courants décrits au paragraphe précédent, les portiques de stabilité présentent quelques particularités.

Ces portiques servent principalement à la reprise d'efforts horizontaux appliqués aux nœuds poutre-poteau. Il est souvent nécessaire d'utiliser des sections présentant une grande inertie afin d'obtenir un portique suffisamment rigide, ce qui rend cette conception assez chère par rapport à une triangulation.

Seule une charge verticale modeste est généralement appliquée directement sur ces portiques, bien souvent limitée au poids propre des barres les constituant. Cependant, à l'instar des palées triangulées, les portiques de stabilité servent généralement d'appui latéral pour plusieurs portiques courants. Ils stabilisent donc une charge verticale totale importante (voir la [Figure 70](#)). En combinaison avec les imperfections d'aplomb, cette charge verticale importante implique que les portiques de stabilité peuvent être très sensibles au phénomène d'instabilité globale (voir le [paragraphe 2.4.3.4](#)). Il est donc important de concevoir ces portiques pour qu'ils soient le plus rigides possible.

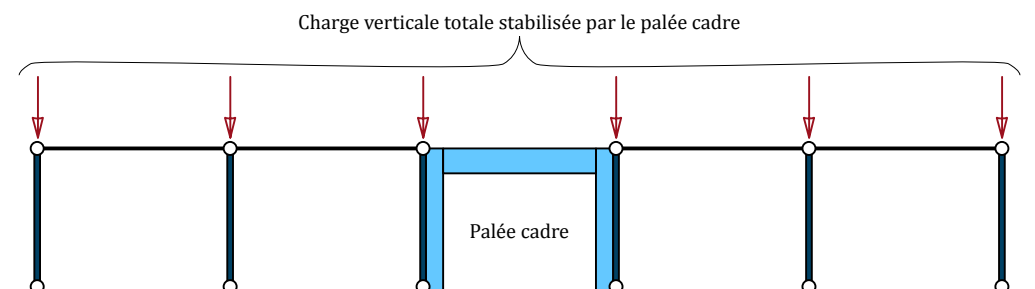


Figure 70: Charge verticale stabilisée

Compte tenu des raisons d'exploitation qui poussent à prévoir des portiques de stabilité, il n'est pas toujours possible de renforcer les assemblages traverse-poteaux par un renfort de jarret, ceci afin de conserver un gabarit de passage maximal. Ces assemblages risquent alors de présenter une rigidité trop faible par rapport à celle de la traverse, qui est souvent courte, pour pouvoir être assimilés à un



encastrement (voir le [paragraphe 5.3.1](#)). De ce fait, la rigidité du portique dans son ensemble peut se voir réduite.

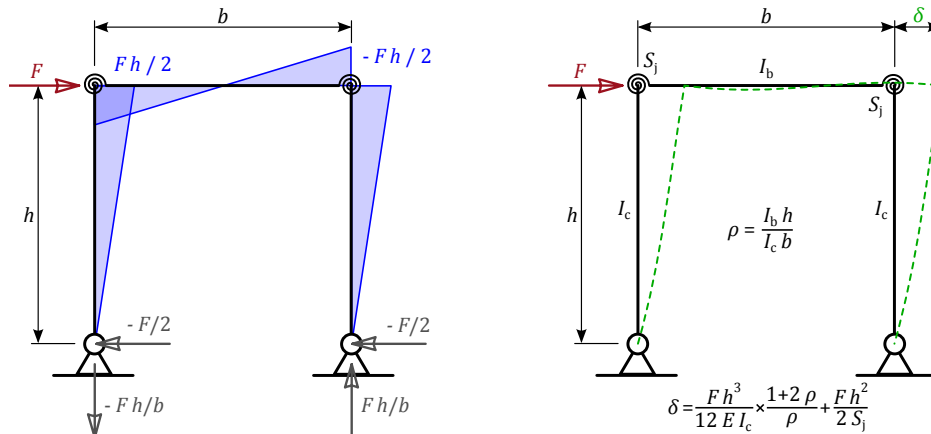


Figure 71: Fonctionnement d'un portique de stabilité symétrique avec assemblage semi-rigide

La [Figure 71](#) décrit le fonctionnement d'un portique de stabilité symétrique en incluant la semi-rigidité des assemblages. L'application d'une charge horizontale au nœud poutre-poteau d'un tel portique induit un moment de flexion qui est nul au centre de la traverse. Sous ce cas de charge, dominant pour un portique de stabilité, un tel portique peut se résoudre simplement comme s'il était isostatique.



La prise en compte explicite de la rigidité flexionnelle de l'assemblage dans l'analyse de l'ossature reste relativement simple dans le cas présenté ci-dessus, et elle n'influence que la déformation du portique.

En outre, les portiques de stabilité ne peuvent pas toujours bénéficier de maintien hors du plan le long de leur traverse, car de tels éléments gêneraient l'exploitation du bâtiment. La vérification de la stabilité de cette dernière est donc importante, cependant le diagramme de moment (tel que montré sur la [Figure 71](#)) est plutôt favorable pour la résistance vis-à-vis du déversement.

3.4 Conception d'ensemble

3.4.1 Conception courante avec portiques contreventés par triangulation

3.4.1.1 Schéma général

Les bâtiments industriels sont très souvent conçus avec une série de portiques parallèles, dont la stabilité hors du plan est assurée par des contreventements triangulés. La [Figure 72](#) montre une vue schématique de cette conception courante. Elle est particulièrement bien adaptée à des bâtiments rectangulaires, les portiques étant alors disposés parallèlement à la plus courte dimension.



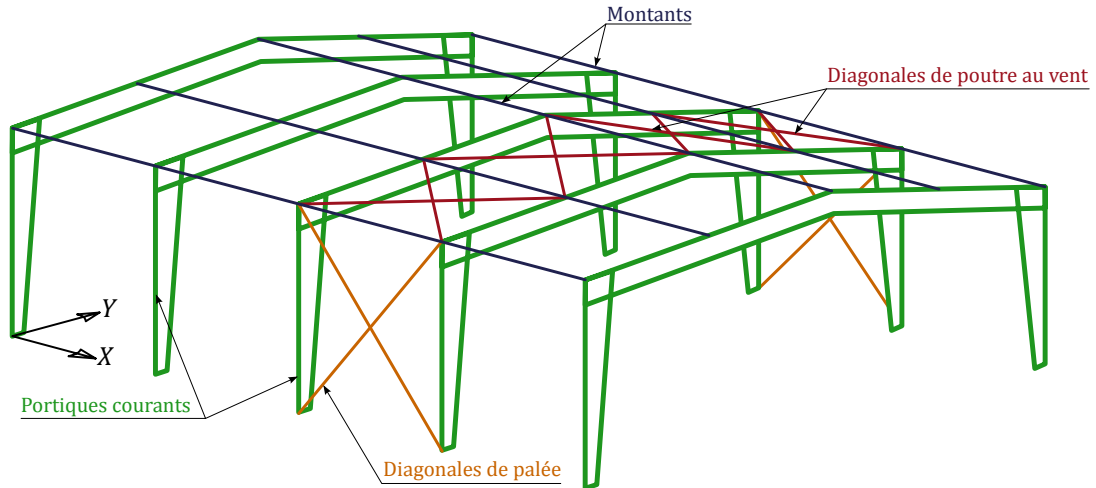


Figure 72 : Portiques transversaux et stabilité longitudinale par ossatures triangulées

Les portiques courants, tels que décrits au [paragraphe 3.3.2](#), permettent la reprise des charges verticales et également des charges horizontales appliquées dans leur plan (dans la direction de l'axe Y). Lorsque les conditions d'exploitation le permettent, les portiques sont tous identiques et régulièrement espacés. L'espacement entre portiques varie classiquement de 5 à 10 mètres, la distance de 6 mètres étant très courante due aux conditions de livraison de nombreux produits constitutifs (pannes, lisses, etc. disponibles en barres de 6 ou 12 mètres).

3.4.1.2 Contreventements par triangulation

La reprise des charges horizontales appliquées hors du plan des portiques (dans la direction de l'axe X) est assurée par des ossatures de contreventement triangulées. De préférence, la poutre au vent et les palées sont disposées dans la même travée. En phase de chantier, il est judicieux de débiter par le montage des deux portiques et des contreventements associés. La travée contreventée ainsi réalisée est stable et peut servir d'appui pour le reste de l'ossature.

De préférence, un bâtiment de ce type ne comporte qu'une travée contreventée et celle-ci est située au centre. De cette façon, les variations de température voient leur influence limitée à une libre déformation, ce qui évite de générer des contraintes potentiellement importantes en cas de bridage (voir la [Figure 73](#)).

Une augmentation de la température d'un élément en acier de 25 °C génère une augmentation de sa longueur à raison de 0,3 mm/m, si celui-ci est entièrement libre (voir le coefficient de dilatation thermique au [paragraphe 2.1.3](#)). S'il est parfaitement bridé, la dilatation empêchée entraîne l'apparition d'une contrainte de compression, à raison de 63 MPa pour la même variation de température (quelle que soit sa section). Une diminution de la température entraîne une contraction de l'élément, donc une diminution de sa longueur s'il est libre, ou une contrainte de traction s'il est bridé.

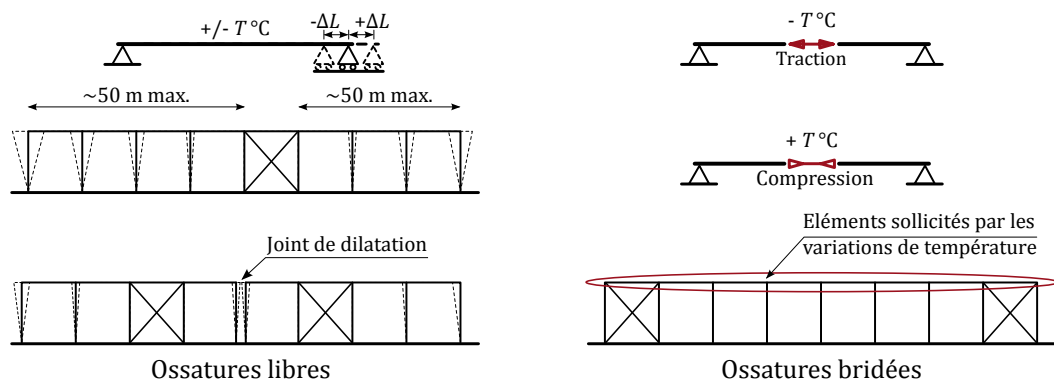


Figure 73 : Effet des variations de température pour différentes conceptions



On admet usuellement en France qu'un bâtiment industriel peut présenter une longueur d'environ 50 m de part et d'autre de la palée, sans justification particulière vis-à-vis des variations températures. Cette distance permet notamment de limiter la déformation induite par les changements de température. Au-delà, il est recommandé de mettre en œuvre des joints de dilatation afin de découper le bâtiment en plusieurs ossatures indépendantes.



En France métropolitaine, les températures mesurées sous abris (référence météorologique) s'échelonnent globalement de -30 °C à +40 °C. L'amplitude thermique réellement appliquée à l'ossature peut être assez difficile à déterminer précisément, car elle dépend de multiples facteurs comme la température de montage, les conditions d'exploitation, l'isolation, la couleur de l'enveloppe, etc.

Traitement des pignons

Dans ce type de conception, on distingue deux façons de réaliser les pignons. L'ossature de façade peut être directement appuyée sur un des portiques, via des potelets (voir la [Figure 74a](#)). Les assemblages de ces potelets sont généralement conçus pour autoriser le libre déplacement vertical de la traverse du portique, via des trous oblongs. Ainsi, les potelets sont principalement sollicités en flexion par le vent appliqué sur le pignon et ne subissent qu'une charge verticale faible.

Si ce portique de rive est identique à ceux qui sont en zone courante, il est alors sensiblement surdimensionné (car sa bande de charge est divisée par deux). Le surdimensionnement d'un portique courant utilisé en rive peut être utilisé en cas d'extension ultérieure du bâtiment : il suffit de démonter la façade et les potelets pour agrandir le bâtiment.

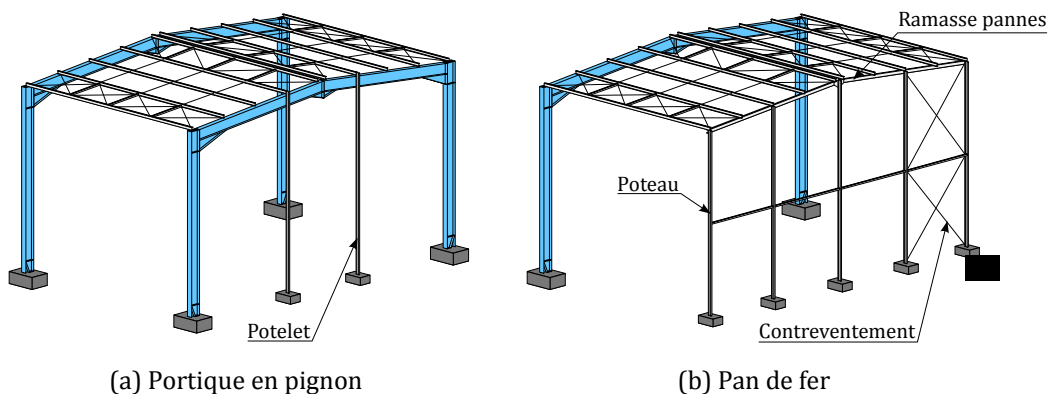


Figure 74: Traitement des pignons

En alternative, il est possible d'optimiser l'ossature du pignon de façon à réduire ce surdimensionnement. Plutôt que de simplement réduire la dimension des profils du portique, on peut réaliser une ossature contreventée appelée « pan de fer », schématisée sur la [Figure 74b](#). Le pan de fer est plus économique, mais il limite les possibilités d'extension futures.

Contrairement aux potelets en cas de portique de rive, les poteaux du pan de fer doivent reprendre la charge verticale provenant de la panne. En tête, ces poteaux sont liés par une traverse ayant également pour fonction de supporter les pannes, d'où son appellation usuelle de « ramasse pannes » (voir la [Figure 75](#)). Il s'agit fréquemment d'un profilé en U, alors que les poteaux sont généralement en I.



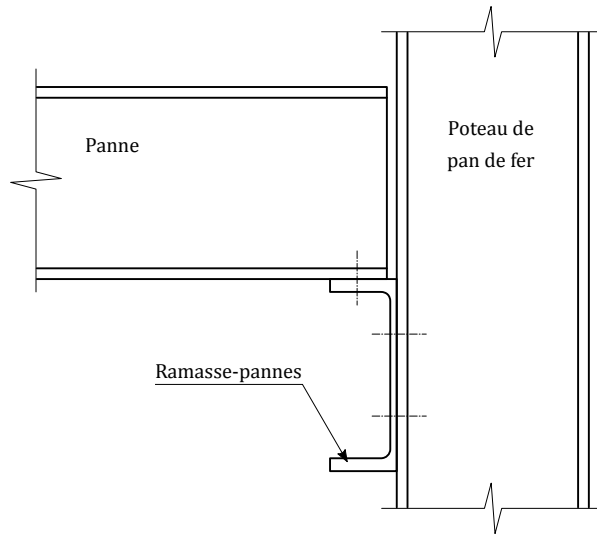


Figure 75: Ramasse pannes

Le pan de fer possède un contreventement par triangulation agissant dans la même direction que les portiques courants du bâtiment. De ce fait, il existe une différence de rigidité significative entre le pan de fer et le portique le plus proche, ce qui implique des déplacements différentiels importants (voir la Figure 76a). Cela peut dégrader les éléments d'enveloppe entre ces deux éléments (en fonction de leur nature), ou empêcher le bon fonctionnement d'un éventuel pont roulant.

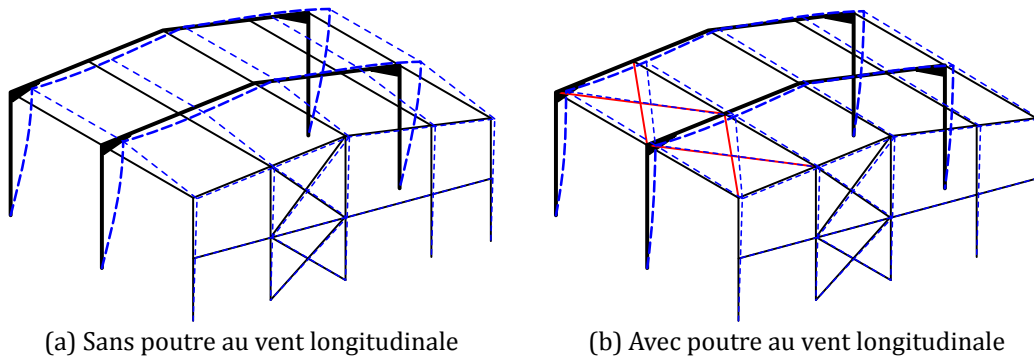


Figure 76: Comportement différent entre portique et pan de fer

Afin d'égaliser quelque peu les déplacements entre les portiques et les pans de fer, il est possible de mettre en œuvre une poutre au vent longitudinale comme montrée sur la Figure 76b. Les portiques sont d'autant moins déformés qu'ils sont proches du pan de fer, mais ce dernier se trouve plus fortement sollicité.



La mise en œuvre de poutres au vent longitudinales est fréquente lorsque le bâtiment comporte un pont roulant. En effet, les déplacements différentiels significatifs sont incompatibles avec le bon fonctionnement d'un tel équipement.

On peut par ailleurs noter que la conception montrée sur la Figure 76a peut facilement être étudiée en décomposant l'ossature en plans (2 dimensions), alors que l'interaction entre les portiques et le pan de fer dans la conception montrée sur la Figure 76b implique d'appréhender le comportement de l'ossature en 3 dimensions.

3.4.2 Conceptions alternatives

3.4.2.1 Bâtiment avec palées-cadres en long pan

Suivant les conditions d'exploitation, il peut être impossible de mettre en place des systèmes triangulés verticaux pour stabiliser les portiques. Il est alors possible d'utiliser une variante de la conception



présentée au [paragraphe 3.4.1](#), en remplaçant les contreventements triangulés par des « palées-cadre » (ou « portiques de stabilité »). La [Figure 77](#) illustre cette disposition. Les particularités des portiques de stabilité, décrites au [paragraphe 3.3.3](#), sont à considérer pour l'étude d'une telle conception.

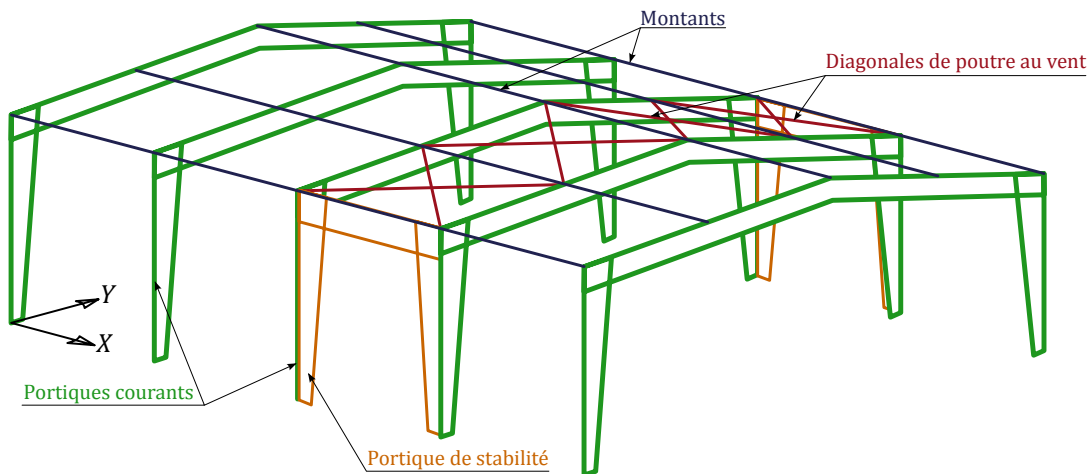


Figure 77: Portiques transversaux et palées-cadres

Plusieurs dispositions sont envisageables pour intégrer le portique de stabilité avec le reste de l'ossature. Sur la [Figure 78a](#), les poteaux du portique de stabilité ne sont pas directement liés aux poteaux du portique courant. Dans le cas présenté, l'effort transite par une ossature triangulée entre le plan de la toiture et le portique de stabilité. Cette disposition est par exemple utilisée en présence d'un chemin de roulement de pont roulant, la traverse du portique de stabilité étant positionnée à la même hauteur que celui-ci.

Sur la [Figure 78b](#), les mêmes poteaux sont utilisés pour les portiques courants et les portiques de stabilité. Étant sollicités en flexion dans deux directions, il convient d'utiliser des sections adaptées pour ces poteaux. Il est par exemple possible d'utiliser des PRS de section cruciforme comme montré sur la figure.

La disposition montrée sur la [Figure 78c](#) consiste à reconstituer un poteau en treillis dont la membrure est un poteau de portique courant. L'intérêt de cette conception est de ne pas nécessiter d'assemblages rigides (voir le [paragraphe 5.3](#)). En contrepartie, elle nécessite plusieurs assemblages du même type que ceux servant à attacher des barres de contreventement (voir le [paragraphe 5.2.2](#)), ce qui peut augmenter le temps de travail en fabrication.

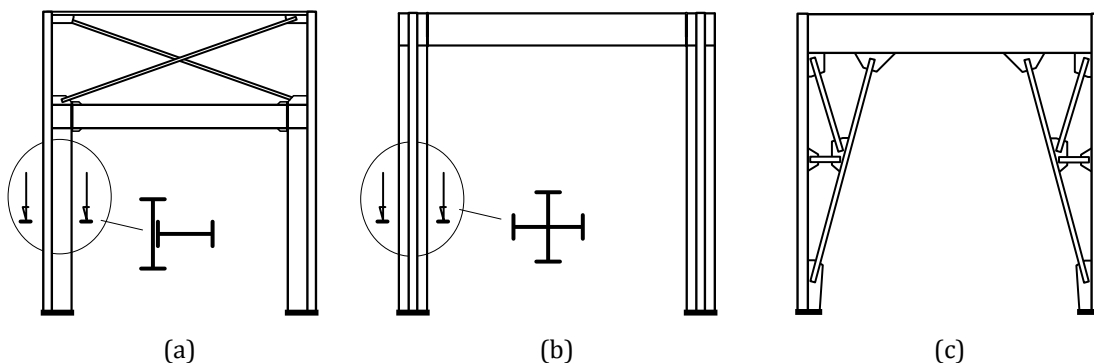


Figure 78: Intégration du portique de stabilité avec l'ossature transversale

3.4.2.2 Bâtiment entièrement stabilisé par des triangulations

Pour les bâtiments industriels de très grande surface, et présentant une forme en plan plutôt carrée, une ossature entièrement stabilisée par des contreventements triangulés peut être intéressante. La [Figure 79](#) en propose une schématisation.



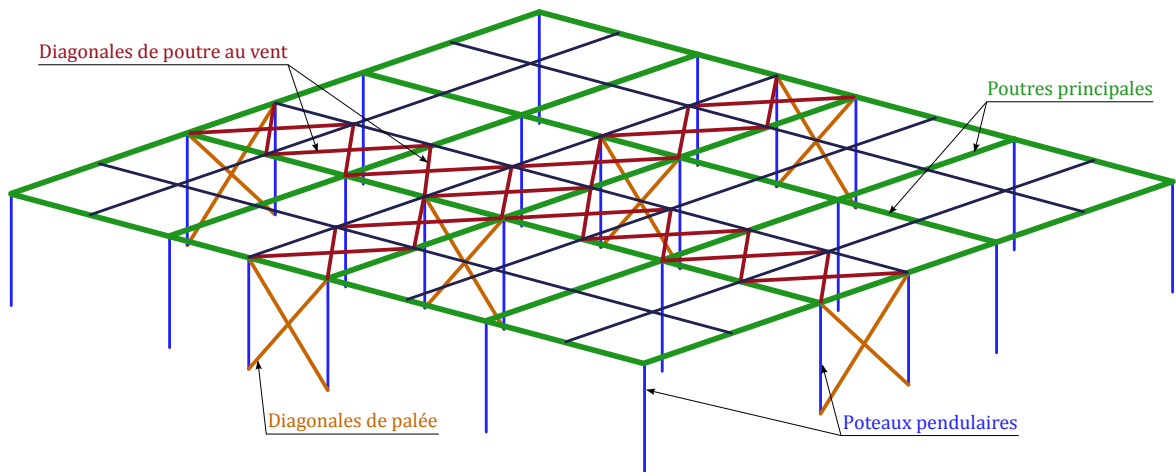


Figure 79: Réseau de poutres sur poteaux pendulaires (stabilisation par triangulation)

Dans cette disposition, les poutres principales sont souvent continues afin de réduire leur déformation. Les poteaux sont assemblés sous la traverse en utilisant une disposition visant à limiter la transmission de moment entre ces deux éléments (poteau pendulaire, voir 3.3.2 et 5.2.6).

3.4.2.3 Bâtiment comportant des palées-cadres et des triangulations

Une conception comportant à la fois des portiques de stabilité et des palées triangulées pour reprendre des efforts appliqués dans la même direction est également envisageable, voir la Figure 80. Par exemple, cela peut être le cas lorsqu'il est possible de disposer des triangulations en façade mais que les conditions d'exploitation imposent l'usage d'une palée-cadre pour stabiliser les files de poteaux intermédiaires.

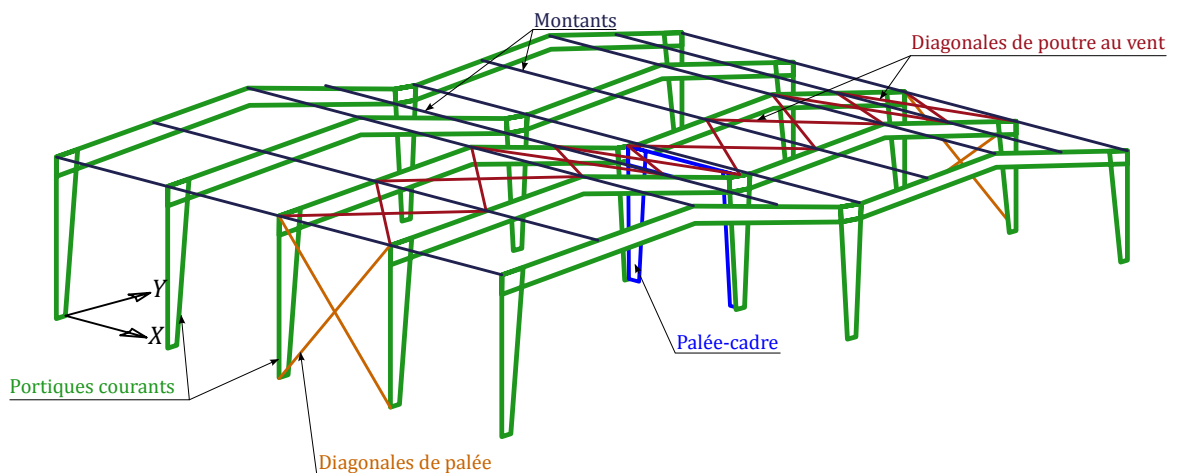


Figure 80: Triangulations et palée-cadre

La différence de rigidité des deux systèmes rend le problème plus complexe à analyser, car l'ossature triangulée concentrera plus d'efforts que l'ossature en cadre. La distribution correcte des sollicitations ne peut être déterminée qu'en analysant l'ossature du bâtiment dans sa totalité (par une modélisation informatique en 3D, par exemple).

3.4.2.4 Bâtiment en portiques croisés

Pour certains bâtiments, il peut être envisageable de recourir à des portiques croisés, comme schématisé sur la Figure 81. Cette disposition est bien adaptée à des bâtiments plutôt carrés et lorsque l'exploitation exige un grand volume libre de poteaux et l'absence d'obstacle en façade. Au-delà de 20 à 30 mètres de portée, il devient plus difficile économiquement de se passer de poteaux intermédiaires.



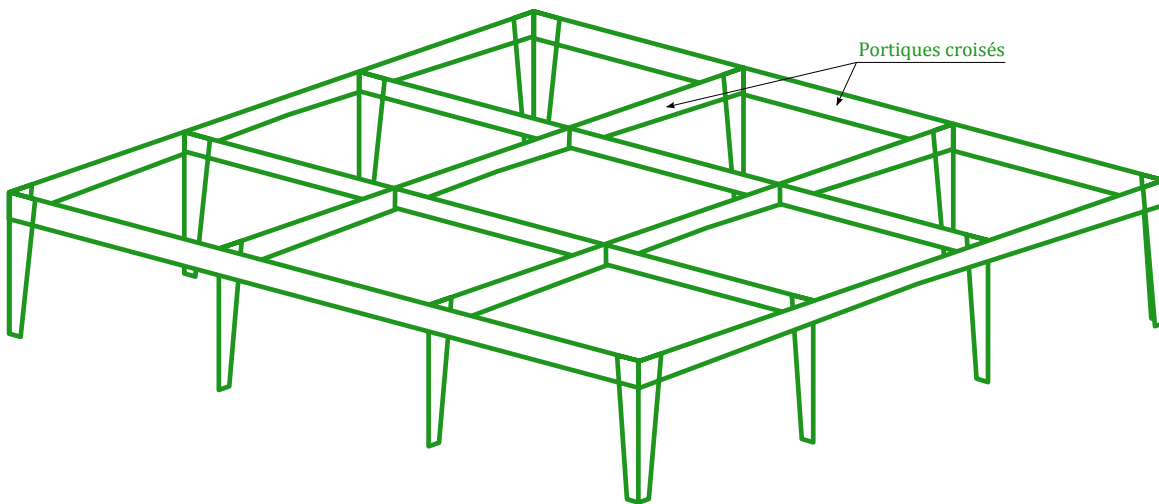


Figure 81 : Portiques croisés



La Figure 81 ne fait pas apparaître de poutre au vent en toiture mais il est cependant recommandé d'en prévoir une. À défaut, les barres et les assemblages doivent également assurer la transmission d'un moment de flexion significatif dans le sens de la faible inertie.

Pour cette disposition, l'analyse complète de l'ossature du bâtiment (modélisation informatique en 3D) est indispensable. Le comportement de chaque portique est en effet indissociable des autres. Cela peut générer une certaine difficulté pour bien appréhender la conception de l'ossature, ainsi que son optimisation.

Ce type de conception concentre plusieurs difficultés, notamment au niveau des assemblages puisque tous (hormis les pieds de poteaux) doivent assurer la transmission du moment de flexion autour de la grande inertie des profils.

3.4.2.5 Bâtiment avec toiture en sheds

Les toitures en « sheds » correspondent à un profil en dents de scie, avec des versants aux pentes très différentes. Historiquement, cette conception a été très utilisée pour la toiture des bâtiments industriels. Elle est aujourd'hui plus rare, et le présent ouvrage se limite donc à une présentation sommaire.

Le versant à la plus forte pente est orienté au Nord et il est vitré pour obtenir un éclairage naturel indirect de l'atelier, ce qui constitue l'intérêt principal recherché par cette conception. Le versant orienté au Sud possède une couverture conventionnelle opaque.

Parmi les conceptions qui permettent de créer des toitures en sheds, la Figure 82 montre une disposition utilisant des fermes principales en treillis (pour laisser passer la lumière). Les sheds sont ici composés de poutres treillis utilisées en tant que pannes et disposées entre les fermes principales.



3 Ossature principale d'un bâtiment en acier

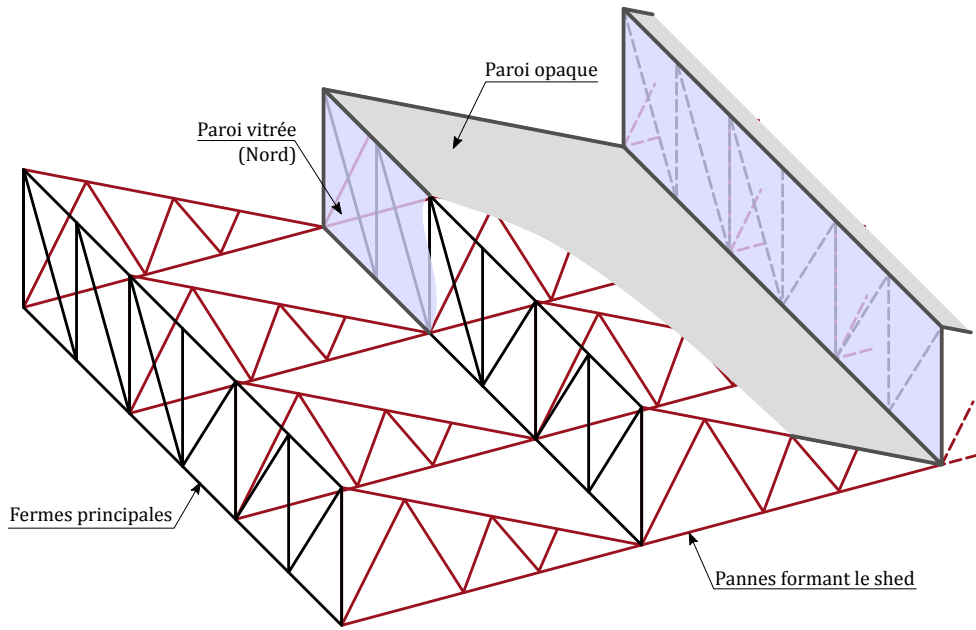


Figure 82: Sheds intégrés entre des fermes treillis

Il est alors plus efficace de positionner le contreventement de toiture dans le plan des semelles inférieures de la poutre treillis. La stabilité latérale de la semelle supérieure est assurée par la panne qui la relie à la semelle inférieure de la poutre principale adjacente.

D'autres conceptions peuvent être envisagées ; par exemple la Figure 83 utilise une traverse horizontale de section en I ou H, sur laquelle on vient poser une série d'ossatures triangulaires pour créer la forme voulue.

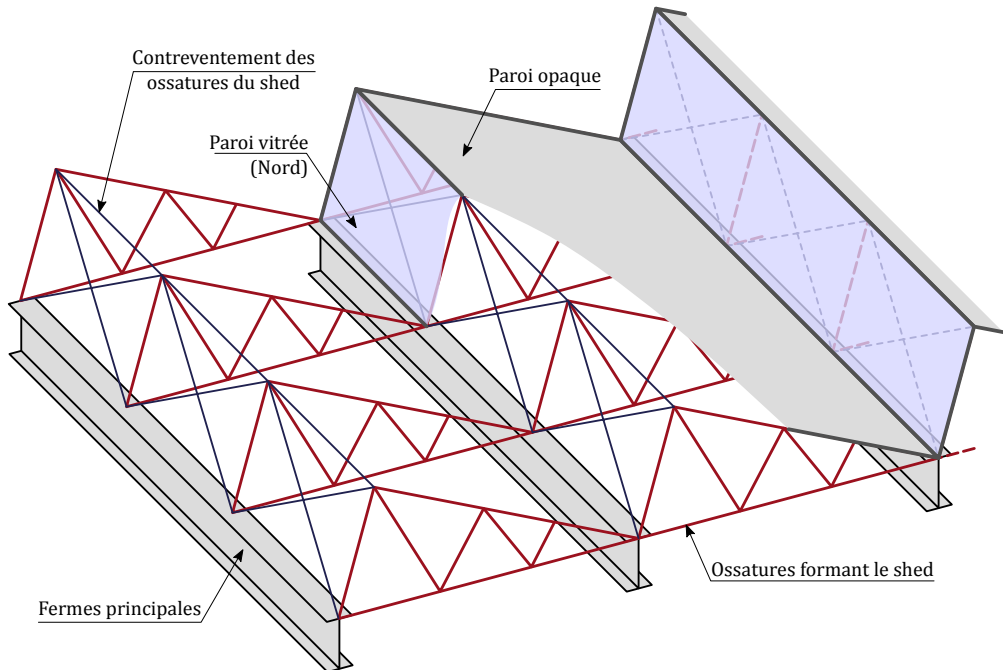


Figure 83: Sheds indépendants posés sur l'ossature



Ossatures secondaires

4.1 Ossatures de plancher

4.1.1 Les systèmes de plancher

4.1.1.1 Planchers béton

On distingue les planchers réalisés en béton des planchers dits « secs » qui n'en comportent pas. Les principaux systèmes de planchers en béton classiques sont décrits sur la *Figure 84* ci-dessous.

Le système de plancher béton le plus simple est la dalle pleine en béton armé. Cependant, la réalisation du coffrage nécessaire au coulage de la dalle étant une étape fastidieuse, cette technique est souvent remplacée par une variante utilisant des prédalles (*Figure 84a*) ou un coffrage perdu (un bac acier par exemple – voir *Figure 84b*). Les prédalles participent à la résistance finale du plancher, alors que le bac acier en coffrage perdu n'est utilisé que pour supporter les opérateurs et le béton frais pendant la construction.

Contrairement au bac servant de coffrage perdu, les dalles mixtes (*Figure 84c*) sont coulées sur un bac présentant des indentations spécialement conçue pour collaborer avec le béton en phase d'exploitation. La connexion du béton sur le bac permet ainsi de réduire le besoin d'armature dans la dalle. La portée d'un tel bac est souvent limitée par la phase de coulage.

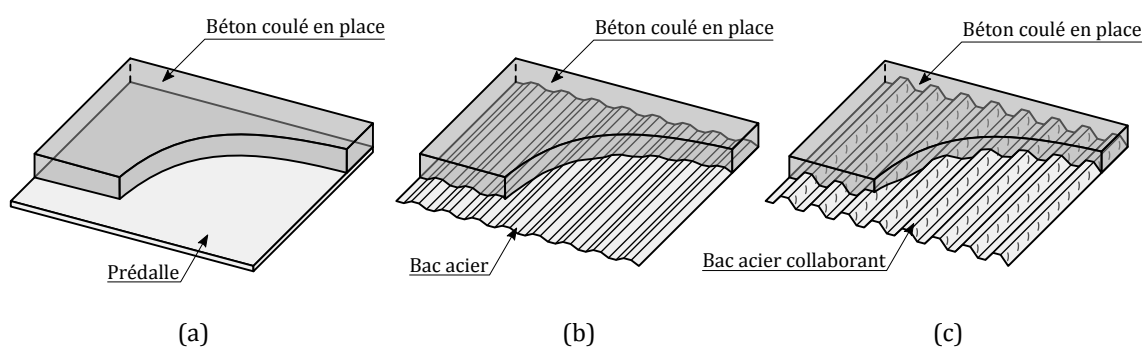


Figure 84: Principaux systèmes de planchers classiques en béton

D'autres systèmes peuvent être envisagés, comme la mise en œuvre de dalles alvéolées préfabriquées entre les solives, ou encore l'utilisation de tôles profilées similaires aux plateaux supports de couverture ou de bardage (voir 4.2.1 et 4.3.1) partiellement remplis d'isolant.

Les systèmes de plancher décrits ci-dessus comportent un élément servant de coffrage pour le béton (et éventuellement en phase d'exploitation). Au moment du coulage, cet élément doit reprendre seul le poids des opérateurs et de la totalité du béton frais, en incluant si nécessaire les effets de mare (sur-épaisseur de béton due à la déformation du coffrage).

Pour soulager cet élément pendant le coulage, il est possible de mettre en œuvre des étais apportant ainsi des appuis supplémentaires entre les différentes solives. Toutefois, de nombreuses entreprises cherchent aujourd'hui à supprimer l'étalement des systèmes de plancher lorsque c'est possible. Au-delà des nombreuses exigences applicables au système de plancher béton en phase d'exploitation (mécanique, thermique, acoustique, esthétique, etc.), la phase de coulage est un critère important dans le choix de tel ou tel concept.



4.1.1.2 Planchers secs

Les planchers ne comportant pas de béton sont dits secs; les principaux types sont décrits sur la *Figure 85*. L'intérêt majeur de ce type de solution réside dans sa rapidité de réalisation, puisqu'il n'y a pas de phase de coulage ni de séchage du béton.

Un système de plancher sec simple peut par exemple comporter un bac servant de support à un revêtement à base de bois (généralement un panneau aggloméré OSB ou contreplaqué - *Figure 85a*). Suivant les besoins, cette conception peut être complétée par un certain nombre de couches apportant une isolation thermique et/ou phonique complémentaire.

Il est également possible de concevoir un plancher sec entièrement métallique, par juxtaposition d'éléments préfabriqués comme des caillebotis (*Figure 85b*) ou des tôles formées à froid (tôles à larmes, perforées, etc. - voir la *Figure 85c*). Si ces éléments sont relativement communs dans les locaux industriels, certaines dispositions sont également adaptées à des usages plus généraux (habitation, bureau, établissement recevant du public, etc.).

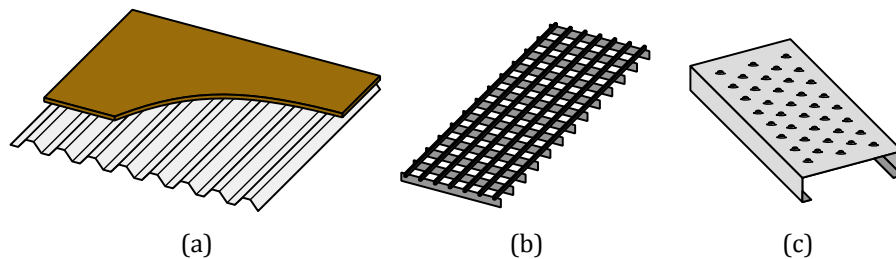


Figure 85 : Principaux systèmes de planchers secs

4.1.2 L'ossature métallique support de plancher

4.1.2.1 Fonctionnement général

L'ossature métallique supportant le plancher est souvent constituée d'un réseau de poutre orthogonales, comme présenté sur la *Figure 86*. La disposition courante comprend des poutres principales, appuyées sur les porteurs verticaux (poteaux) et pouvant être continues, entre lesquelles se trouvent des solives simplement appuyées.

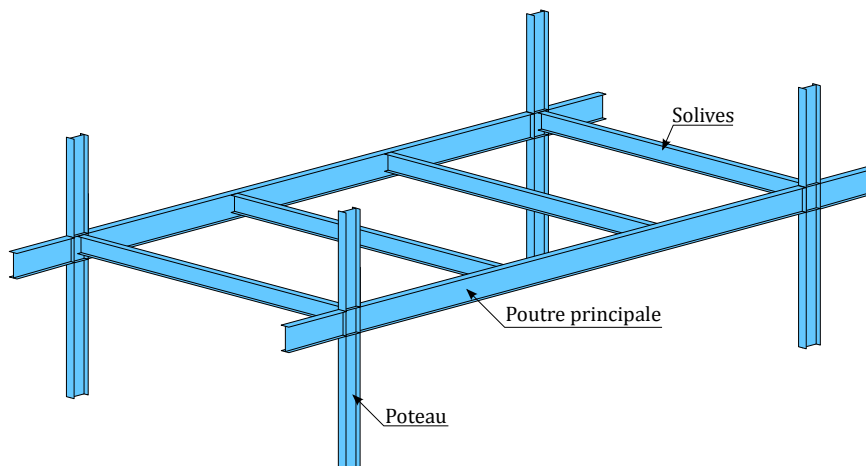


Figure 86 : Réseau de poutres support de plancher

Les solives sont alors disposées perpendiculairement au sens porteur du système de plancher, et leur entraxe dépend directement des performances mécaniques de celui-ci (en phase de coulage ou définitive, suivant les cas). L'espacement des poutres principales est, lui, principalement dicté par la position des porteurs verticaux.



4.1.2.2 Les solives

Les solives sont les éléments destinés à reprendre la charge du plancher pour la redistribuer sur les poutres principales. Il est possible de distinguer les solives qui fonctionnent seules (*Figure 87a*) de celles qui travaillent en collaboration avec le béton du plancher (voir la *Figure 87b*).

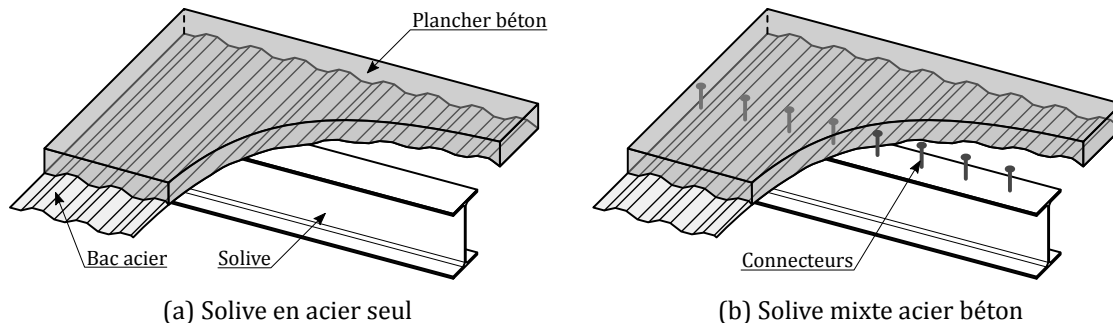


Figure 87: Solives en acier ou mixte acier-béton

De façon générale, les solives sont appuyées simplement sur les poutres principales. L'assemblage le plus employé est celui par double cornière, décrit au [paragraphe 5.2.3](#). Les solutions décrites aux [paragraphes 5.2.4](#) (platine d'about réduite et gousset soudé) peuvent également être envisagées.

Solive en acier seul

La solive acier seule constitue une solution simple et qui peut être utilisée avec tous les systèmes de plancher. Il s'agit habituellement d'un profilé métallique IPE simplement supporté par les poutres principales et sur lequel repose ledit plancher. Des solives formées à froid (C ou Sigma, principalement) peuvent également être utilisées, mais leur domaine d'usage courant reste confiné aux planchers secs.

Les solives étant habituellement des éléments isostatiques et chargées uniquement par des actions gravitaires, seule la semelle supérieure se trouve comprimée. Le système de plancher peut-être mis à contribution pour stabiliser cette semelle.

Solive mixte acier-béton

À profilé métallique équivalent, une solive mixte acier-béton reprend une charge plus importante qu'une solive fonctionnant seule. Cette technique est principalement utilisée dans le cas des dalles coulées sur un bac acier (collaborant ou non) et avec des profilés laminés IPE.

La mixité du comportement s'obtient en fixant des connecteurs sur la semelle supérieure de la solive. Il existe plusieurs types de connecteurs, des goujons soudés aux éléments emboutis en acier devant être cloués. Ces connecteurs sont noyés dans la dalle en béton, empêchant ainsi le glissement relatif entre cette dernière et le profilé métallique.

Comme pour un bac collaborant, le fonctionnement mixte de la solive ne fait son effet qu'après le durcissement du béton. Cela implique que la solive fonctionne seule pendant la phase de coulage pour supporter les opérateurs et le béton frais. Lorsqu'on ne souhaite pas étayer la poutre, ce qui est assez courant, ces vérifications en phase chantier prennent une grande importance dans le dimensionnement.



Pour des charges d'exploitation faibles, la situation de chantier peut être dimensionnante et le surcoût de la connexion n'est alors plus utile.

En principe, le cumul correct des contraintes dans le profilé métallique se fait en considérant le changement de comportement entre la phase acier et la phase mixte. En pratique cependant, la possibilité de prendre en compte le fonctionnement en plasticité de la poutre mixte évite cette difficulté, au prix d'un domaine d'application légèrement plus restreint (degré de connexion minimale).



Solives intégrées et alvéolaires

Dans les solutions présentées précédemment, les solives sont situées sous la dalle. Dans cette disposition, l'épaisseur totale du plancher et de ses solives peut devenir trop importante au vu des contraintes d'exploitation (intégration des réseaux, par exemple). Afin de réduire cette épaisseur, il est possible d'utiliser des solives intégrées au plancher.

Ce type de solution consiste à positionner l'élément formant coffrage (prédalles, bac collaborant ou non, dalle alvéolée) sur la semelle inférieure de la solive. Celle-ci doit être plus large que la semelle supérieure, ou renforcée par un talon. Le béton est ensuite coulé pour finaliser le plancher, enrobant entièrement la solive (voir la [Figure 88a](#)). La capacité des poutres intégrées et de la dalle à fonctionner ensemble étant moins bien maîtrisée en l'absence de connecteurs, le fonctionnement mixte de ce type de système est aujourd'hui négligé.

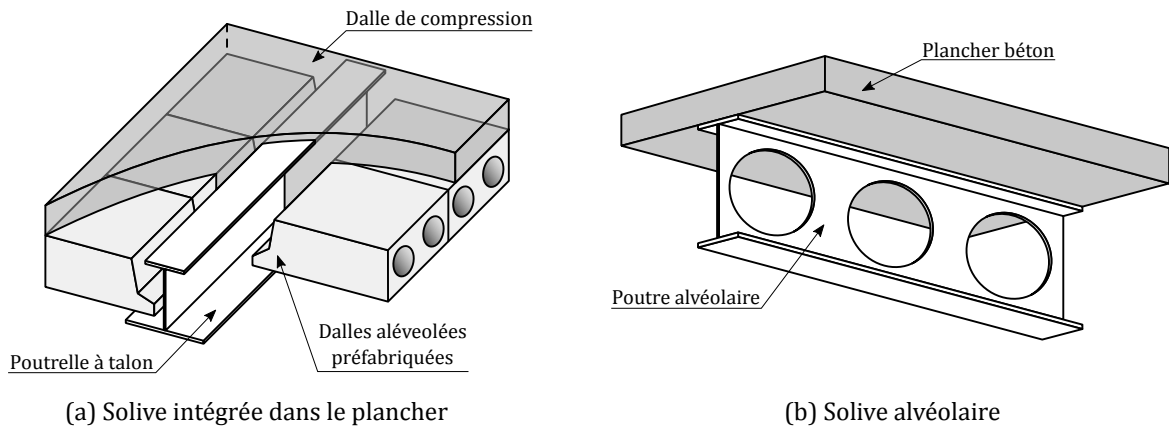


Figure 88: Solives intégrées et solives alvéolaires

Il est également possible de conserver les solives sous la dalle, mais de prévoir des ouvertures dans leurs âmes afin de permettre le passage des réseaux. Ces ouvertures peuvent être réalisées à certaines positions seulement, mais cette solution peut manquer de souplesse en cas de modification du plan de réseau (pendant le chantier ou au cours de la vie de l'ouvrage). Une autre solution consiste alors à utiliser des poutres alvéolaires (voir la [Figure 88b](#) et le [paragraphe 2.2.3](#)) comportant des ouvertures multiples.

4.1.2.3 Les poutres principales

Les poutres principales sont les éléments supportant les solives (le cas échéant) et transférant la charge aux porteurs verticaux (poteaux, etc.). Comme les solives, il s'agit d'éléments fléchis qui peuvent fonctionner seuls ou en collaboration avec la dalle.

Les poutres principales sont habituellement constituées de profilés laminés en IPE, ou de poutres cellulaires lorsqu'il est nécessaire de prévoir le passage de multiples réseaux (il peut également s'agir d'un choix esthétique). Elles peuvent être simplement appuyées à leurs extrémités, comme les solives, mais il est intéressant de concevoir des poutres continues afin notamment de réduire leur déformation.

Cette mise en continuité peut être réalisée en « posant » la poutre sur un poteau dit « pendulaire », comme montré à la [Figure 89a](#), notamment si ce dernier ne traverse pas la dalle. Dans cette disposition, il est nécessaire de stabiliser le plancher par un élément annexe, comme une croix de Saint André.

La [Figure 89b](#), montre l'assemblage d'un poteau en profils creux (généralement carré) par platine boulonnée sous la poutre. Alternativement, la [Figure 89c](#) montre l'utilisation d'assemblages de continuité de part et d'autre du poteau, capables de transférer un moment appréciable (voir le [paragraphe 5.3](#)). Ces deux dispositions peuvent être stables par elles-mêmes, grâce à la mobilisation de l'effet cadre (voir [3.3](#)).



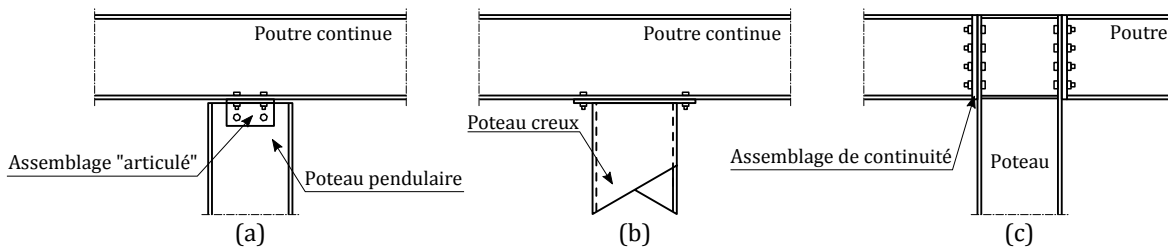


Figure 89: Poutres de plancher continues

Les poutres continues sont habituellement analysées en isolant deux cas extrêmes de chargement :

- deux travées adjacentes chargées au maximum, les autres uniquement sollicitées par les charges permanentes (voir Figure 90a) ;
- une travée chargée au maximum sur deux, les autres uniquement sollicitées par les charges permanentes (voir Figure 90b).

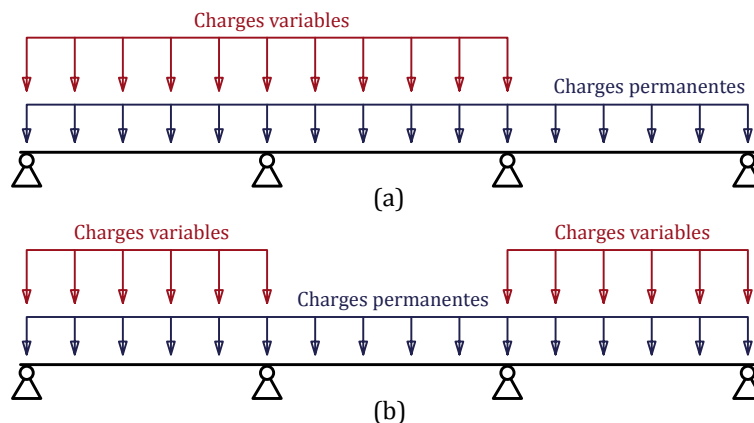


Figure 90: Chargement des poutres continues

Le premier cas permet de majorer la réaction d'appui et le moment sur appui tandis que le second majore la flèche et le moment en travée.

4.2 Ossature de toiture

La toiture est couramment séparée en deux sous-ensembles, aux fonctions différentes :

- le système qui assure l'enveloppe du bâtiment (fonction clos et couvert) ; il est désigné par système de couverture dans le présent guide et est décrit succinctement au [paragraphe 4.2.1](#) ;



Le système par tôles d'acier nervurées support d'étanchéité (voir la Figure 91b) est souvent désigné «toiture», avec un sens excluant l'empannage. Cette habitude vient de la terminologie utilisée dans les documents de mise en œuvre de ces différents systèmes (DTU).

- l'ossature secondaire supportant l'enveloppe (« l'empannage »), comprenant les pannes décrites au [paragraphe 4.2.2](#) et les éléments de liernage décrits au [paragraphe 4.2.3](#).

À noter que la réalisation de ces sous-ensembles est souvent confiée à des entreprises différentes. Le vocable «toiture» prend dans le langage courant un sens plus large incluant aussi les fermes (poutres principales supportant la toiture). Dans le présent guide, ces éléments de l'ossature principale sont traités au sein du [chapitre 3](#).



4.2.1 Les systèmes de couverture

La fonction de base du système de l'enveloppe de toiture est de protéger le volume intérieur contre les intempéries. Cela s'accompagne d'exigences complémentaires, que ce soit sur l'esthétique ou sur la capacité de la toiture à offrir isolation thermique et acoustique lorsque l'usage du bâtiment l'exige. Cette enveloppe doit également présenter un comportement mécanique adéquat vis-à-vis des effets climatiques (pluie, neige, vent) ou des charges dues au personnel.

Les principaux systèmes de couverture utilisés pour les bâtiments visés par le présent guide sont présentés sur la *Figure 91*. Ces systèmes sont utilisés pour des toitures dites « inaccessibles » ; la présence humaine n'y est pas prévue sauf pour des travaux d'entretien, de maintenance, etc.

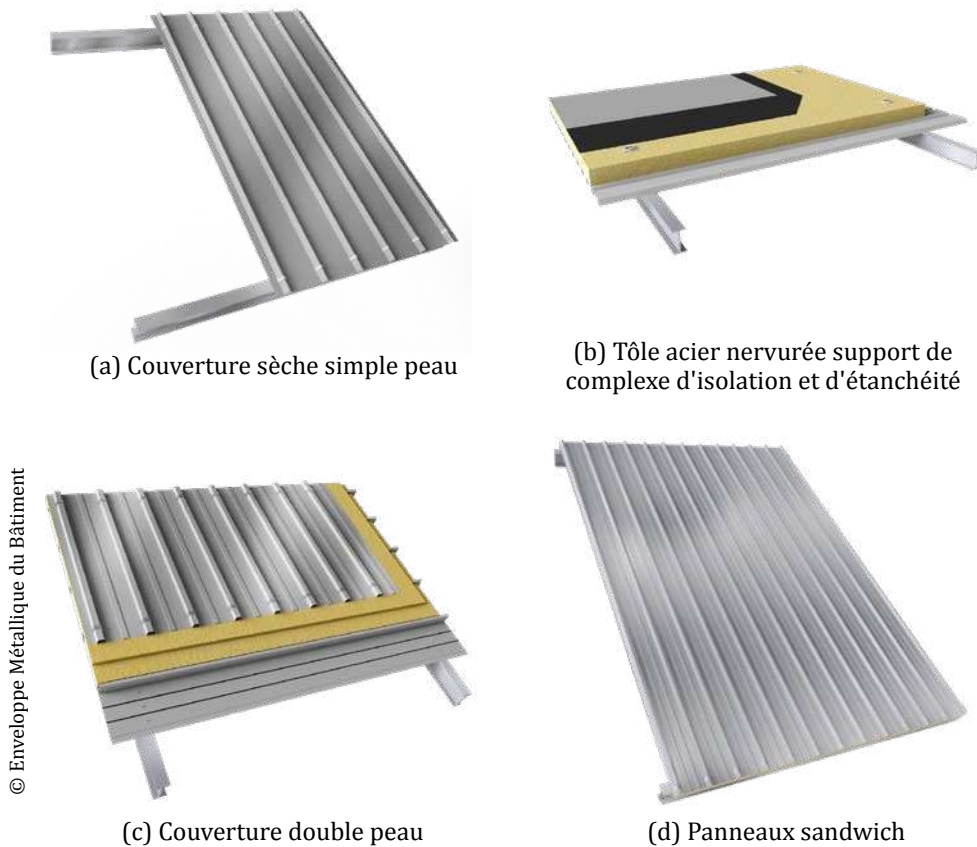


Figure 91 : Principaux systèmes de couverture rencontrés

Couverture sèche simple peau

Les couvertures sèches simple peau (voir la *Figure 91a*) sont généralement constituées d'une tôle acier nervurée fixée sur les pannes, uniquement destinée à l'étanchéité. Il est également possible d'utiliser d'autres matériaux qu'une tôle acier, comme des plaques ondulées en fibres-ciment, également d'usage courant pour les ouvrages visés par le présent guide. Si la toiture doit présenter des performances d'isolation thermique particulières, un isolant est ajouté en sous-face. Ces systèmes de couverture nécessitent une pente minimale qui dépend notamment de la localisation de l'ouvrage (en général : 5 à 10 % pour les tôles acier et 10 à 20 % pour les plaques fibres-ciment).

Couverture par tôle acier nervurée support d'étanchéité

Pour les couvertures par tôles acier nervurées support d'étanchéité montrées sur la *Figure 91b*, la tôle acier est fixée sur les pannes, et sert de support à un complexe comportant en général un isolant et un revêtement d'étanchéité. Ce type de couverture est d'usage très courant pour les toitures de pente comprise entre 3 et 5 %, qui sont dites plates.



Couverture double peau

Les couvertures double peau sont constituées d'une tôle intérieure, fixée sur les pannes, et d'écarteurs servant de support à une tôle nervurée extérieure (assemblée sur site, et semblable à celle utilisée pour les couvertures simple peau). Il est également possible de remplacer la tôle intérieure et les écarteurs par des plateaux, comme montré sur la *Figure 91c*. Entre les deux éléments métalliques, un isolant permet d'obtenir de bonnes performances thermiques. Ce système est utilisé pour des pentes de 5 à 10% au minimum.

Panneaux sandwichs

Les panneaux sandwichs (voir la *Figure 91d*) sont des produits industriels constitués de deux plaques métalliques entourant une âme en matériau isolant (mousse polyuréthane, par exemple). Les panneaux sandwichs présentent donc naturellement une isolation thermique appréciable. Leur conception inclut la possibilité de les emboîter afin de faciliter le montage. Ce système est utilisé dans des conditions de pente similaire à celles des couvertures double peau.

Autres systèmes de couverture

Il existe d'autres systèmes de couverture occasionnellement utilisés pour des bâtiments en acier. Parmi ceux-ci, il convient de mentionner l'usage de plus en plus courant des panneaux photovoltaïques, certains procédés étant conçus pour assurer eux même la fonction d'étanchéité de la couverture.

4.2.2 Les pannes

Les différents éléments de l'ossature destinés à supporter la couverture, décrits sur la *Figure 92*, peuvent être regroupés sous le terme « empannage ».

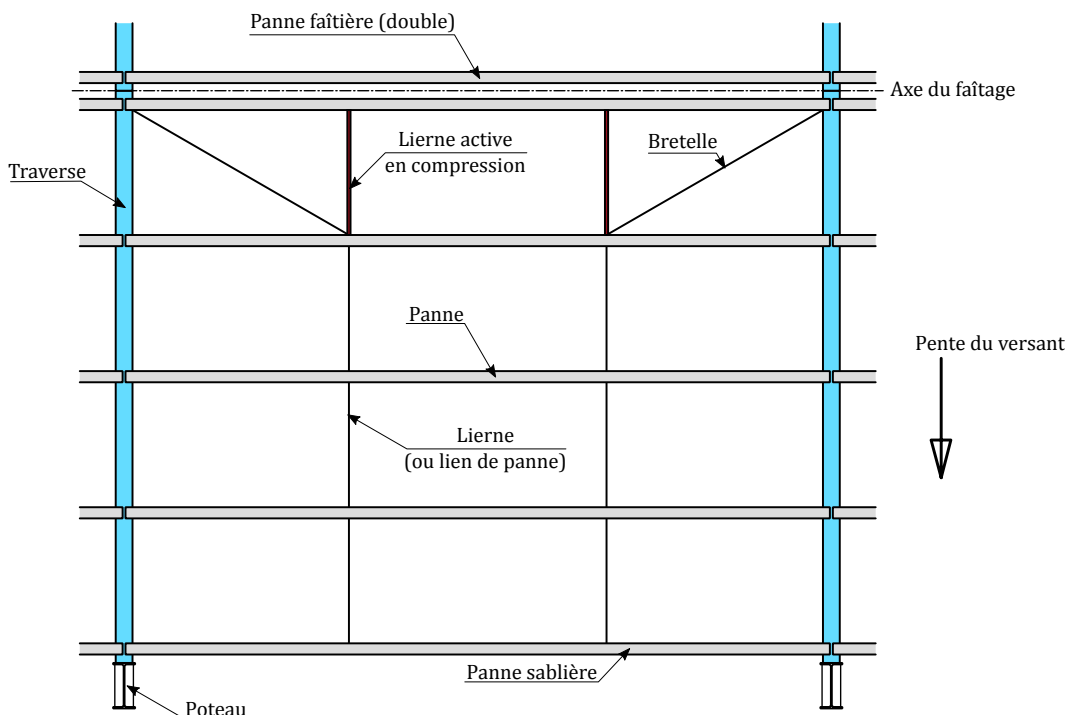


Figure 92: Schéma d'un empannage courant

Les pannes constituent les éléments principaux de l'empannage; ce sont elles qui reçoivent la charge provenant de la couverture et la redistribuent sur les poutres principales. La description détaillée de leur fonctionnement et des diverses dispositions constructives envisageables est l'objet du présent paragraphe. Le système de liernage (liernes et bretelles) est traité au *paragraphe 4.2.3*.



4.2.2.1 Les pannes courantes

Les pannes courantes reçoivent la charge provenant de la couverture et la redistribuent sur les poutres principales (comme des traverses de portiques courants). Les charges gravitaires (poids propre, neige, etc.) s'appliquent verticalement alors que le vent induit des pressions ou des dépressions qui agissent perpendiculairement au plan de couverture. De ce fait ainsi que par la pente du versant, les pannes sont soumises à de la flexion déviée (bi-axiale), comme le montre la *Figure 93*.

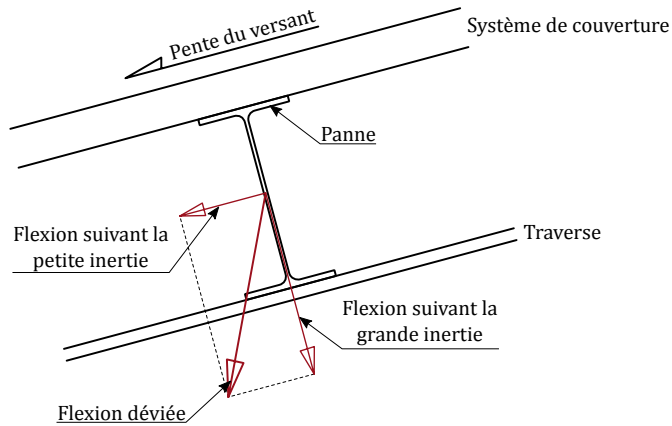


Figure 93: Sollicitation des pannes en flexion déviée (bi-axiale)

Les profilés laminés en IPE (voir 2.2.1) ou les profilés formés à froid (Z, C ou Σ – voir 2.2.4) sont bien adaptés pour les pannes. Ces sections possèdent en effet des domaines d'emploi cohérents avec cet usage (voir le *paragraphe 2.2.6*). Les pannes laminées sont généralement conçues et fabriquées par le constructeur de l'ossature principale alors que les pannes formées à froid le sont plutôt par un industriel spécialisé. Le choix entre ces deux types de sections est alors souvent de nature économique, ou organisationnelle.

Ces sections présentent une grande efficacité vis-à-vis de la flexion dans le plan de grande inertie, mais leur comportement est médiocre vis-à-vis de la flexion dans le plan de faible inertie. C'est la raison pour laquelle des éléments accessoires (liernes et bretelles, voir 4.2.3) sont souvent indispensables au bon fonctionnement de l'empannage.



Même si cela reste encore relativement marginal en France, notons également la possibilité d'utiliser des profilés formés à froid en Oméga. Comparativement aux autres sections, celles-ci présentent un meilleur comportement en flexion autour de l'axe faible. Cette solution peut donc réduire les besoins en lierne, bretelle, etc.

Pour certains bâtiments, on peut être conduit à utiliser des pannes de grande portée (au-delà d'une dizaine de mètres) et/ou largement espacées (au-delà de 3 mètres). Dans ces conditions, il n'est pas rare d'avoir recours à des pannes treillis (voir le *paragraphe 3.2.2*), éventuellement constituées de profilés formés à froid. Dans le cas particulier des toitures en sheds (voir 3.4.2.5), les ossatures triangulaires situées entre les poutres principales peuvent être vues comme des pannes treillis.

L'espacement des pannes est dicté par la capacité de la couverture à reprendre les charges qui lui sont appliquées. Les systèmes à simple peau (couverture sèche – *Figure 91a* – et support de complexe de toiture – *Figure 91b*) conduisent à un entraxe entre pannes de l'ordre de 2 à 3 mètres; les panneaux sandwichs ou les plateaux permettent généralement un espacement plus important.

4.2.2.2 Les charges appliquées aux pannes courantes

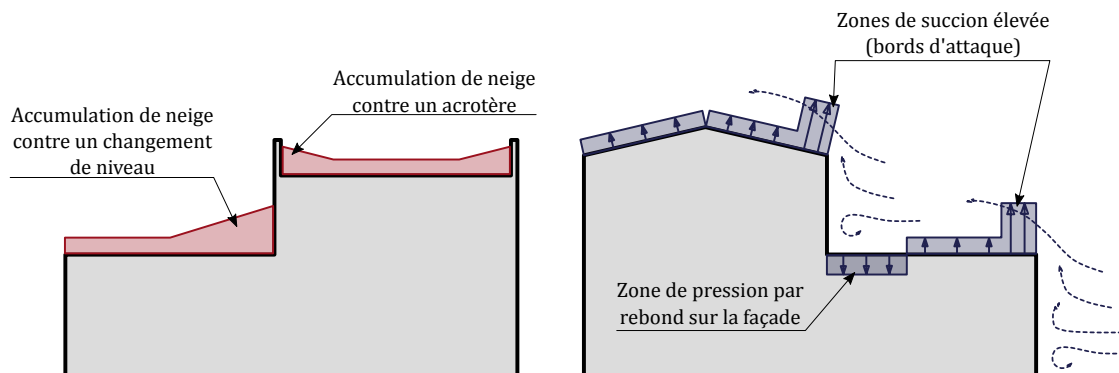
Les charges appliquées aux pannes correspondent principalement au poids du système de couverture et aux effets des aléas climatiques. La neige génère un effet gravitaire (vertical descendant) qui s'ajoute donc toujours à la charge permanente. Le vent s'applique perpendiculairement au plan de la couverture, en pression (vers l'intérieur) ou en dépression (vers l'extérieur). Pour des couvertures relativement légères, il est fréquent que le vent parvienne à compenser la charge permanente et crée ainsi un soulèvement.



Ces effets climatiques sont variables en fonction de la localisation de la construction (région, altitude), mais également de sa hauteur et de sa forme. Certaines zones de la toiture sont particulièrement sollicitées; la *Figure 94* en montre quelques exemples.

Au droit d'un décrochement en élévation, la toiture basse peut être soumise à une accumulation de neige (*Figure 94a*) et à une pression de vent vers l'intérieur du bâtiment (*Figure 94b*). Dans ces zones, ce cumul de charge très défavorable peut nécessiter un renforcement, que ce soit par changement de section (ou augmentation d'épaisseur pour les profilés formés à froids) ou par rapprochement des pannes.

De plus, la bande de toiture en rive de la façade qui est frappée par le vent est plus fortement soulevée que la zone courante (*Figure 94b*).



(a) Zones de toiture surchargées par la neige (b) Zones de toiture surchargées par le vent

Figure 94: Zones de sollicitations majorées pour les pannes courantes

Les bâtiments visés par le présent guide comportent généralement des toitures inaccessibles, sauf pour l'entretien, la maintenance, etc. Une charge spécifique liée à l'entretien est normalement prise en compte pour les pannes, sans cumul avec les effets climatiques. Cette charge peut être dimensionnante pour les pannes; car elle est appliquée localement (sur une seule travée) et peut s'avérer plus importante que l'effet de la neige.

Les équipements posés sur la toiture forment une saillie. En plus de leur poids propre qui doit être pris en compte, ils sont donc de nature à provoquer une aggravation importante des charges climatiques similaire aux cas montrés sur la *Figure 94*. Il est préférable de ne pas faire supporter par les pannes la charge due aux équipements les plus lourds, mais plutôt de concevoir une grille de poutres (chevêtre) spécifique.

Il est envisageable de suspendre des éléments (relativement légers) en sous face des pannes, mais il convient alors d'étudier leur influence avec soin. Leur mode de fixation, en particulier, doit éviter les excentrement ou les sollicitations en bout de semelle. Il est également préférable que la charge soit introduite au plus proche d'une lierne. Il s'agit de limiter la torsion ou la flexion dans le plan de faible inertie dans les pannes, qui sont des sections peu efficaces dans ces conditions.

Les toitures qui présentent une pente faible (inférieure à 3 %) pour l'écoulement des eaux de pluie ou de fonte de la neige sont sensibles au risque d'accumulation d'eau. Ce risque, illustré à la *Figure 95*, correspond à la formation d'une poche d'eau. La déformation de la toiture permet la stagnation d'une quantité appréciable d'eau qui, par son poids, augmente la déformation de la toiture. Le phénomène s'amplifie alors jusqu'à trouver un équilibre (si le trop plein d'eau trouve un exutoire ou si la pluie cesse) ou jusqu'à la ruine.



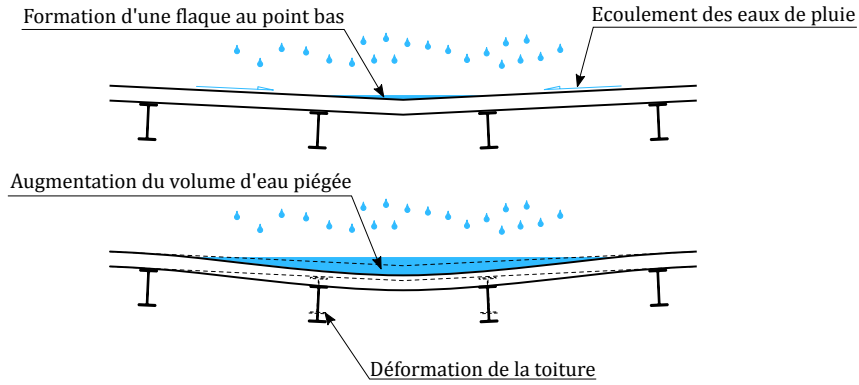


Figure 95: Illustration du risque d'accumulation d'eau

Ce risque peut être maîtrisé en vérifiant que l'eau peut toujours s'écouler vers les exutoires prévus à cet effet : la déformation de la toiture n'induit pas d'inversion de la pente. Bien entendu, ce risque est largement amplifié par le manque d'entretien des chéneaux ou des descentes d'eau pluviale.

4.2.2.3 Les pannes butons et les pannes montants de poutre au vent

Certaines pannes peuvent avoir des fonctions complémentaires à celle décrite ci-dessus. Il s'agit de pannes faisant partie du système de contreventement de la toiture tel que décrit au [paragraphe 3.2.3](#), et dans lesquelles doit alors transiter un effort normal significatif. On distingue en fait deux cas :

- les pannes butons, situées dans le prolongement des nœuds de la poutre au vent et assurant ainsi la transmission des efforts jusqu'à celles-ci ;
- les pannes montants de la poutre au vent sont intégrées à la poutre au vent, et doivent ainsi reprendre les efforts générés par le fonctionnement de celle-ci comme une poutre treillis (voir [3.2.2](#)).

Ces pannes ont donc un rôle important dans la stabilité d'ensemble du bâtiment, et sont donc plutôt à considérer comme faisant partie de l'ossature principale. Les conséquences de leur ruine sont plus importantes que pour les pannes courantes, alors qu'il peut être difficile de les distinguer dans une ossature.

La [Figure 96](#) montre un empannage comprenant des pannes courantes (uniquement fléchies), des pannes butons et des pannes montants. Les pannes les plus efficaces pour faire transiter des efforts axiaux sont celles qui sont directement fixées à un nœud de la poutre au vent. Les autres sont généralement considérées comme des pannes courantes ne participant pas au système de contreventement de la toiture.

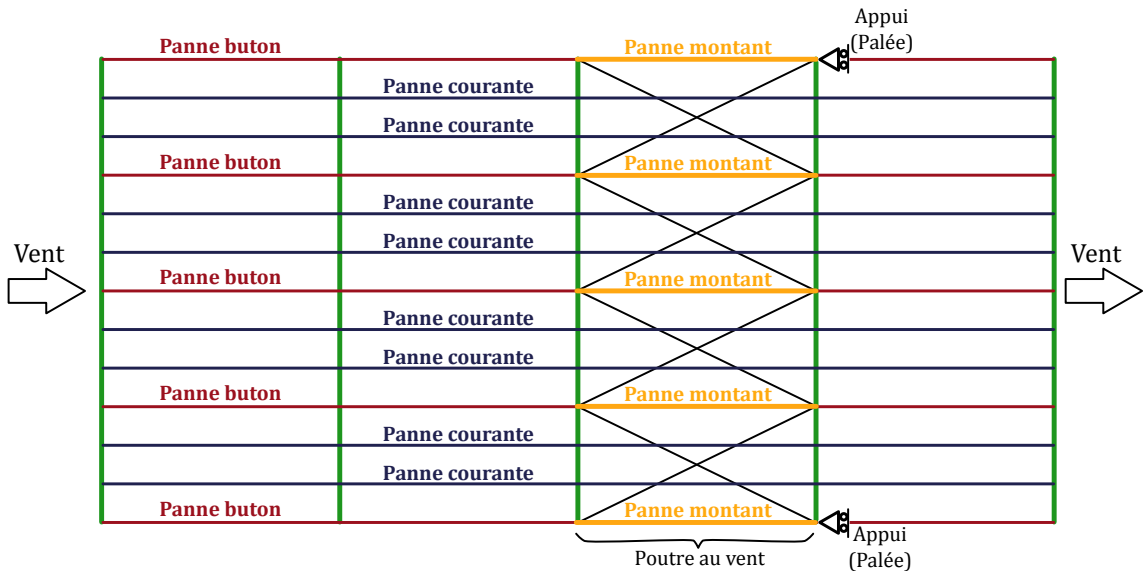


Figure 96: Différentes fonctions de panne dans un même empannage



Pannes butons

Les pannes butons sont sollicitées en compression ou en traction, essentiellement par l'effet du vent sur les pignons. En règle générale, les pannes buton sont dimensionnées par les efforts de compression (du fait des instabilités). L'effort de traction peut notamment être dimensionnant pour certains assemblages.

Afin que ces efforts soient transmis, il est nécessaire d'adopter des dispositions constructives adéquates au droit de la liaison entre le potelet et la panne (voir la [Figure 97a](#)). Avec une disposition alternative comme celle de la [Figure 97b](#), le rôle de buton est donné à un élément indépendant (un profil creux, par exemple). Pour ces deux cas, des trous oblongs peuvent être mis en œuvre afin d'éviter la transmission des efforts verticaux au potelet (cas des portiques en pignon sur la [Figure 74a](#)).

La [Figure 97c](#) montre le cas d'un ramasse-pannes boulonné sur un poteau de pan de fer. Dans ce cas, il convient d'assurer à la fois la transmission des efforts horizontaux (fonction de buton) et les efforts verticaux (support de la panne – voir également la [Figure 74b](#)).

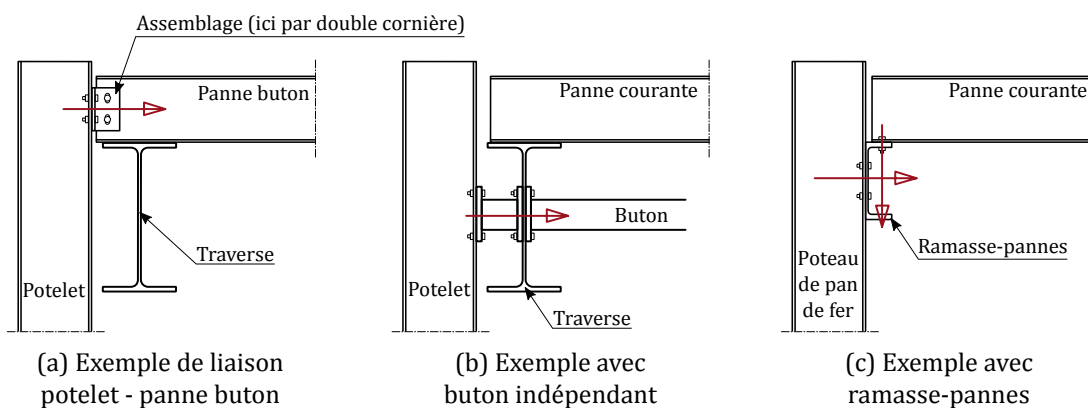


Figure 97: Fonction buton – dispositions constructives

En plus des effets du vent, les butons constituent des points de maintien pour les poutres principales (traverses de portique, par exemple). Les pannes butons étant fixées sur la semelle supérieure des poutres principales, elles maintiennent naturellement ces dernières. Il est possible d'apporter un maintien à la semelle inférieure grâce à des bracons ou des ciseaux (voir la [Figure 98](#)).

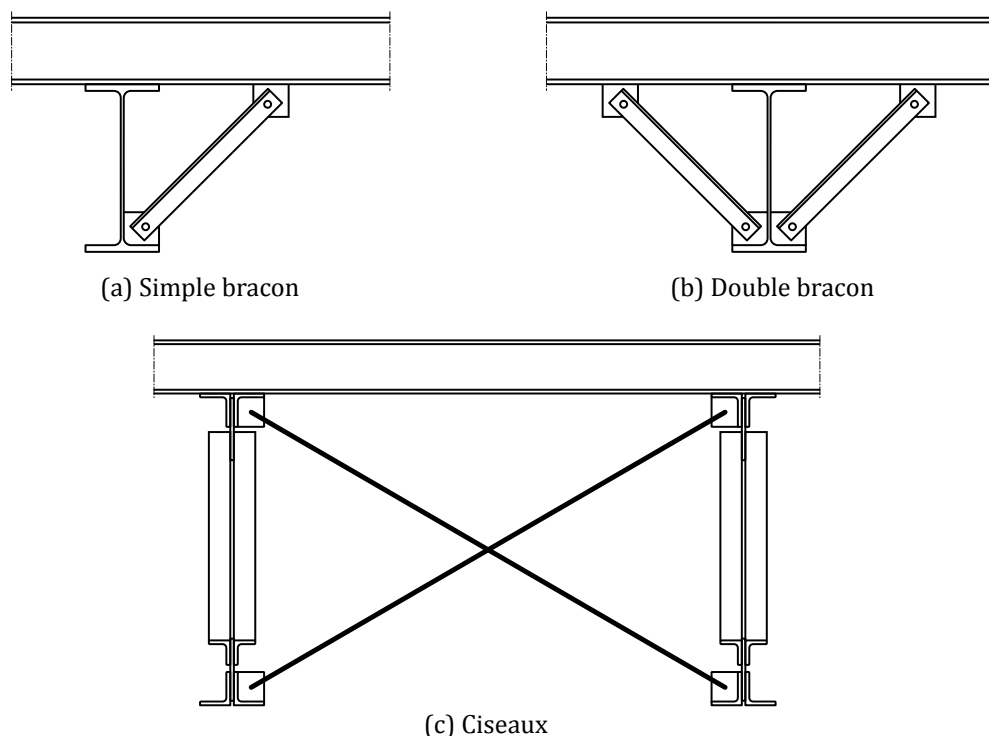


Figure 98: Maintien de la semelle inférieure des poutres principales



Le simple bracon crée un appui latéral pour la semelle inférieure à condition d'être suffisamment efficace en traction et compression. Compte tenu de la longueur assez faible de ces éléments, une simple cornière (laminée ou en plat plié) est souvent suffisante.

Pour les doubles bracons, des éléments fonctionnant uniquement en traction sont, en principe, suffisant pour assurer le maintien latéral de la semelle. Des doubles bracons qui sont également efficaces en compression soutiennent les pannes verticalement.



La présence d'un double bracon efficace en compression modifie le schéma statique de la panne en créant des appuis additionnels. Il convient évidemment d'en tenir compte pour le dimensionnement de cette dernière.

Les ciseaux sont eux toujours constitués d'éléments élancés travaillant uniquement en traction et sont principalement utilisés avec des fermes en treillis.

Pannes montants de poutre au vent

Les pannes montants sont toujours comprimées pour des poutres au vent en croix de Saint André, et avec une intensité sensiblement plus élevée que pour les pannes butons. La *Figure 99a* montre un exemple de disposition où les pannes assurent le rôle de montant. Compte tenu des efforts de compression élevés, il peut être nécessaire de revoir le dimensionnement des pannes montants par rapport aux autres (passage d'une section IPE à une section HE de hauteur équivalente par exemple, augmentation d'épaisseur pour des profilés formés à froid).

Il est possible de concevoir des pannes butons mais d'attribuer le rôle de montant de poutre au vent à un profilé creux spécifique (*Figure 99b*). Cette disposition peut notamment être intéressante avec des sections formées à froid. Il convient cependant de limiter l'excentrement entre la panne buton et le montant indépendant en approchant ce dernier de la semelle supérieure de la traverse.

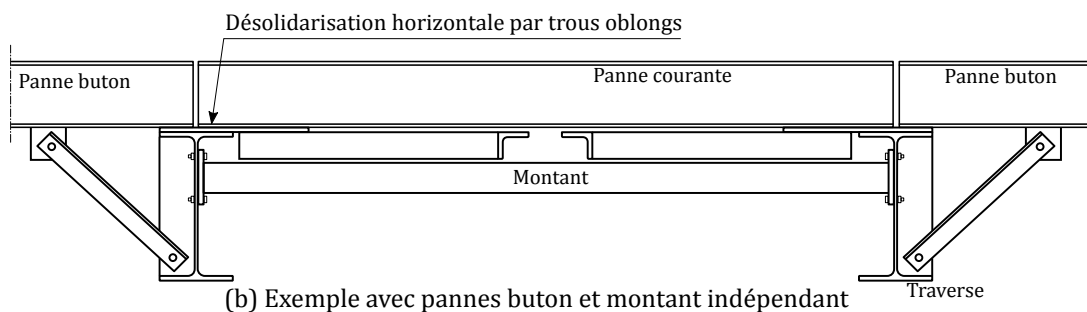
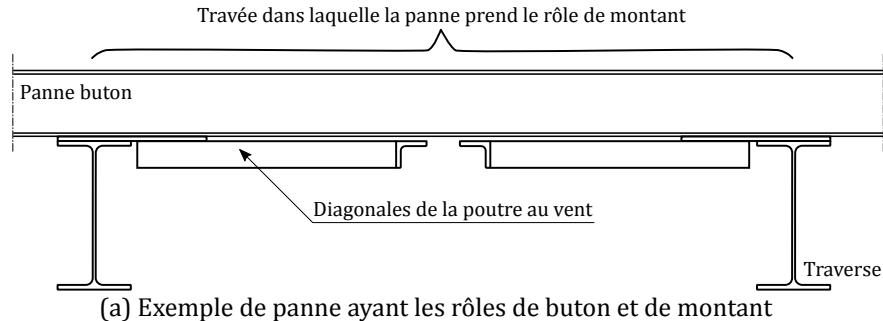


Figure 99: Fonction montant de poutre au vent – dispositions constructives

Lorsque le rôle de buton est assuré par un élément indépendant, ce dernier peut également faire office de montant moyennant un dimensionnement adéquat.

4.2.2.4 Mise en continuité des pannes

Afin d'améliorer leur comportement vis-à-vis des charges détaillées ci-dessus, les pannes sont souvent mises en continuité sur plusieurs appuis. Cela permet de diviser leur flèche par deux environ, par rapport au cas où la panne est simplement appuyée sur deux appuis. En revanche, la réaction sur l'appui central est majorée de 25 %.



Avec des portiques espacés de 6 mètres, il est possible d’approvisionner les pannes en barres de 12 mètres et de profiter ainsi de la continuité naturelle. Avec un tel arrangement, les portiques sont alternativement surchargés (appui de la continuité) et sous-chargés (appuis des extrémités). Afin de compenser cela, les travées continues peuvent être disposées en quinconce mais cela implique que certaines travées aux extrémités du bâtiment soient nécessairement sur deux appuis, et nécessitent alors un renforcement (voir la *Figure 100*).

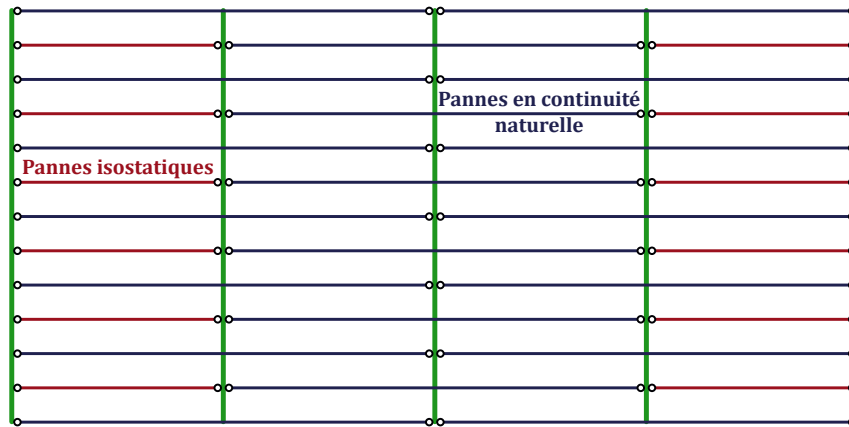


Figure 100: Pannes sur 3 appuis – travées décalées

Il est plus fréquent aujourd’hui de recréer une continuité à l’aide d’un assemblage ad hoc, comme ceux présentés au *paragraphe 5.3.2.4*. Il n’y a alors pas de travée isostatique et les pannes se trouvent sur plus de 3 appuis, ce qui limite la majoration de la descente de charge sur le portique à environ 10 % au maximum. Au-delà de 3 appuis, le moment de flexion est également réduit (en valeur absolue).

4.2.2.5 Maintien partiel des pannes par la couverture

Le système de couverture fixé sur la panne apporte à celle-ci un certain maintien latéral et rotationnel, schématisé sur la *Figure 101*. La prise en compte de cet effet stabilisant peut amener une certaine optimisation de l’empennage, cependant cela confère un rôle structural à l’enveloppe. Ce changement de « statut » doit être connu des différents intervenants du projet et nécessite un bac spécifiquement prévu pour cet usage.

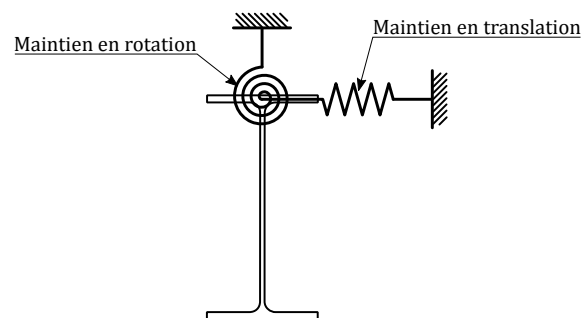


Figure 101: Modélisation du maintien partiel d’une panne par la couverture

Il n’est pas rare de négliger le maintien rotationnel, assez complexe à évaluer et pouvant nécessiter de nombreuses fixations entre la couverture et la panne pour être efficace. Cependant, la rigidité de la couverture dans son plan est très grande face à celle de la panne en flexion autour de sa faible inertie, apportant ainsi un maintien latéral appréciable.



Le paragraphe 3.1.3 évoque la possibilité (peu exploitée en France) d’utiliser la couverture comme système de contreventement de l’ossature principale. Dans le présent paragraphe, il s’agit seulement de participer au maintien local de la panne; cette dernière possibilité est plus courante mais son usage est parfois implicite, ce qui peut générer des conflits entre les intervenants.

Pour les pannes courantes qui ne reprennent que la charge appliquée sur la couverture, il est relativement peu risqué de considérer le maintien apporté par celle-ci. En effet, si la couverture est enlevée (ou pas encore posée), ces pannes sont certes moins bien maintenues, mais elles sont également déchargées.



En revanche, cette remarque n'est pas valable pour les pannes butons ou les pannes montants (voir le [paragraphe 4.2.2.3](#)). Pour ces éléments, le maintien par la couverture n'enlève pas, ou du moins pas totalement, les efforts de compression qui y transitent.



La stabilité des pannes butons et des pannes montants doit être assurée à toutes les étapes du montage. Par ailleurs, une étude préalable de la stabilité de l'empannage est indispensable à toute modification de la toiture.

La prise en compte du maintien des pannes par la couverture induit que celles-ci doivent reprendre des efforts dans son plan. Un soin tout particulier doit être porté à la vérification des fixations de la couverture et à la transmission de ses réactions jusqu'à l'ossature principale (à travers les échantignoles – voir [5.2.7.2](#)).

Un tel fonctionnement n'est enfin pas envisageable pour tous les systèmes de couvertures, en particulier l'apport des panneaux translucides (utilisés pour créer un éclairage naturel dans les bâtiments) ou des plaques fibres-ciment qui est habituellement négligé.

Le maintien latéral offert par la couverture, lorsqu'il est pris en compte, est avant tout considéré pour sa stabilisation de la semelle supérieure. Celle-ci se trouve comprimée en travée sous chargement gravitaire (voir la [Figure 102](#)). Sous charges de soulèvement, la semelle supérieure est tendue en travée et comprimée au droit de la continuité sur appuis.

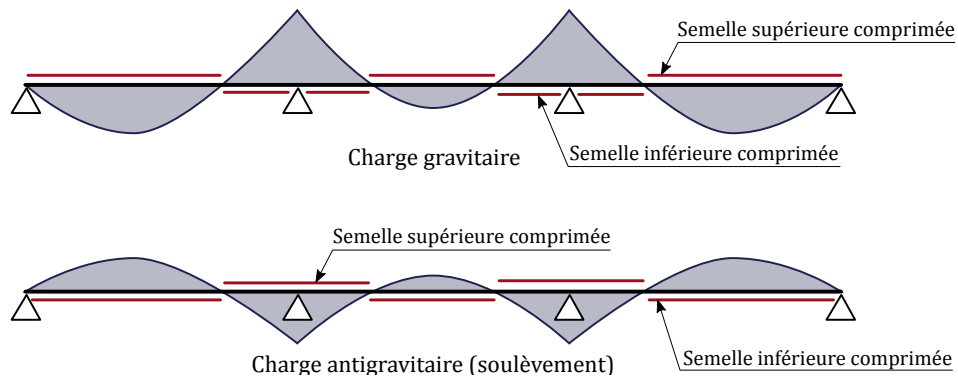


Figure 102 : Diagramme de moment pour une panne sous charges gravitaire et antigravitaire

La semelle inférieure est peu influencée par le maintien de la couverture. Celle-ci n'est comprimée sous charge gravitaire que sur une longueur limitée, et sa stabilité peut généralement être vérifiée sans renforcement particulier.

A contrario, sous charges de soulèvement, la zone comprimée en travée est suffisamment étendue pour que l'instabilité de la semelle inférieure devienne dimensionnante. Afin d'éviter un renforcement onéreux des pannes, il est usuel d'utiliser l'appui offert par les liernes (voir [4.2.3](#)) pour la stabilisation de cette semelle.

4.2.3 Le système de liernage

Dans la plupart des cas, les pannes possèdent une résistance et une rigidité très faible vis-à-vis de leur flexion autour de l'axe faible. Il est généralement nécessaire d'ajouter des liernes (ou liens de panne) qui vont offrir des appuis latéraux complémentaires aux pannes. En situation d'exploitation, cet appui latéral peut être complété par celui offert par la couverture, comme évoqué au [paragraphe 4.2.2.5](#). Pendant la phase de construction, les liernes servent au maintien de la rectitude des pannes.

Afin que cet appui soit efficace, les liernes sont complétées par les bretelles permettant de reconstituer une poutre treillis entre deux pannes, dans le plan du versant. La [Figure 103](#) montre le fonctionnement d'un versant dans la disposition classique où les bretelles sont positionnées en haut de versant. Dans cette configuration, la pente du versant implique que les bretelles soient tendues. Les liernes sont également tendues en dehors des éléments qui servent de montants à la poutre treillis. Ce fonctionnement fait également apparaître un effort de compression dans la panne faitière.



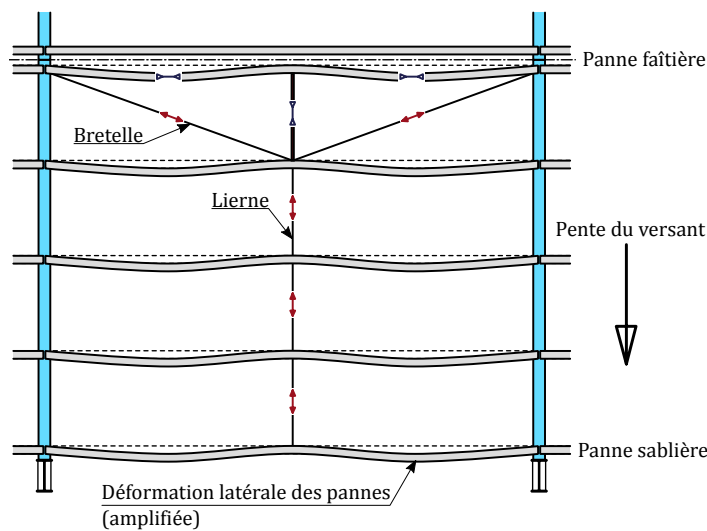


Figure 103 : Fonctionnement d'un versant avec une lierne à mi-portée

Pour les portées modérées de pannes (jusqu'à 6 m environ), il est généralement suffisant de disposer une seule lierne à mi-portée, comme montré sur la Figure 103. Au-delà, il peut être nécessaire de prévoir plusieurs cours de liernes régulièrement espacés (voir Figure 104). À noter qu'avec un nombre pair de cours de liernes, la section à mi-travée des pannes n'est pas directement appuyée latéralement.

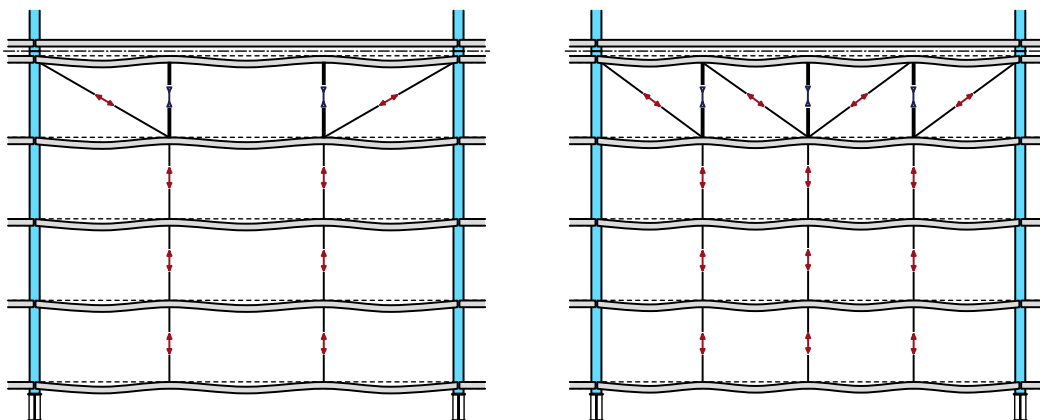


Figure 104 : Mise en œuvre de deux ou trois cours de lierne

Lorsque le maintien latéral apporté par la couverture est pris en compte, les liernes peuvent être utilisés pour stabiliser uniquement la semelle inférieure. Dans ces conditions, il est par exemple possible d'utiliser une simple cornière boulonnée sous cette semelle (voir la Figure 105a), ou une tige filetée boulonnée dans l'âme à proximité de la semelle inférieure (voir la Figure 105b). Ce type de lierne n'offre toutefois qu'une efficacité réduite au montage pour conserver la rectitude des pannes, insuffisante pour les pentes les plus importantes.

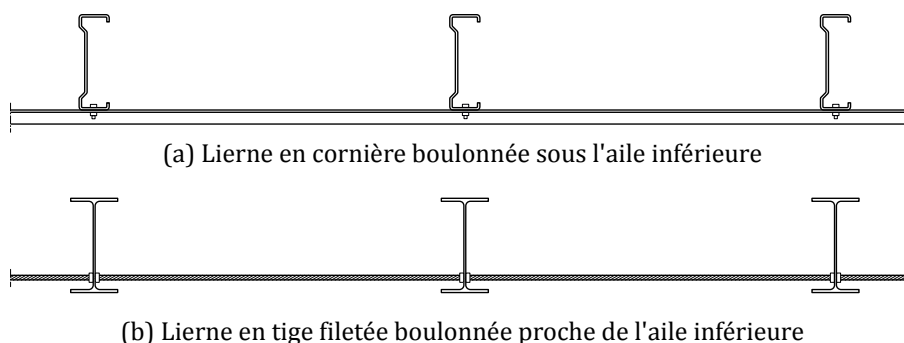


Figure 105 : Mise en œuvre des liernes pour le maintien de la semelle inférieure des pannes



Lorsqu'il est nécessaire de maintenir les deux semelles, par exemple lorsque l'apport de la couverture est négligé, il convient d'utiliser des dispositions limitant la rotation de la section. Il est par exemple possible d'utiliser une cornière soudée à l'équerre sur la lierne (voir la [Figure 106a](#)), ou une lierne en profil creux avec un assemblage créant une continuité acceptable (voir la [Figure 106b](#)). Dans ce cas, il est bien sûr indispensable que la lierne dispose d'une certaine rigidité en flexion.

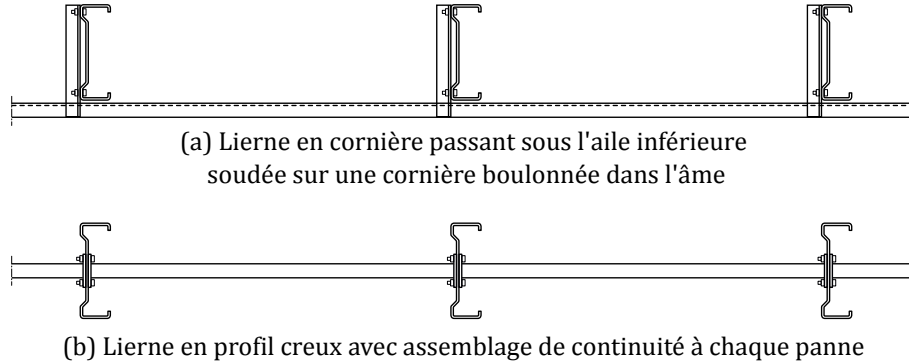


Figure 106 : Mise en œuvre des liernes pour le maintien des deux semelles des pannes



Les liernes constituées d'une simple tige filetée boulonnée à mi-hauteur de l'âme de la panne n'offrent qu'une efficacité limitée. Situé assez loin de la semelle libre, le maintien de cette dernière vis-à-vis des charges de soulèvement n'est que très relatif. En phase de montage, elles ne peuvent pas empêcher les pannes de vriller sur elles-mêmes. Ce type de conception doit donc être limité aux conditions les plus favorables : portée modérée, faible pente, charges de soulèvement peu dimensionnantes, etc.

4.3 Ossatures de façade

Comme pour la toiture, la façade est couramment séparée en deux sous-ensembles, aux fonctions différentes :

- le système de bardage qui assure l'enveloppe verticale du bâtiment (fonction clos et couvert), décrit succinctement au [paragraphe 4.3.1](#) ;
- l'ossature secondaire supportant cette enveloppe, comprenant les lisses et/ou les montants décrits au [paragraphe 4.3.2](#) et, éventuellement les éléments de liernage décrits au [paragraphe 4.3.3](#).

À noter que la réalisation de ces sous-ensembles est souvent confiée à des entreprises différentes.



Le terme «bardage» désigne parfois le système d'enveloppe verticale dans son ensemble, parfois uniquement le parement extérieur, ce qui peut prêter à confusion. On utilise aussi parfois le mot plus générique «façade», dont la définition est une paroi verticale visible depuis l'extérieur d'un ouvrage, sans précision sur le fait que l'on désigne seulement l'enveloppe ou bien celle-ci et son support.

4.3.1 Le système de bardage (enveloppe verticale)

Comme pour la couverture, la fonction de base de l'enveloppe verticale est de protéger le volume intérieur contre les intempéries. Cela s'accompagne généralement d'exigences concernant l'aspect de la façade, mais également sur sa capacité à offrir isolations thermique et acoustique lorsque l'usage du bâtiment l'exige. Le comportement mécanique doit également être en adéquation avec les effets climatiques (vent).

Les principaux systèmes de bardage utilisés pour les bâtiments à ossature métallique sont présentés sur la [Figure 107](#).



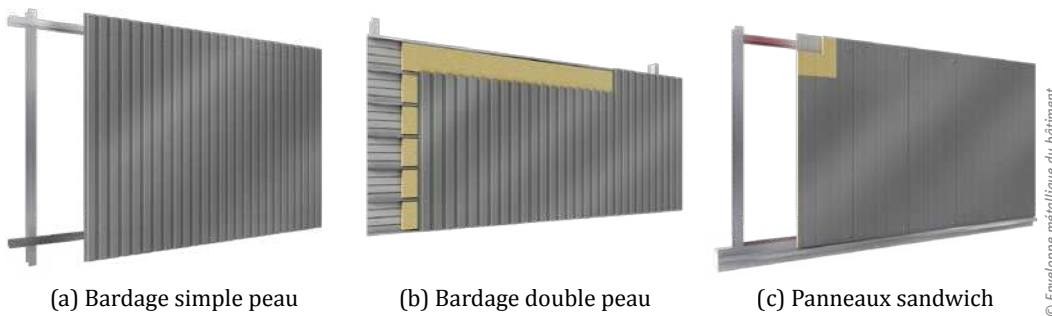


Figure 107: Principaux systèmes d'enveloppe verticale rencontrés

Bardage simple peau

Les bardages simple peau (voir la [Figure 107a](#)) sont constitués d'une tôle acier nervurée servant de parement extérieur et réalisant l'étanchéité de la façade. Les nervures de la tôle peuvent être orientées verticalement ou horizontalement, ce choix étant principalement esthétique. Ce faisant, les nervures définissent également le sens porteur du bac, et il est donc nécessaire de disposer des supports perpendiculairement à celui-ci. Le bardage en pose verticale sera donc fixé sur des lisses horizontales, et le bardage en pose horizontale sera fixé sur les poteaux et des montants verticaux.

Bardage double peau

Les bardages double peau représentés sur la [Figure 107b](#) sont constitués d'un plateau support intérieur et d'un parement extérieur à savoir une tôle acier nervurée, des cassettes ou des lames en acier ou en aluminium, etc (assemblés sur site). Grâce à l'ajout d'écarteurs, il est possible de poser le parement verticalement ou horizontalement, mais les plateaux restent toujours orientés horizontalement. Entre les deux éléments métalliques, un isolant est rapporté pour obtenir de bonnes performances thermiques.

Panneaux sandwichs

Les panneaux sandwichs (voir la [Figure 107c](#)) utilisés en façade sont des produits industriels similaires à ceux utilisés en couverture. Comme pour le bardage simple peau, les panneaux sandwichs peuvent être posés verticalement ou horizontalement, ce qui influence l'orientation des éléments supports (lisses horizontales ou montants verticaux).

4.3.2 Les lisses et les montants de bardage

Les différents systèmes de bardage peuvent être supportés par des lisses (barres horizontales) ou par des montants (barres verticales). Les lisses sont utilisées lorsque le système d'enveloppe « porte » verticalement. Elles sont supportées à leurs extrémités par les poteaux principaux, et éventuellement par des poteaux secondaires appelés potelets. Les montants permettent de recouper la portée d'une enveloppe portant horizontalement, entre les poteaux principaux d'un bâtiment.



En général, le terme « montant » est plutôt utilisé pour désigner un élément vertical sur lequel l'enveloppe est fixée, et le terme « potelet » pour un élément vertical sur lequel des lisses sont fixés. Dans les deux cas, il s'agit de barres verticales de section relativement modeste.

4.3.2.1 Les lisses courantes

Les lisses courantes reçoivent la charge provenant du bardage et la redistribuent sur les poteaux. Par nature, ces éléments reprennent une charge verticale gravitaire (poids propre de la lisse et du bardage) ainsi que le vent qui agit horizontalement en pression ou dépression. Les lisses sont orientées « à plat », comme le montre la [Figure 108](#), afin de résister à cette dernière composante.



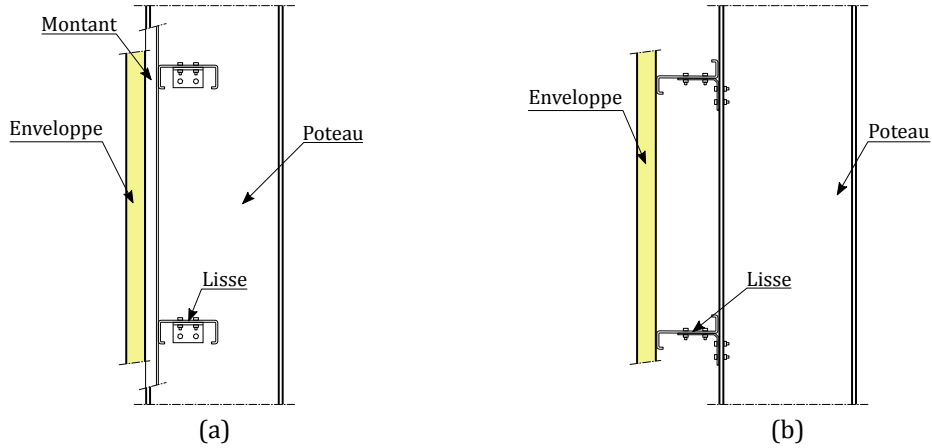


Figure 108: Orientation et positionnement des lisses

Les lisses peuvent être intégrées dans la hauteur du poteau (Figure 108a) afin de minimiser l'épaisseur totale de la paroi (optimisation entre la surface intérieure utilisable et la surface hors tout). Elles sont alors conçues pour être simplement supportées à leurs extrémités, les assemblages typiques étant présentés au paragraphe 5.2.7.2. Lorsqu'on souhaite positionner la lisse sur la semelle extérieure du poteau (Figure 108b), les dispositions utilisées pour les pannes (voir 4.2.2.4 et 5.2.7.2) sont applicables.

Comme pour les pannes courantes, les sections comme les profilés laminés en IPE (voir 2.2.1) ou les profilés formés à froids (Z, C ou Σ – voir 2.2.4) sont bien adaptées pour les lisses. Ces sections présentent une grande efficacité vis-à-vis de la flexion autour de la grande inertie, mais leur comportement est médiocre vis-à-vis de la flexion autour de la faible inertie. Des liernes sont à priori indispensables pour assurer la rectitude initiale de ces barres (avant pose du bardage), et à la reprise de la charge verticale en situation d'exploitation.

L'espacement des lisses est dicté par la capacité du bardage à reprendre les charges qui lui sont appliquées. Les bardages à simple peau conduisent à un entraxe entre lisses de l'ordre de 2 à 3 mètres; certains panneaux sandwich permettent un espacement plus important. En présence d'ouvertures de grandes dimensions, les lisses interrompues doivent être appuyées sur des potelets, comme le montre la Figure 109.

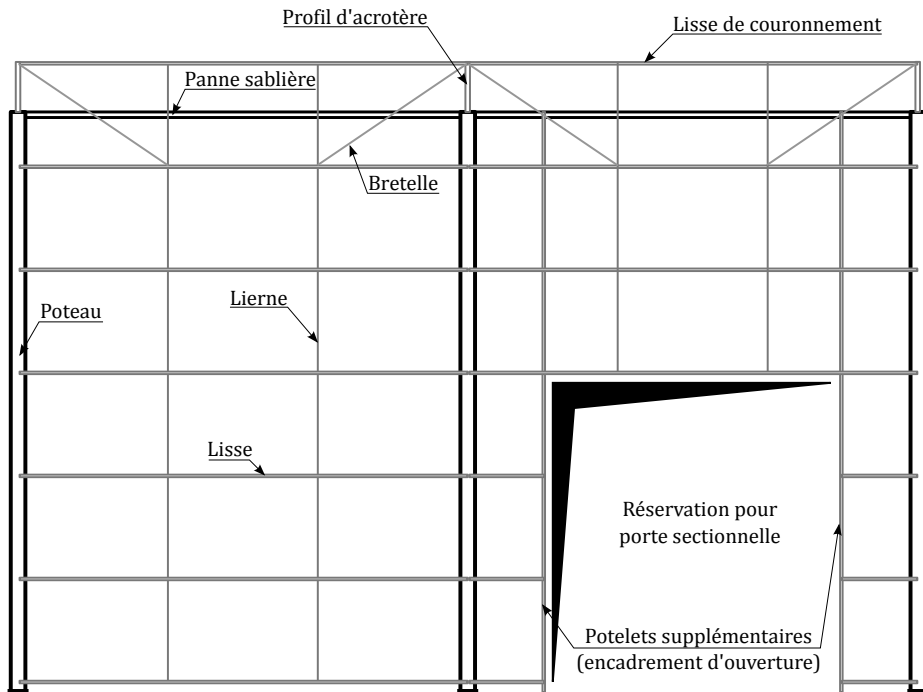


Figure 109: Traitement des ouvertures de grandes dimensions



4.3.2.2 Les montants et potelets de bardage

Les montants de bardage sont mis en œuvre verticalement afin de recouper, si nécessaire, la portée du système de bardage si celui-ci « porte » horizontalement. La composante de charge gravitaire correspondant au poids propre peut être directement reprise par l'appui inférieur du montant sur la fondation.

En l'absence de lisse, les montants sont fléchis sous l'effet du vent entre la fondation et la toiture. L'appui en toiture ne peut pas simplement se faire sur la panne sablière, car celle-ci serait alors fortement sollicitée en flexion suivant sa faible inertie. Habituellement, on dispose une triangulation entre deux cours de pannes afin de créer un appui suffisamment efficace au montant (voir la [Figure 110](#)). Une disposition identique peut être utilisée pour créer un appui supérieur aux potelets venant recouper la portée de lisses de bardage.

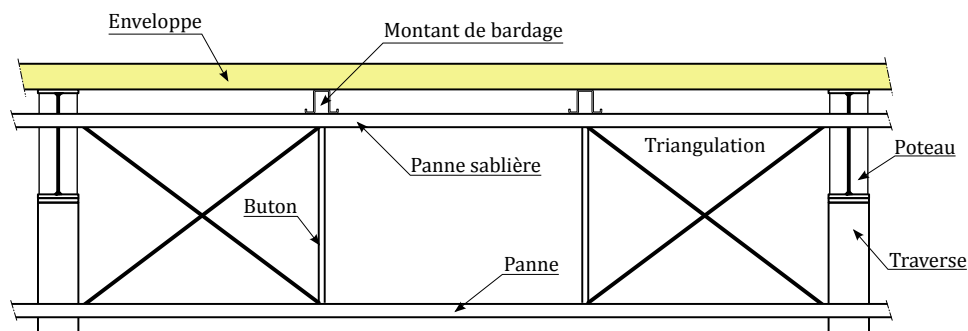


Figure 110: Appui supérieur des montants par triangulation complémentaire (vue en plan)

4.3.2.3 Les charges appliquées aux supports de bardage

Les charges appliquées aux lisses et aux montants correspondent au poids du système de bardage dans la direction verticale et aux effets du vent dans la direction horizontale. La composante verticale est, en principe, relativement limitée. Elle provoque une flexion d'axe faible dans les lisses (soutenues par les liernes), ou de la compression dans les montants.

Le vent s'applique perpendiculairement au plan du bardage, en pression (vers l'intérieur) ou en dépression (vers l'extérieur). La dépression due au vent est particulièrement intense près des rives de la façade, comme le montre la [Figure 111](#).

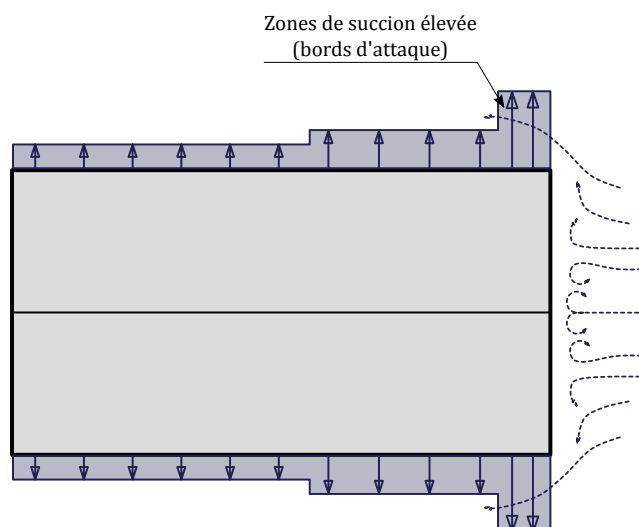


Figure 111: Zones de dépression majorée en rives des façades

Cette zone de dépression majorée en rive des bâtiments peut conduire à mettre en place un potelet intermédiaire afin de recouper la portée des lisses de bardage entre le pignon et le premier portique courant.



4.3.2.4 Les lisses butons

Les poteaux des portiques courants sont habituellement constitués de sections peu efficaces en flexion autour de l'inertie faible. Un certain nombre d'appuis latéraux peut donc être nécessaire pour assurer leur stabilité (voir le [paragraphe 3.3.2](#)). Lorsque des lisses sont présentes pour supporter le bardage, il est possible d'utiliser ces dernières en tant que butons, à l'instar des pannes butons en toiture (voir [4.2.2.3](#)). Il est également envisageable, comme pour les pannes, d'utiliser une lisse comme montant de la palée de stabilité.

Les lisses les plus efficaces pour faire transiter des efforts axiaux sont celles qui sont directement fixées à un nœud de la palée de stabilité. Elles prennent alors un rôle important dans la stabilité d'ensemble du bâtiment, et doivent donc être considérées comme faisant partie de l'ossature principale. Les conséquences d'une défaillance de ces éléments peuvent être importantes, et une attention particulière doit être portée à la problématique des maintiens latéraux de ces lisses.

4.3.2.5 Maintien partiel des lisses et des potelets par le bardage

Le système de bardage fixé aux éléments supports apporte à ceux-ci un certain maintien latéral et rotationnel, à l'instar de l'apport de la couverture sur les pannes. La prise en compte de cet effet stabilisant peut amener une certaine optimisation, mais cela confère un rôle structural à l'enveloppe. Ce changement de « statut » doit être accepté par les différents intervenants du projet.



Le paragraphe 3.1.3 évoque la possibilité d'utiliser le bardage comme un système de contreventement de l'ossature principale. Dans le présent paragraphe, il s'agit seulement de participer au maintien local des lisses.

Pour les lisses courantes et les montants qui ne reprennent que la charge appliquée venant du bardage, il est relativement peu risqué de considérer le maintien apporté par celui-ci. S'il est retiré (ou pas encore posé), ces éléments sont à la fois moins bien maintenus, mais également déchargés. Cette remarque n'est pas valable pour les lisses servant de butons ou de montants de la palée (voir le [paragraphe 4.3.2.4](#)). Pour ces éléments, le maintien par le bardage n'enlève pas les efforts de compression qui y transitent.



La stabilité des lisses butons et des lisses montants doit être assurée à toutes les étapes du montage. Par ailleurs, une étude préalable de la stabilité de l'ossature support de bardage est indispensable à toute modification de la façade.

Comme pour la couverture, un soin particulier doit être porté à la vérification des fixations du bardage et à la transmission de ses réactions jusqu'à l'ossature principale.

4.3.3 Le système de liernage

Dans la plupart des cas, les lisses possèdent une résistance et une rigidité très faible vis-à-vis de leur flexion autour de l'axe faible. Il est alors nécessaire d'ajouter des liernes qui vont offrir des appuis latéraux complémentaires à ces lisses. En situation d'exploitation, cet appui latéral peut être complété par celui offert par le bardage, comme évoqué au [paragraphe 4.3.2.5](#). Pendant la phase de construction, les liernes servent au maintien de la rectitude des lisses.

Afin que cet appui soit efficace, les liernes sont complétées par les bretelles permettant de reconstituer une poutre treillis entre les deux lisses supérieures. Il s'agit d'une disposition analogue à celles de la [Figure 103](#).

La force de gravité tend naturellement les bretelles et les liernes, à l'exception de l'élément supérieur qui sert de montant à la poutre treillis. Pour de plus grands espacements entre porteurs verticaux, il peut être nécessaire de prévoir plusieurs cours de liernes régulièrement espacés.



5 Assemblages entre les éléments de l'ossature

5.1 Classification des assemblages

Pour la modélisation des ossatures principales (voir le *chapitre 3*), voire des ossatures secondaires (voir le *chapitre 4*), différentes liaisons mécaniques peuvent être considérées entre deux éléments. Les deux liaisons les plus utilisées sont (on raisonne ici en deux dimensions) :

- l'articulation (ou rotule), transmettant effort axial et effort tranchant mais permettant une libre rotation d'un élément par rapport à l'autre sans aucune transmission de moment ;
- la continuité (encastrement entre barres), transmettant effort axial et effort tranchant et conservant l'angle initial entre les deux éléments impliquant la transmission d'un moment de flexion.

Ces deux liaisons de base sont celles qui ont été utilisées au *paragraphe 3.2* et *3.3* du présent guide. Néanmoins, un assemblage réel se situe toujours entre ces deux bornes extrêmes théoriques. La *Figure 112* montre les courbes typiques de comportement en flexion de quelques assemblages réels.

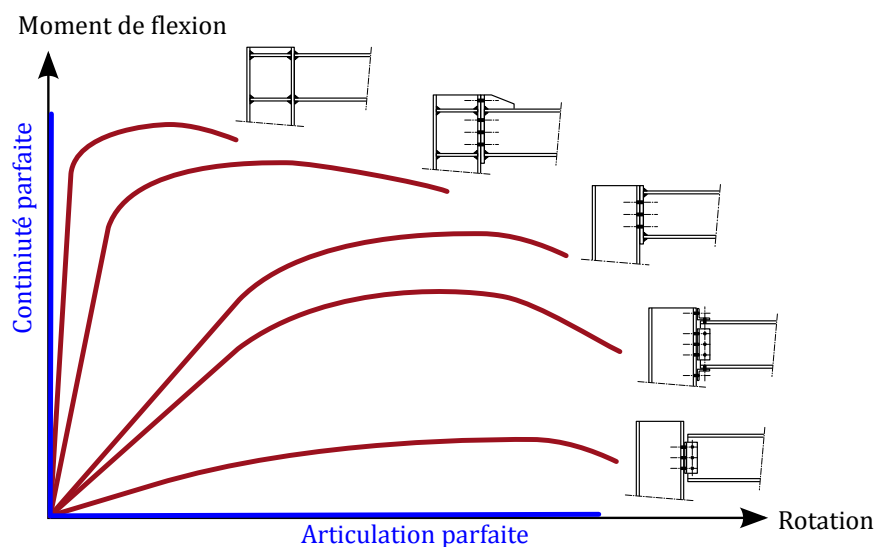


Figure 112: Exemples de courbes de comportement d'assemblages typiques

La norme de calcul [4] offre un ensemble de critères permettant de classer les assemblages selon que leur comportement soit proche d'une articulation ou d'une continuité (on parle également d'assemblage rigide dans ce dernier cas). Cette norme propose également des méthodes pour prendre en compte les assemblages dont le comportement ne peut raisonnablement pas être simplifié de la sorte. Cette catégorie intermédiaire d'assemblages, capables de reprendre un moment de flexion significatif mais au prix d'une déformation trop importante pour être ignorée, est désignée « assemblage semi-rigide ».

En France, la pratique courante est de modéliser l'assemblage comme une articulation ou comme une continuité, suivant le type d'ossature considéré, puis de mettre en œuvre les dispositions constructives adéquates afin d'obtenir un comportement conforme aux hypothèses de départ.

Dans le présent guide, le vocable « assemblage articulé » regroupe donc des assemblages devant assurer une résistance suffisante vis-à-vis des efforts axiaux et/ou tranchants. Ils doivent également permettre une rotation suffisante entre les deux éléments sans générer de moment de flexion significatif.

De même, les « assemblages de continuité » correspondent à ceux qui sont conçus pour transmettre un moment de flexion significatif sans subir de déformations appréciables, et toujours en assurant une résistance suffisante vis-à-vis des efforts axiaux et tranchants.



5.2 Assemblages articulés

5.2.1 Généralités

Un assemblage articulé doit être conçu pour transmettre des efforts axiaux et/ou tranchants, et doit permettre une rotation relative des éléments sans transmettre de moment de flexion significatif. Il est important de noter que cette seconde exigence est fortement dépendante du contexte de l'assemblage.

Considérons par exemple une solive de plancher chargée uniformément, modélisée simplement comme une poutre sur deux appuis simples. Il est classique de limiter la flèche de cette poutre au 200^e de sa portée pour une combinaison de charges à l'ELS, et il n'est pas rare que ce critère soit déterminant pour le dimensionnement d'une telle barre. Dans ce contexte, la résistance des matériaux permet de conclure que la rotation aux extrémités de cette solive vaut au maximum 16 mrad (soit un peu moins de 1°) pour la même combinaison (voir *Figure 113b*).

Considérons maintenant une palée contreventée sollicitée par un effort horizontal, deux poteaux articulés en pieds, une traverse bi-articulée les reliant en tête, et une diagonale tendue (toujours bi-articulée). Si le déplacement en tête des poteaux est limité au 200^e de leur hauteur pour une combinaison de charges à l'ELS (ce critère, plus sévère que celui usuellement rencontré, est pourtant très facile à respecter avec une triangulation), la rotation aux extrémités des barres ne dépasse pas 5 mrad pour cette combinaison (voir *Figure 113a*).

Il est manifeste que les deux assemblages pris en exemple ci-dessus, tous deux représentés par une liaison articulée dans la modélisation, devront accepter une rotation plus ou moins importante en fonction de l'ossature dans laquelle ils sont situés.

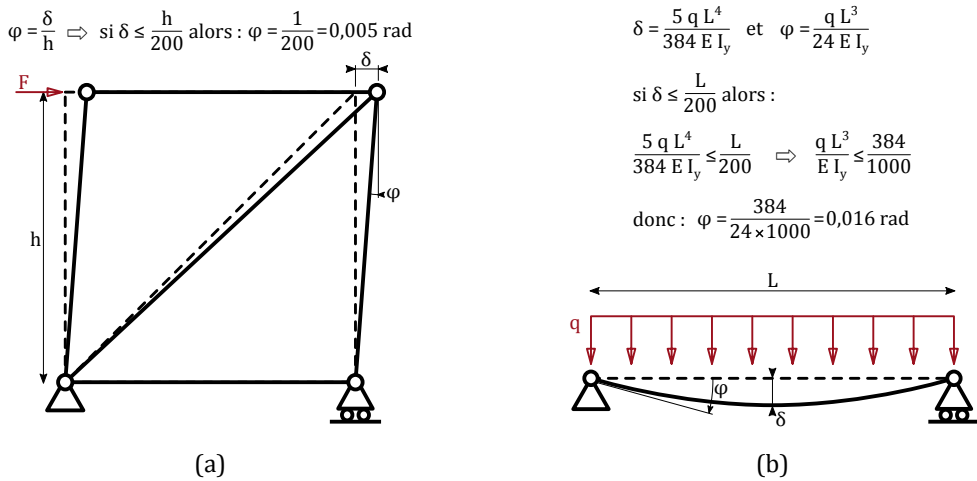


Figure 113 : Rotation d'une liaison articulée dans différentes ossatures

Pour assurer le bon fonctionnement de l'ossature, il est parfois nécessaire que les assemblages conçus soient effectivement très proches d'une articulation théorique, même pour des angles importants. Une solution possible est alors d'utiliser un axe d'articulation, comme montré sur la *Figure 114* (il s'agit aussi parfois d'un choix esthétique). Les ouvrages courants objets du présent guide ne nécessitent habituellement pas des assemblages articulés aussi proches du comportement théorique.





Figure 114: Assemblage par axe d'articulation (Golden Jubilee footbridge, Londres)

Les dispositions constructives développées ci-dessous sont reconnues par la pratique courante comme pouvant être assimilées à des articulations dans la modélisation de l'ossature. Elles présentent une rigidité et une résistance en flexion faible. Quelques conditions sont proposées afin d'assurer une bonne ductilité de l'assemblage, notamment pour les assemblages de poutre (voir le [paragraphe 5.2.3](#)). La ductilité de l'assemblage lui permet de subir une rotation significative, y compris par déformations plastiques locales, sans rupture brutale.

5.2.2 Assemblages de contreventement par gousset

5.2.2.1 Présentation

Un assemblage par gousset consiste à lier deux éléments distincts d'une ossature par l'intermédiaire d'un plat métallique. Le gousset peut être soudé en atelier sur l'un des éléments et comporter les trous pour boulonner le second élément une fois sur chantier, comme pour l'assemblage de contreventement montré à la [Figure 115](#). Un tel assemblage est par exemple très classique pour fixer une diagonale, ici en cornière, au niveau de l'extrémité d'un poteau.

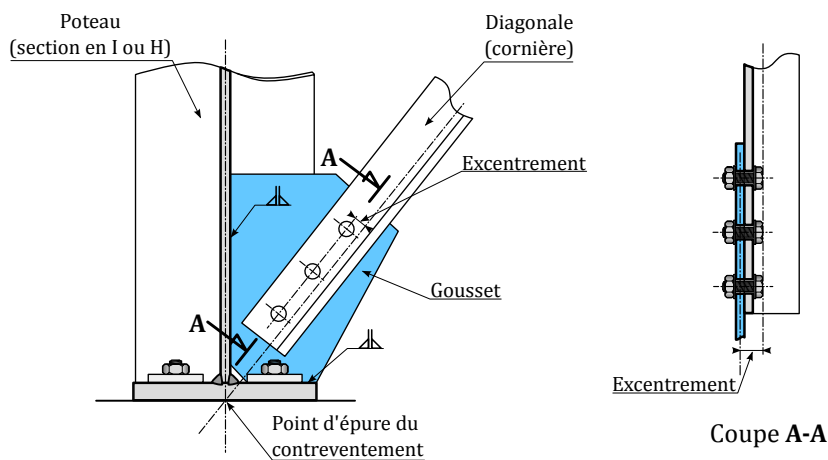


Figure 115: Assemblage d'une diagonale de contreventement sur un poteau

Il est habituel pour ce type d'assemblage de répartir l'effort sur plusieurs boulons, souvent 2 à 4. Une ancienne règle de l'art, citée notamment par [28], veut que l'on évite les assemblages avec un seul boulon. En effet, si ce dernier est défaillant (ou endommagé pendant le montage), le risque est grand de voir survenir une rupture brutale de l'assemblage pouvant conduire à un effondrement d'au moins une partie de l'ossature.



Lorsque l'assemblage comporte au moins deux boulons, celui-ci conserve une résistance résiduelle diminuant le risque d'effondrement et pouvant ainsi permettre une réparation. Par ailleurs, le montage est facilité avec au moins deux boulons, puisqu'il est possible de réaliser l'approche des éléments à l'aide d'une broche dans un des trous, puis de bloquer l'ossature en positionnant un boulon dans l'autre trou.

Cette règle de l'art est néanmoins parfois transgressée dans les assemblages de bracon anti-déversement, par souci d'économie. Dans ces conditions, il est fortement recommandé que le boulon unique soit conçu avec une marge supplémentaire, à l'instar de ce qui se pratique pour les axes d'articulation (voir [Figure 114](#)).

Pour les ouvrages courants couverts par le présent guide, il est en général possible d'utiliser des boulons non précontraints dans les contreventements par cornière (voir également le [paragraphe 2.3.2.5](#)). Des dispositifs anti-déviations peuvent être mis en œuvre en présence de vibrations (voir le [paragraphe 2.3.1.4](#)).

5.2.2.2 Fonctionnement

L'excentrement dans le plan du gousset, entre la fibre neutre de la diagonale et l'axe des perçages (dite ligne de trusquinage) provoque dans les boulons des efforts perpendiculaires à l'axe de la diagonale, voir la [Figure 116](#). Ces efforts additionnels peuvent être significatifs pour la vérification du cisaillement dans le boulon et de la pression diamétrale sur la cornière.

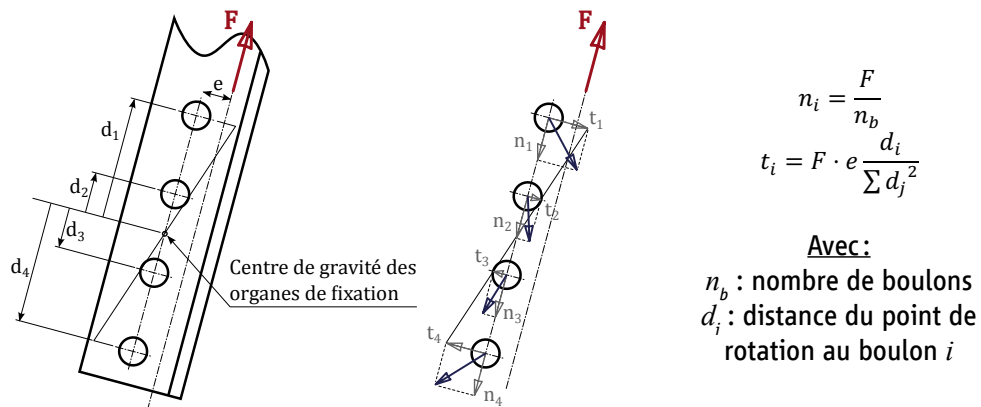


Figure 116: Effet de l'excentrement dans le plan du gousset

Le moment induit par ces efforts secondaires reste modeste, et cela ne remet pas en cause la possibilité de modéliser cette disposition comme une articulation pour peu que la longueur de la diagonale soit grande devant la longueur de l'assemblage et que les axes des barres soient convenablement épurés.

L'excentrement hors plan du gousset, entre la fibre neutre de ce dernier et celle de la diagonale, ne présente pas d'inconvénient majeur tant que la diagonale n'est utilisée qu'en traction (croix de Saint-André). Dans ce cas, le système reste globalement stable, et aucun moment additionnel significatif ne peut se développer car le gousset comme la diagonale possèdent des rigidités de flexion très faibles.

En outre, le fait que la cornière soit attachée sur une seule aile induit une répartition des contraintes normales non uniforme le long de l'aile non reliée au gousset. La [Figure 117](#) donne un aperçu de la répartition des contraintes de traction au niveau du premier boulon.



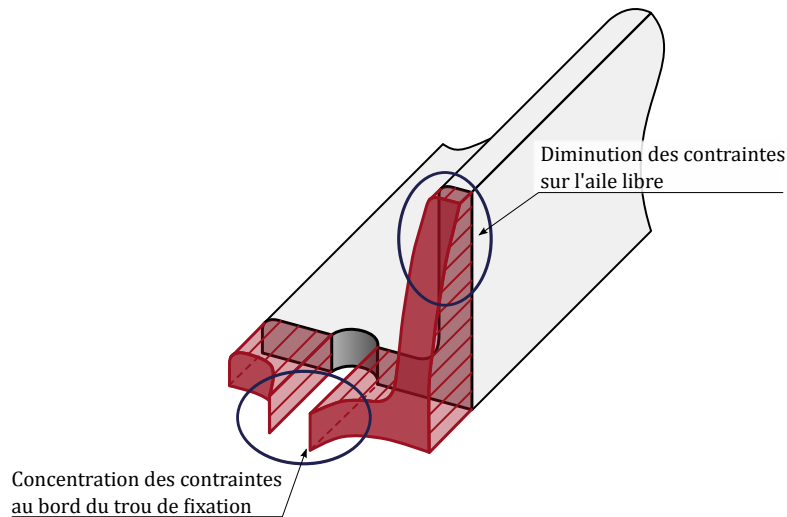


Figure 117: Répartition des contraintes au droit du premier boulon dans une cornière attachée sur une seule aile

En considérant cet effet, cumulé avec celui de l'excentrement vu plus haut, il est d'usage de limiter la contrainte de traction dans les contreventements en cornière à une valeur inférieure à la limite d'élasticité.

Les efforts additionnels sont d'autant plus faibles que la distance entre les boulons est grande. Il est ainsi préférable d'espacer les boulons d'au moins 4 fois le diamètre de perçage, sauf en cas d'impossibilité géométrique. Le respect de cette règle géométrique facilite la vérification du cisaillement de bloc, mode de ruine correspondant au détachement d'un bloc de matière. Les trous de fixation rapprochés favorisent le développement de ces lignes de rupture, de façon analogue au papier micro-perforé détachable.

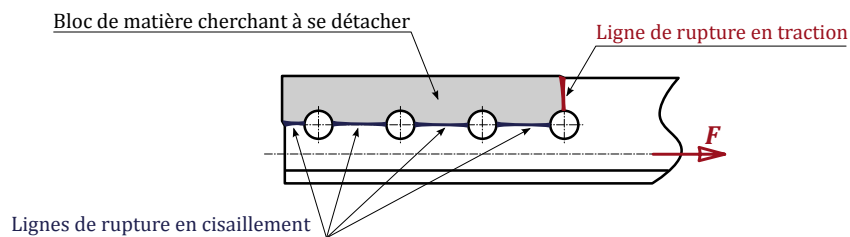


Figure 118: Cisaillement de bloc d'une cornière

Le gousset est en principe d'une épaisseur supérieure ou égale à celle de l'élément de contreventement qu'il assemble et les conditions de pinces sont normalement plus favorables. Pour une simple barre de contreventement, les vérifications du gousset en pression diamétrale ou en cisaillement de bloc sont donc rarement déterminantes. Ces vérifications peuvent devenir dimensionnantes lorsque la barre de contreventement est un élément composé (double cornière, double U, etc.); le gousset de la Figure 119 était par exemple attaché à une diagonale en double UPE.





© Projet Meaka (CTICM, CSTB, ArcelorMittal)

Figure 119: Ruine d'un gousset en cisaillement de bloc

La vérification de la capacité du gousset à faire transiter l'effort peut être réalisée en considérant une diffusion des contraintes à 30° depuis le premier boulon, ou depuis la première rangée de boulon, voir sur la Figure 120. Cette diffusion est bien sûr limitée par les dimensions « physiques » du gousset, et il convient de retirer les trous de fixation. Il est généralement recherché une conception du gousset permettant cette diffusion à 30°, sans limitation.

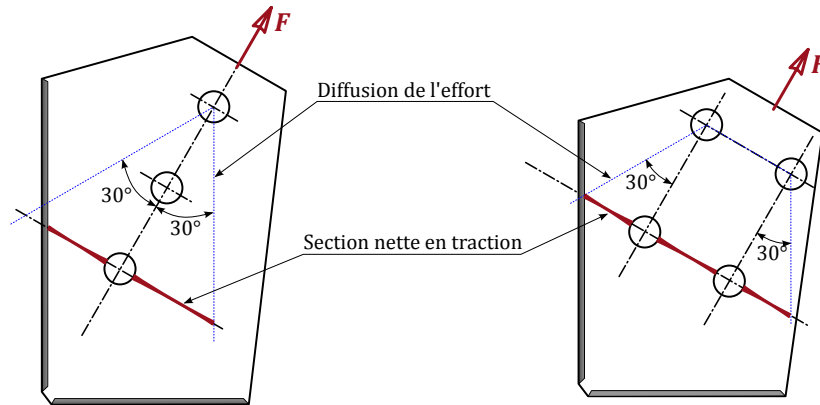


Figure 120: Diffusion de l'effort de traction dans le gousset

La distribution des efforts dans les attaches du gousset sur le support, par soudure ou autre, n'est pas aisée à déterminer précisément. Fréquemment, l'effort au sein de la barre de contreventement est simplement projeté sur les axes des barres attenantes pour obtenir les efforts dans les attaches sur le support, comme le montre la Figure 121. Cette méthode très simple s'avère habituellement satisfaisante du point de vue de la sécurité.

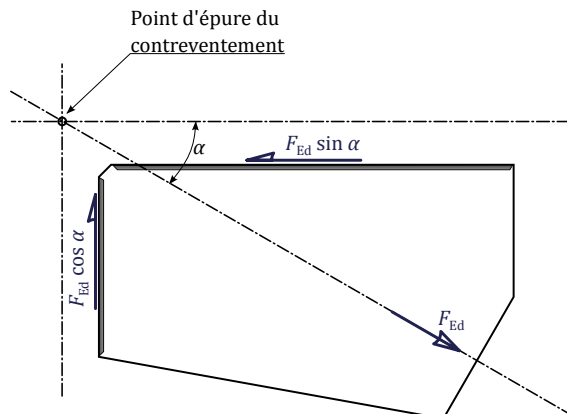


Figure 121: Projection de l'effort dans le gousset



5.2.2.3 Autres dispositions courantes

Le gousset correspond parfois simplement à un plat pré-percé destiné à faire le lien entre plusieurs éléments métalliques. La *Figure 122* montre un assemblage de contreventement en toiture (poutre au vent) représentatif de cette configuration.

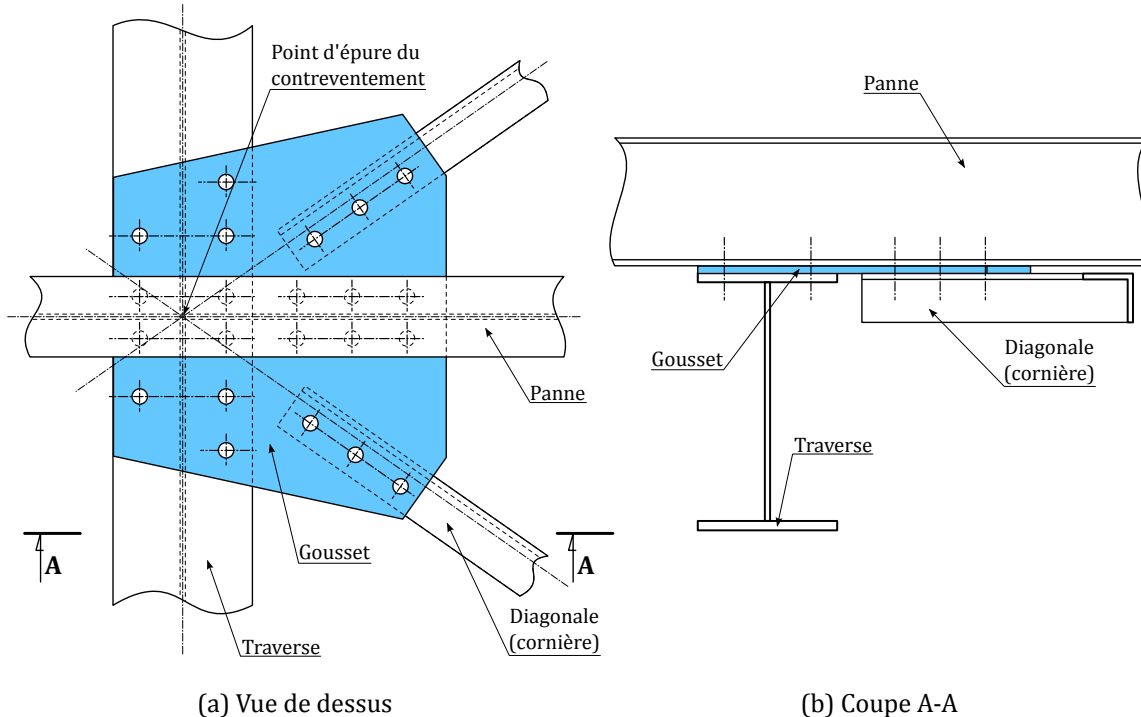


Figure 122 : Exemple de nœud de contreventement de toiture

Certaines sections régulièrement utilisées dans les contreventements sont plus difficiles à boulonner directement sur un gousset. C'est notamment le cas des sections creuses (voir le *paragraphe 2.2.5*), pour lesquelles on peut être conduit à enfourcher un gousset à chacune des extrémités du profil. Une disposition simple est présentée sur la *Figure 123a*. En alternative, il est possible de souder ce gousset via une platine d'about (voir la *Figure 123b*).

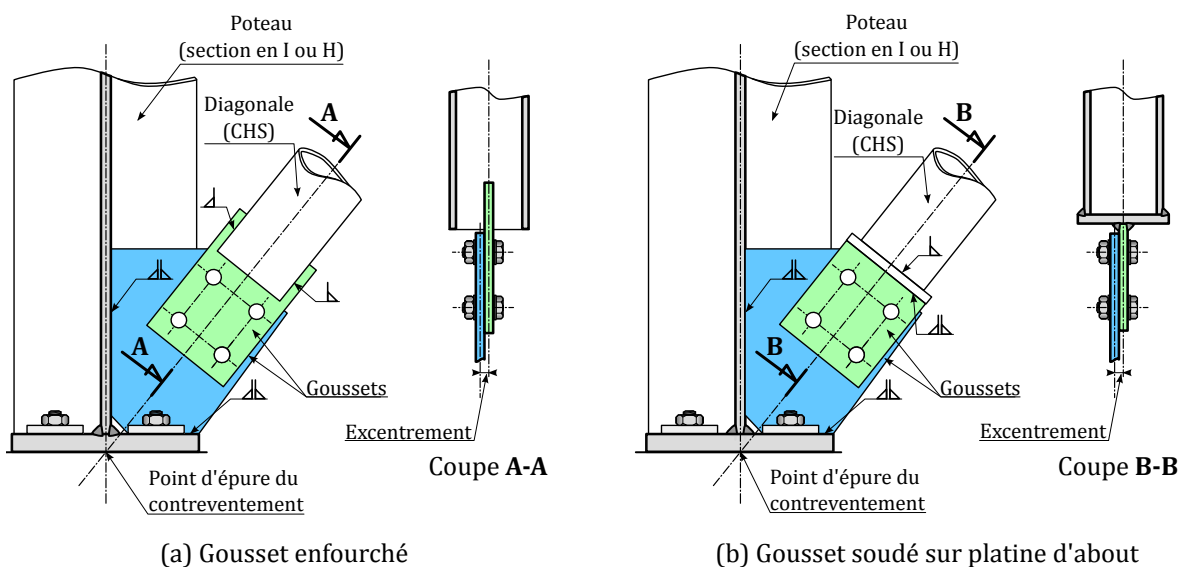


Figure 123 : Assemblage d'un profil creux par gousset – Dispositions de base

Ces deux dispositions présentent l'inconvénient de générer un excentrement hors plan du gousset, problématique dès lors que cet assemblage est soumis à un effort de compression significatif. Or, les sections creuses sont particulièrement performantes pour transférer un effort de compression. Dans ce contexte l'excentrement hors plan du gousset aggrave l'instabilité de celui-ci, ce qui peut rapidement engendrer une ruine de l'assemblage (voir sur la *Figure 124*).



5 Assemblages entre les éléments de l'ossature

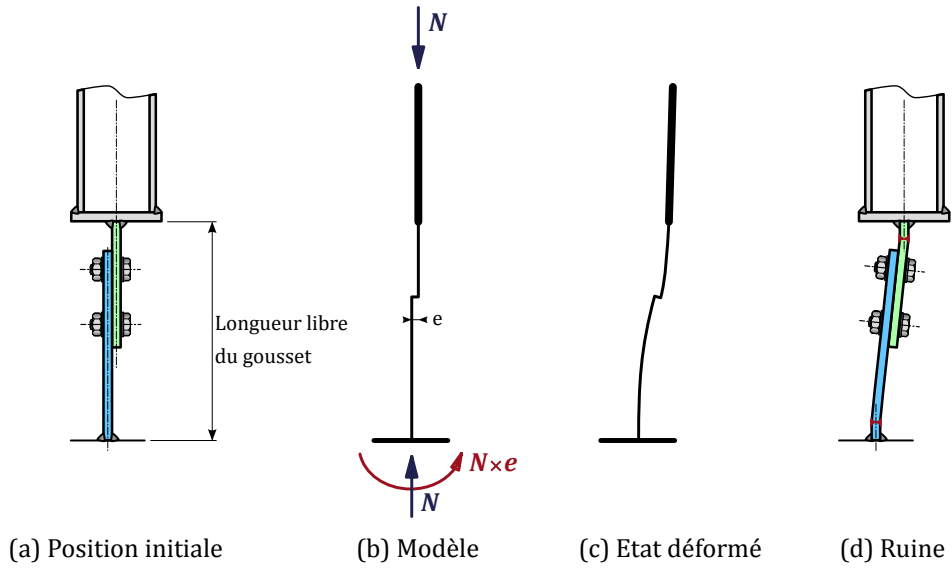


Figure 124: Instabilité et initiation de la rupture d'un gousset présentant un excentrement hors plan

La Figure 125 montre une disposition alternative permettant d'éviter cet excentrement, au prix d'une augmentation de la longueur libre du gousset et donc de son élancement. Le gousset comprimé doit donc présenter un élancement nettement inférieur à l'élancement de la barre qu'il attache. Par exemple, limiter la longueur libre du gousset à dix fois son épaisseur assure de conserver un élancement réduit de l'ordre de 0,5.



Figure 125: Assemblage d'un profil creux par gousset et double couvre-joint

La disposition de la Figure 126 est bien plus efficace du point de vue mécanique mais sa fabrication nécessite le respect de tolérances serrées.



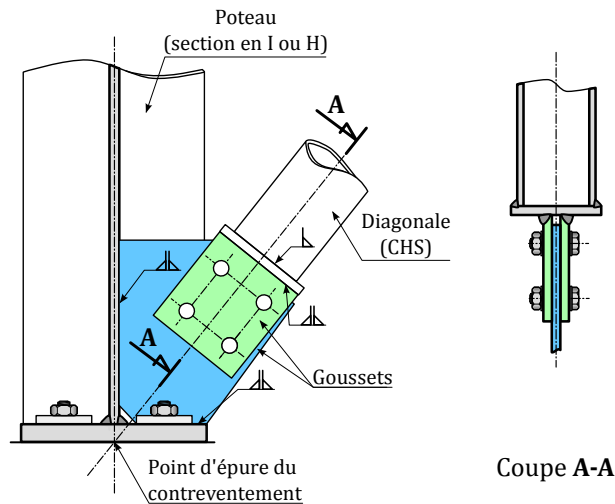


Figure 126 : Assemblage d'un profil creux par gousset – Disposition alternative

5.2.3 Assemblages par double cornière

L'assemblage par double cornière est une conception très répandue pour attacher simplement une poutre. Il consiste à boulonner des cornières de part et d'autre de l'âme à l'extrémité de la poutre, les cornières étant boulonnées par l'autre aile sur un support, comme un poteau métallique dans le cas de la Figure 127. Cette conception ne nécessite aucune soudure et les boulons sont généralement mis en œuvre sans précontrainte, ce qui en fait une disposition très économique.



En alternative à la Figure 127, il est possible de décaler verticalement la position des boulons entre les cornières et la poutre portée afin qu'ils ne soient pas au même niveau que ceux entre les cornières et le support. Cela augmente l'espace disponible autour des têtes de boulons et des écrous et facilite donc leur mise en œuvre.

Cet assemblage est principalement utilisé pour la reprise de l'effort tranchant vertical. Son efficacité vis-à-vis d'un effort normal est limitée, particulièrement en traction du fait de la tendance au «dépliage» des cornières.

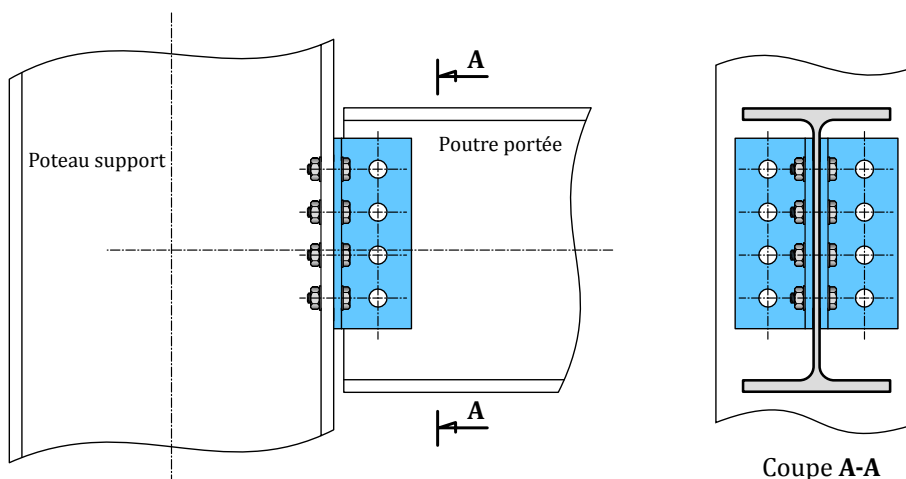


Figure 127 : Assemblage par double cornière

La longueur des cornières correspond de préférence à au moins 75 % de la hauteur de l'âme, cette condition étant particulièrement importante pour les âmes les plus élancées. En l'absence d'effort normal et sous chargement gravitaire, les cornières sont plutôt positionnées au plus près de la semelle supérieure. Cela permet d'apporter un point de maintien acceptable vis-à-vis du déversement de la poutre, ce qui s'avère à minima nécessaire en phase de montage. La reprise de l'effort tranchant dans l'âme de la poutre est également meilleure dans ces conditions : on attache la bielle tendue, plutôt que de bloquer la bielle comprimée.



La *Figure 128* montre l'assemblage d'une solive sur une poutre principale, qui correspond à une utilisation habituelle d'un assemblage à double cornière. Le grugeage de la poutre portée permet de positionner les fibres supérieures des deux poutres au même niveau, facilitant ainsi la réalisation du plancher.

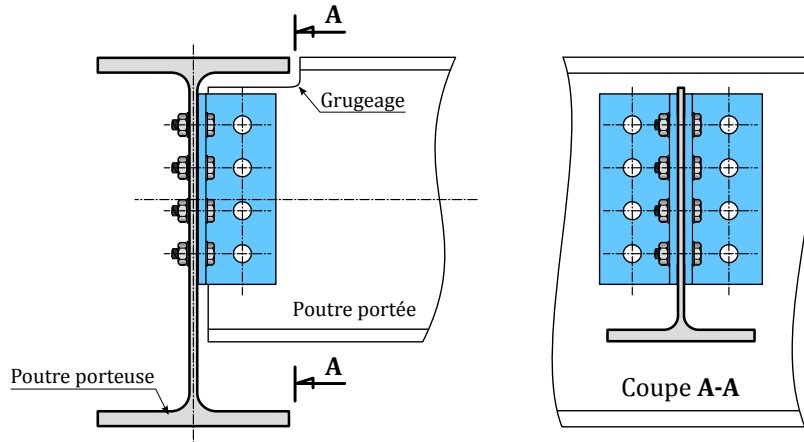


Figure 128: Assemblage d'une solive sur une poutre principale

Les cornières subissent une sollicitation excentrée, de façon analogue aux cornières de contreventement sur un gousset (voir par exemple sur la *Figure 116*). La position réelle du point de moment nul, et par conséquent la valeur de l'excentrement, est a priori inconnue et ne peut pas être calculée facilement. On se limite généralement à des hypothèses acceptables, quitte à en changer en fonction de la vérification effectuée pour s'assurer de se placer du côté de la sécurité.

Sur la *Figure 129*, le point de moment nul est supposé être au droit de l'interface entre les cornières et la poutre porteuse, ce qui est une hypothèse habituelle pour les vérifications concernant le côté de la poutre portée. Du fait du partage des efforts entre les deux cornières, l'effort tranchant correspondant à la réaction de la poutre est divisé par 2.

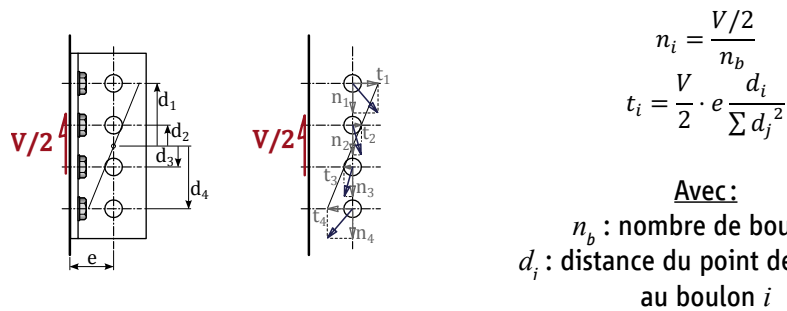


Figure 129: Prise en compte de l'excentrement

Les cornières sont susceptibles de se déchirer, suivant une ligne verticale reliant les trous de fixation ou par cisaillement de bloc (de façon analogue au cas de la *Figure 118*). Le même type de ruine peut survenir dans l'âme de la poutre portée, ce d'autant plus lorsqu'elle est grugée et d'une épaisseur inférieure à la somme des épaisseurs des cornières. En cas de grugeage, il convient également de vérifier la section critique devant reprendre le moment d'excentrement maximale.

Ces différents modes de ruine sont représentés sur la *Figure 130*. Pour toutes les vérifications concernant la poutre portée, il convient bien sûr de prendre en compte la totalité de la réaction d'appui de la poutre et non plus la moitié comme pour les cornières. Compte tenu des épaisseurs assez faibles de l'âme des poutres courantes, il est usuel que le critère dimensionnant soit la pression diamétrale ou le cisaillement de bloc de cette dernière.



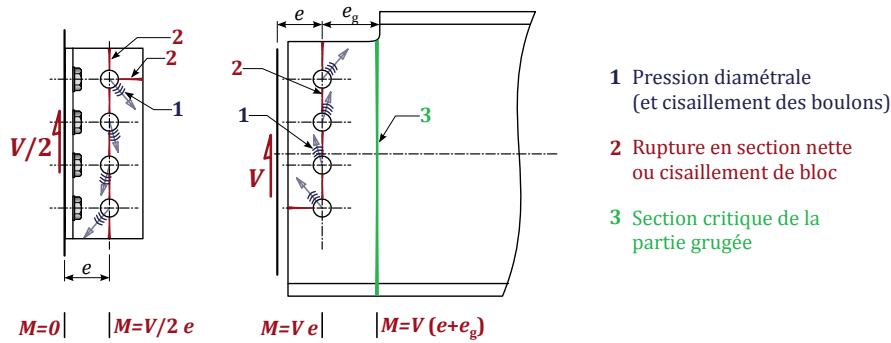


Figure 130: Fonctionnement de l'assemblage coté poutre portée

Il arrive que les deux poutres présentent la même hauteur, voire même que la poutre portée soit plus haute que la poutre porteuse. Dans ces conditions, un grugeage de la semelle inférieure est également nécessaire, comme montré sur la Figure 131.

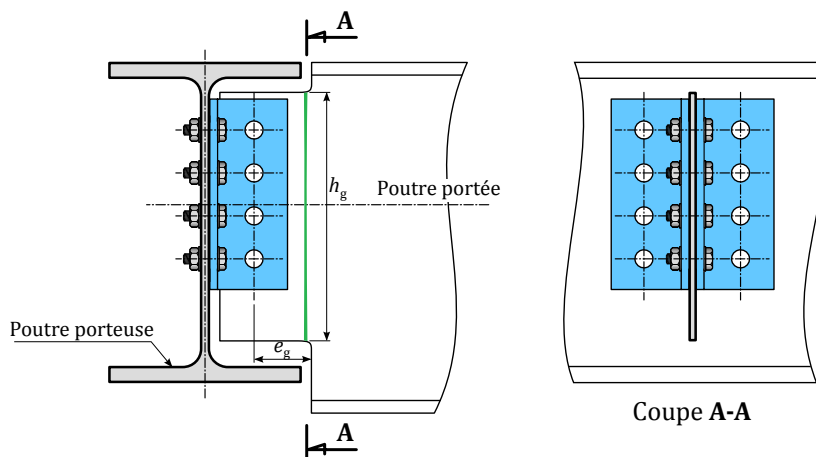


Figure 131: Assemblage par double cornière avec double grugeage

Dans ce cas, la vérification de la section critique de la zone grugée doit prendre en compte la réduction de la résistance en flexion due à l'instabilité. À défaut d'un calcul précis, l'instabilité pourra être ignorée si la condition suivante est respectée (avec f_y en MPa) :

$$\frac{e_g}{t_w} \leq 9 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

La zone grugée présente une réduction très importante des caractéristiques mécaniques de la poutre portée, celle-ci devient localement incapable de reprendre des sollicitations secondaires éventuelles (flexion hors plan, torsion, etc.). La poutre voit également chuter sa résistance vis-à-vis de l'instabilité hors plan (déversement et/ou flambement en cas d'effort de compression appréciable). Il convient d'être vigilant aux conditions de maintien transversal de la poutre en présence de grugeages importants.

L'assemblage est parfois conçu sans grugeage, en utilisant par exemple des cornières à ailles inégales ou des plats pliés, comme sur la Figure 132. L'excentrement est dans ce cas nettement majorée, ce qui nécessite la mise en place d'une seconde file de boulons afin « d'encastrer » les cornières sur l'âme de la poutre portée. La section nette des cornières subit, en plus du cisaillement, une flexion importante qu'il est nécessaire de prendre en compte. L'assemblage ne peut alors pas reprendre de sollicitations secondaires significatives et constitue une faiblesse vis-à-vis de l'instabilité hors plan de la barre. Cette disposition ne saurait donc être tolérée que pour attacher des poutres convenablement maintenues hors plan et peu chargées.



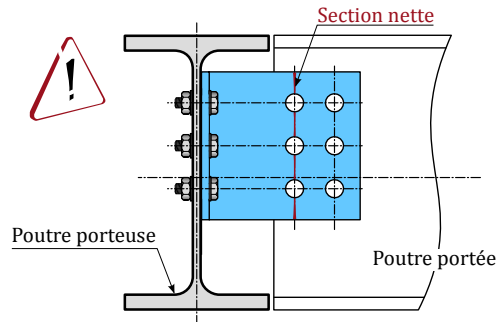


Figure 132: Assemblage excentré – Disposition à éviter

La partie de l'assemblage côté support est rarement dimensionnante pour un assemblage par double cornière. La vérification du support lui-même se limite généralement à la pression diamétrale. Il est sécuritaire de considérer que le point de moment nul est décalé de l'interface avec le support. On peut, par exemple, supposer que le moment est nul au droit de la file de boulons attachant la poutre portée (voir la Figure 133).

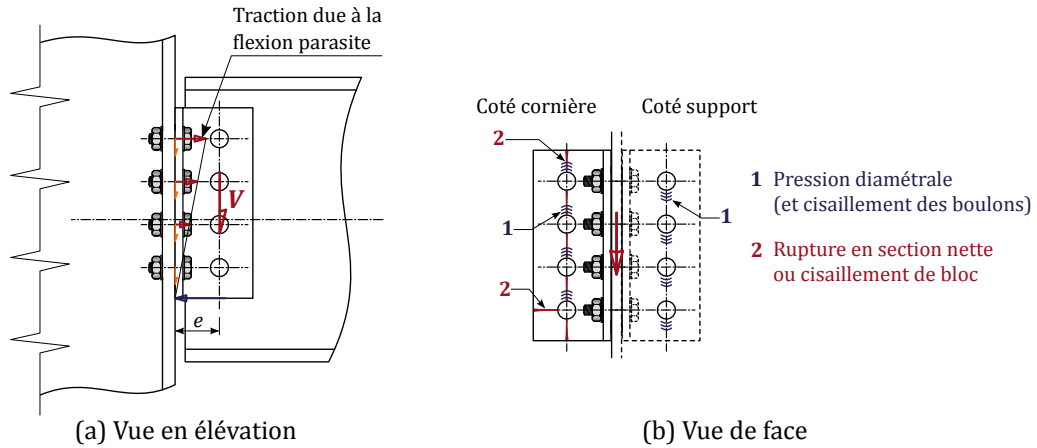


Figure 133: Fonctionnement de l'assemblage coté support

Dans ces conditions, certains boulons côté support sont sollicités en traction, en plus du cisaillement. Plutôt que des calculs précis, il est considéré suffisant de limiter la capacité du boulon en cisaillement à 80 % de sa capacité nominale de façon à tenir implicitement compte de l'effort de traction.

Cet effort de traction due à la flexion parasite sollicite la partie supérieure des cornières comme un tronçon en T tendu (voir le paragraphe 5.3.3 pour quelques précisions sur ce modèle). Il est cependant contreproductif de vérifier la résistance des cornières vis-à-vis d'un tel effort, puisque cet assemblage doit pouvoir être modélisé comme une articulation. Le fait que la cornière se déforme limite le moment secondaire, et permet ainsi à l'assemblage d'être proche de l'articulation théorique.

Il est plus pertinent de s'assurer que l'assemblage est suffisamment ductile en sur-dimensionnant les boulons par rapport à la cornière. Le Tableau 14 donne l'épaisseur t maximale pour la cornière, en fonction du diamètre d du boulon et des matériaux utilisés. Le respect de ces conditions permet de s'assurer que les cornières se déformeront par flexion (dépliage) avant rupture des boulons.

Nuance d'acier des cornières	Classe de boulonnerie	
	8.8	10.9
S235	$t \leq 0,66 d$	$t \leq 0,74 d$
S275	$t \leq 0,61 d$	$t \leq 0,69 d$
S355	$t \leq 0,54 d$	$t \leq 0,60 d$

Tableau 14: Epaisseur limite pour une attache par double cornière ductile





Ces limites correspondent à la condition ci-dessous, donnée dans la norme de calcul [4]:

$$t \leq 0,36 d \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}}$$

où f_{ub} est la contrainte ultime en traction des boulons, et f_y la limite d'élasticité de la cornière.

Pour valider l'hypothèse d'articulation, il convient également de s'assurer qu'aucun contact ne s'établit entre la poutre portée et la poutre porteuse. À défaut, un bras de levier plus important impliquerait une plus grande rigidité et une plus grande résistance en flexion. On vérifie ainsi que la rotation atteinte à l'ELU est inférieure à la rotation permise dans l'assemblage juste avant la mise en contact de la poutre porteuse avec la poutre portée (voir *Figure 134*).

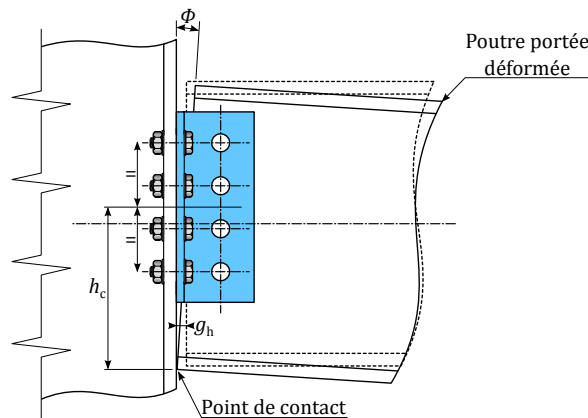


Figure 134: Vérification de la rotation

L'angle atteint dans l'assemblage au moment du contact peut être approché, en radians, par le rapport du jeu entre les deux poutres et de la distance entre le point de rotation et le point de contact. Comme précisé au *paragraphe 5.2.1*, la rotation à l'extrémité d'une poutre simplement appuyée et uniformément chargée respectant une limite de flèche de $L/200$ vaut 16 mrad au maximum. À l'ELU, cette rotation ne dépasse donc pas 25 mrad avec les pondérations habituelles. En première approche, il suffit donc de respecter la condition géométrique ci-dessous :

$$g_h \geq \max \left\{ \frac{h_c}{40} ; 10 \text{ mm} \right\}$$



Des expressions précises de la rotation maximale de l'assemblage peuvent être obtenues dans la littérature, par exemple dans [14].

5.2.4 Dispositions alternatives aux assemblages par double cornière

Les deux dispositions alternatives présentées ci-après sont assez peu courantes en France, mais d'un usage plus commun dans d'autres pays européens.

5.2.4.1 Assemblage par platine d'about réduite

L'assemblage par platine d'about réduite est une variante « articulée » de l'assemblage présenté au *paragraphe 5.3.3*. Cette conception consiste à souder un plat à l'extrémité d'une poutre, ce plat comportant une série de perçages destinés à recevoir des boulons pour fixer la poutre sur le support. Comme le montre la *Figure 135*, le plat est soudé uniquement sur l'âme pour éviter d'attirer un moment significatif.



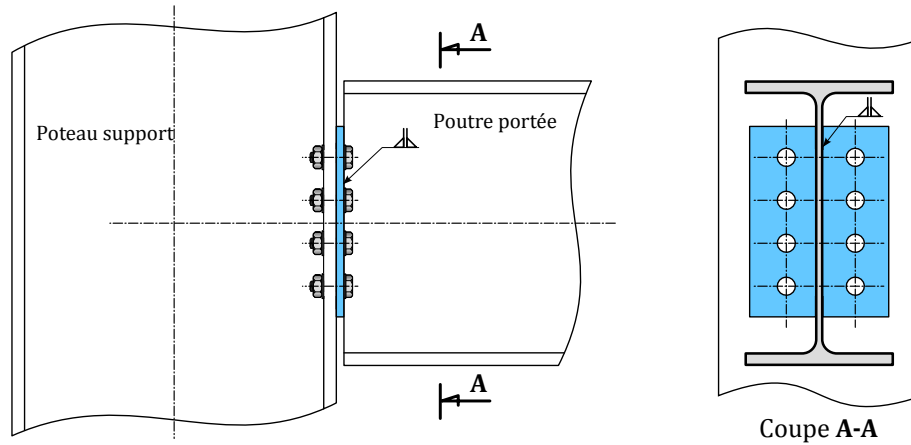


Figure 135 : Assemblage d'une poutre par platine d'about réduite

Le fonctionnement d'un tel assemblage est comparable au fonctionnement du côté « support » d'un assemblage par double cornière. Les boulons, généralement non précontraints, travaillent en cisaillement et pression diamétrale.

La platine est habituellement choisie relativement fine, et n'est pas soudée aux semelles. Elle est donc incapable d'opposer une résistance importante lorsque la section d'extrémité de la poutre tourne. Comme pour l'assemblage par double cornière, il convient de valider l'hypothèse d'articulation en s'assurant qu'aucun contact ne s'établit entre la poutre portée et le support. La vérification est similaire, seule la définition de la distance h_c entre le point de rotation et le point de contact est modifiée.

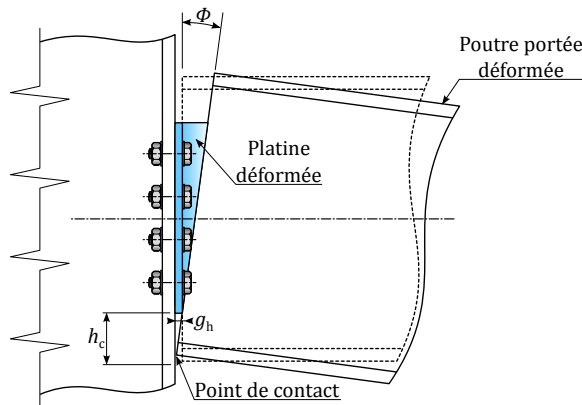


Figure 136 : Vérification de la rotation

En première approche, la condition géométrique précédemment donnée reste applicable :

$$g_h \geq \max \left\{ \frac{h_c}{40} ; 10 \text{ mm} \right\}$$

Les conditions de surdimensionnement des boulons données au [Tableau 14](#) sont également à prendre en compte pour s'assurer que la platine peut se plier sans risque de rupture prématurée des boulons. Il est également indispensable de concevoir des cordons de soudure pleinement résistants (voir le [paragraphe 2.3.3.2](#)).

5.2.4.2 Assemblage par gousset soudé

Le principe de l'assemblage par gousset soudé sur un élément et boulonné sur l'autre (vu pour les contreventements au [paragraphe 5.2.2](#)) peut être appliqué à l'assemblage d'une poutre. Cette conception, très répandue au Royaume-Uni (sous le nom « *fin plate* »), est montrée sur la [Figure 137](#).



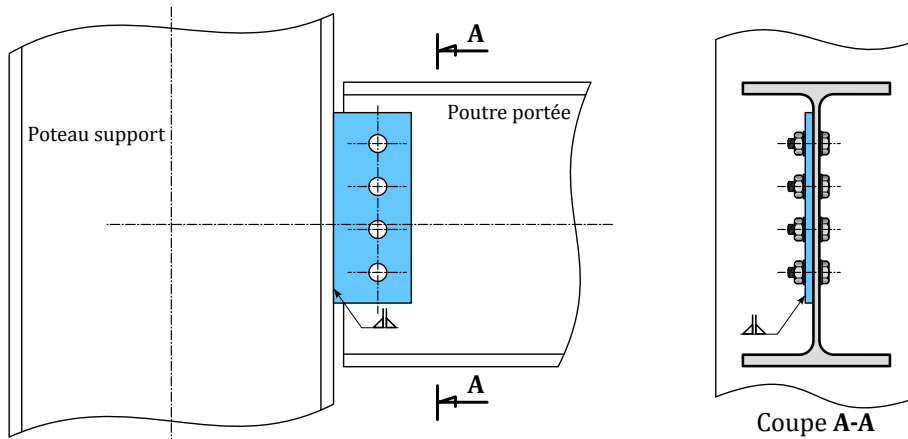
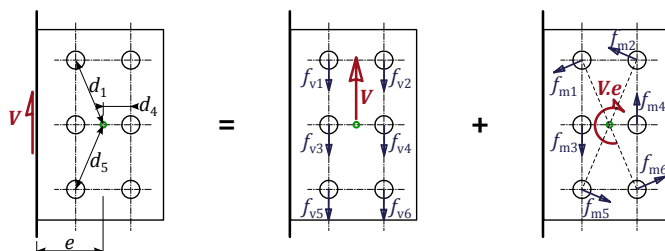


Figure 137: Assemblage d'une poutre par gousset soudé

Le fonctionnement d'un tel assemblage est comparable au fonctionnement du côté poutre portée d'un assemblage par double cornière. Puisqu'il n'y a qu'un seul gousset, celui-ci doit pouvoir reprendre la totalité de l'effort tranchant et les boulons sont cette fois sollicités en simple cisaillement.

Cette disposition introduit également un léger excentrement hors plan dont l'effet est souvent négligé. Le gousset ayant généralement une hauteur proche de celle de l'âme, et une épaisseur au moins équivalente, cet « oubli » est le plus souvent sans conséquence. Une analyse plus poussée doit toutefois être envisagée dans le cas où une grande distance sépare la soudure sur le porteur de la file de boulons.

Conventionnellement, on considère pour la vérification des boulons que le point de moment nul se situe au droit de la soudure. Cela implique que le groupe de boulons doit également reprendre un moment de flexion. Il est ainsi parfois nécessaire de disposer plus d'une file verticale pour reprendre la totalité de l'effort. La Figure 138 en montre un exemple, ainsi que l'effet de l'excentrement sur une telle conception.



$$f_{vi} = \frac{V}{n_b}$$

$$f_{mi} = V \cdot e \cdot \frac{d_i}{\sum d_j^2}$$

Avec:

n_b : nombre de boulons
 d_i : distance du point de rotation au boulon i

Figure 138: Effet de l'excentrement



Un assemblage soudé est en principe plus raide qu'un assemblage boulonné. Considérer que la soudure constitue le point d'articulation alors que la file de boulons reprend un moment d'excentrement peut donc paraître peu naturel. Cependant, comme pour l'assemblage par double cornière, il n'est pas possible en pratique de connaître la position réelle du point de moment nul. Cette convention permet de couvrir quelque peu cette incertitude.

Ce type de conception ne peut pas développer des déformations importantes par flexion des plats, comme dans le cas des assemblages par double cornière (5.2.3) ou par platine réduite. Pour assurer une ductilité acceptable à cet assemblage, il convient de respecter les conditions suivantes :

- les soudures doivent être pleinement résistantes (voir le [paragraphe 2.3.3.2](#));
- les pinces et entraxes sont au moins égaux aux valeurs minimales recommandées du [Tableau 7](#);
- les boulons, non précontraints, ont un diamètre nominal représentant au moins le double de l'épaisseur de l'âme de la poutre portée.





Ces conditions permettent de privilégier une certaine déformation en pression diamétrale avant que la ruine ne se produise. Cela permet d'obtenir une ductilité acceptable, bien qu'inférieure à celle obtenue par flexion des plats dans le cas d'assemblages par double cornière ou par platine réduite.

5.2.5 Assemblage par couvre-joints d'âme (éclisse articulée)

Ce type d'assemblage est réalisé en boulonnant des plats, appelés couvre-joints, de part et d'autre de l'âme comme le montre la *Figure 139*. Aucune soudure n'est nécessaire pour réaliser cet assemblage. Il s'agit d'une variante « articulée » de l'assemblage présenté au *paragraphe 5.3.2*.

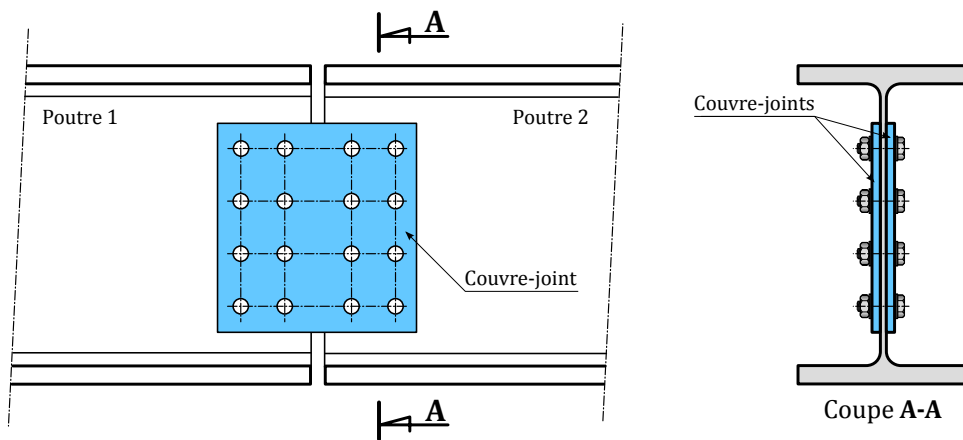


Figure 139: Assemblage par couvre-joints d'âme

Un tel assemblage crée une articulation entre deux tronçons de poutre, et peut notamment être utilisé dans des systèmes en porte-à-faux (« cantilever », voir sur la *Figure 140*). Il peut transmettre un effort tranchant proche de la capacité de la poutre la plus faible, ainsi qu'un effort normal appréciable.

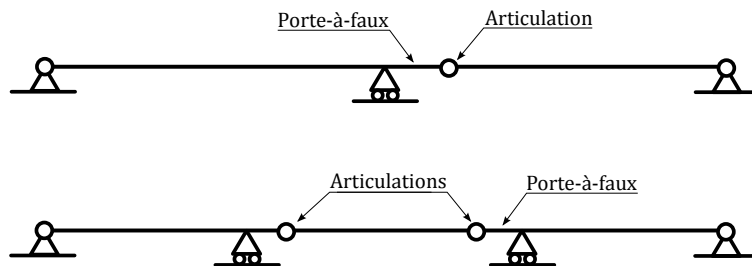


Figure 140: Systèmes constructifs en porte-à-faux

Lorsque l'assemblage par couvre-joint est identique de part et d'autre, un décalage vertical des semelles peut se produire au droit de l'assemblage du fait de la rotation initiale des plats (voir sur la *Figure 141a*). Ce décalage peut être supérieur à la seule valeur du jeu des boulons.

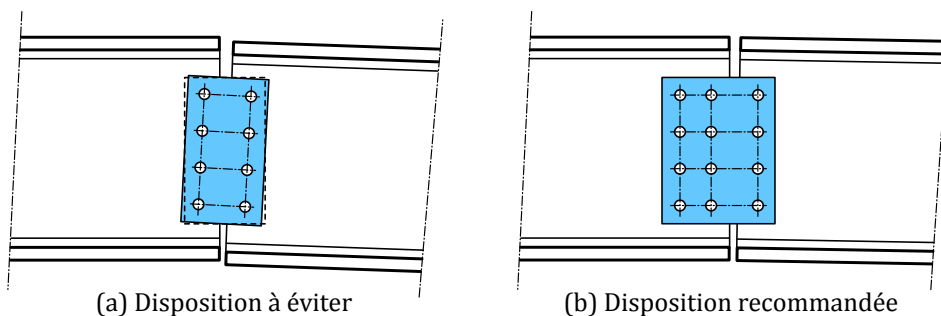


Figure 141: Déformation initiale de l'assemblage



Lorsque ce décalage est inacceptable, il est possible de rendre l'assemblage dissymétrique comme montré sur la *Figure 141b*. Dans cette disposition, le côté gauche est nettement plus rigide et peut être supposé « encastré ». La rotation se produit alors presque exclusivement du côté droit de l'assemblage.

Chaque côté de l'assemblage fonctionne de façon analogue à celui par gousset soudé (voir le *paragraphe 5.2.4.2*). Pour des raisons similaires, il est préférable que les couvre-joints ou l'âme soient d'une épaisseur faible par rapport au diamètre des boulons non précontraints, afin de privilégier les déformations en pression diamétrale.

5.2.6 Assemblage d'un poteau pendulaire

Pour certaines conceptions, comme celle décrite au *paragraphe 3.4.2.2*, il est possible d'avoir recours à des poteaux dits « pendulaires », c'est-à-dire considérés articulés à leurs deux extrémités. De tels éléments peuvent également être rencontrés en tant que poteaux supplémentaires pour des ossatures en portique (voir la *Figure 63b*), ou simplement comme poteaux supportant un plancher intermédiaire. L'assemblage entre le poteau et la poutre principale doit refléter ce fonctionnement, en minimisant au maximum les moments transmis.

Un tel assemblage peut être réalisé en adaptant l'assemblage par double cornière décrit au *paragraphe 5.2.3* (voir la *Figure 142a*). La *Figure 142b* montre un autre exemple de conception utilisant une platine d'about soudée en tête du poteau, dans le cas où la continuité de la traverse est obtenue par un assemblage par platine d'about (voir le *paragraphe 5.3.3.1*).

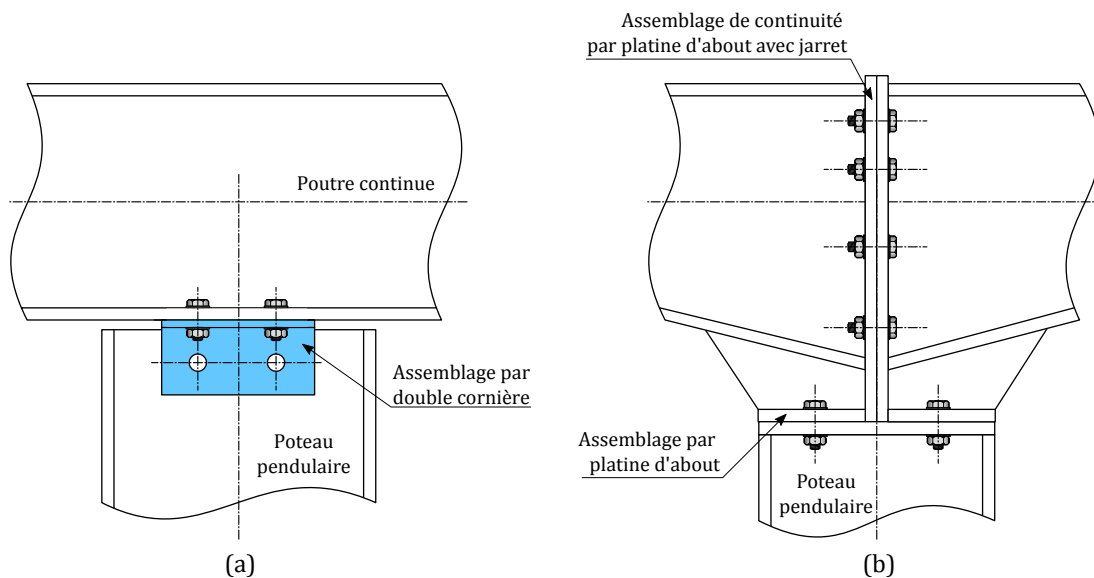


Figure 142 : Assemblage d'un poteau pendulaire

La rotation envisageable dans l'assemblage est de l'ordre 5 mrad (à l'ELS) pour une limite de déplacement en tête du poteau fixée au 200^e de la hauteur. En conservant un bras de levier faible entre les boulons et le point de rotation, cela implique que les déformations resteront modérées. Dans le cas de la disposition de la *Figure 142b*, il est ainsi raisonnable de limiter la hauteur de la platine à 300 mm par similarité avec le critère d'articulation pour les pieds de poteaux (voir au *paragraphe 6.2.1*). Afin que l'assemblage présente une bonne ductilité, assurant ainsi sa capacité à subir la rotation demandée, il est possible d'appliquer la règle donnée au *Tableau 14* à chacune des dispositions proposées.



5.2.7 Assemblage des éléments de l'ossature secondaire

5.2.7.1 Boulonnage simple

L'assemblage le plus simple envisageable pour une barre secondaire sur une barre principale est le boulonnage simple. La *Figure 143* montre cette disposition, qui peut parfois être utilisée pour une panne laminée sur une traverse de portique. Il est possible d'interposer un gousset entre les deux semelles afin d'attacher également les diagonales de la poutre au vent (voir la *Figure 122* au *paragraphe 5.2.2*).

L'excentrement entre le plan de la couverture et l'assemblage de la panne génère un moment de renversement de la panne sous l'effet de la composante «rasante» de la charge. Cette composante est d'autant plus élevée que la pente est forte, et peut être réduite grâce aux liernes et aux bretelles (voir *4.2.3*). Cet effort rasant induit une flexion de l'âme de la panne qu'il convient de prendre en compte et s'avère généralement inacceptable pour les profilés formés à froid.

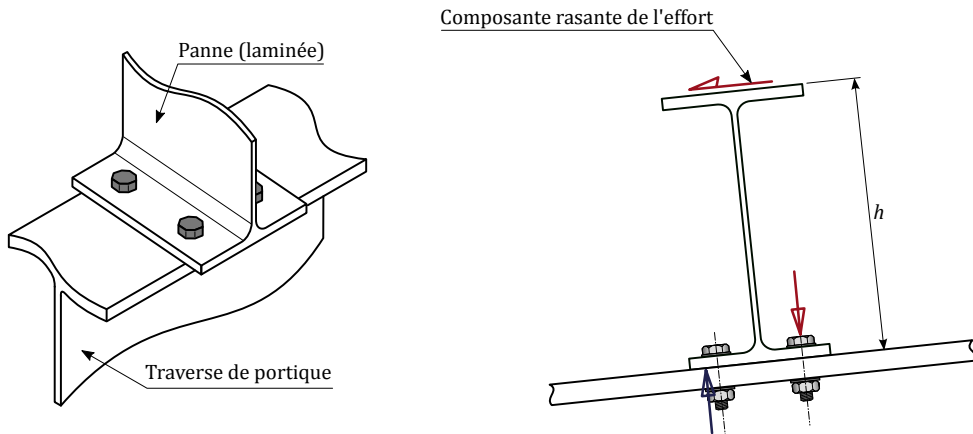


Figure 143: Boulonnage direct sur la traverse

Cette disposition est difficilement réalisable avec les plus petits profilés laminés IPE, car la demi-semelle est alors trop étroite pour des boulons de diamètre acceptable.

5.2.7.2 Assemblage par échantignole

L'échantignole, généralement réalisée en plat plié, permet de disposer de suffisamment d'espace pour réaliser le boulonnage sur la traverse, comme le montre la *Figure 144*. Il est également envisageable d'utiliser une cornière accompagnée d'une fourrure pour compenser l'épaisseur de semelle. Pour le montage, il est plus confortable de positionner l'échantignole «sous» la panne, dans le sens du versant. Ainsi, on peut venir appuyer la panne contre l'échantignole préalablement boulonnée sur la traverse.

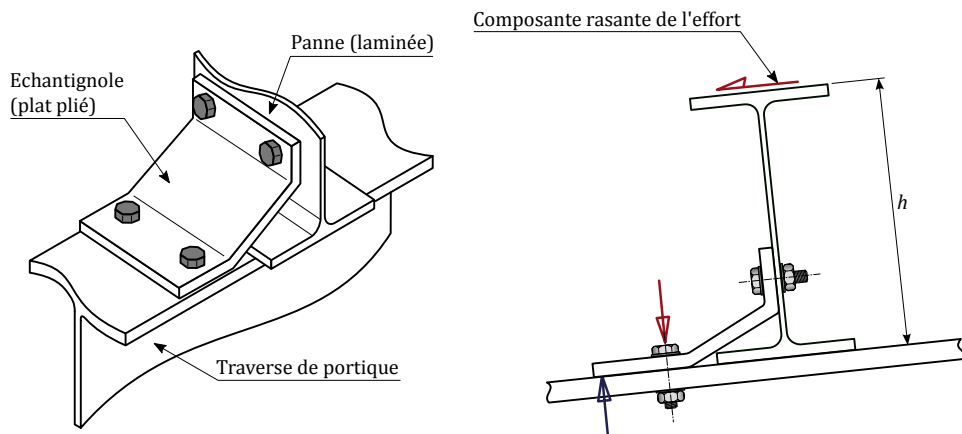


Figure 144: Assemblages par échantignole en plat plié



Cette disposition est assez peu efficace face à un effort rasant venant de la couverture ou un effort de soulèvement. Il peut alors être nécessaire de disposer une échantignole de part et d'autre de la panne afin de réduire l'effet de pied de biche sur les boulons.

Les profilés minces formés à froid sont généralement peu efficaces pour supporter la réaction d'appui, du fait du risque d'instabilité de l'âme sous la compression localisée. L'usage d'une échantignole boulonnée dans l'âme est couramment préféré, reprenant en général la totalité de la réaction d'appui (la panne n'étant alors pas en contact direct avec la traverse). Pour de tels profilés, les échantignoles peuvent être en plat plié à 90°, comme montré sur la *Figure 145*.

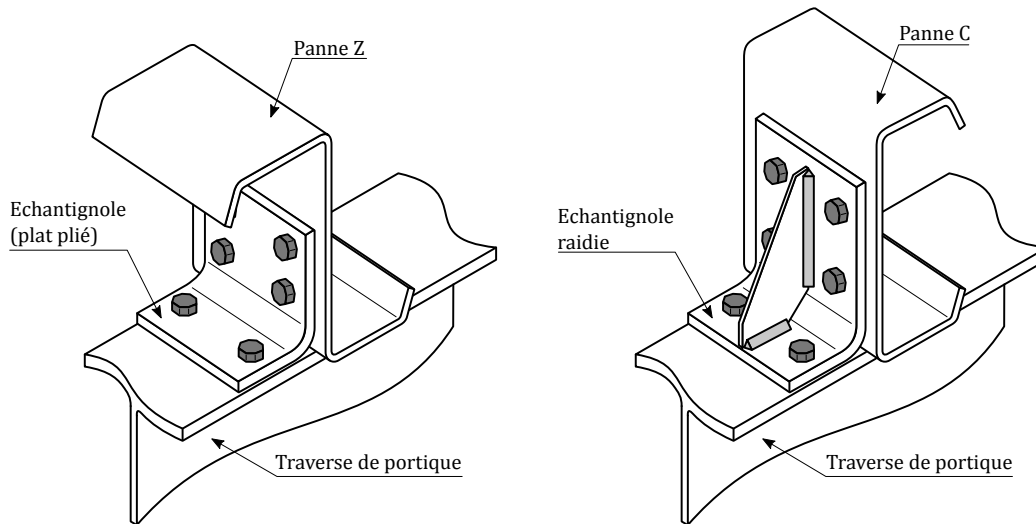


Figure 145: Échantignole pour éléments minces formés à froid

Si nécessaire, il est possible de souder un raidisseur pour aider à la reprise du moment de renversement. En général, les industriels qui fabriquent les pannes formées à froid fournissent également les échantignoles, qui sont parfois couplées avec l'assemblage qui permet l'éclissage de continuité.

L'assemblage par échantignole peut également être adapté aux lisses de bardage. Comme évoqué au *paragraphe 4.3.2.1*, ces éléments sont généralement mis en œuvre dans la hauteur du poteau afin de limiter l'épaisseur globale de la paroi verticale. La *Figure 146* montre une disposition utilisable dans ce cas. Lorsque les lisses sont positionnées sur la semelle extérieure du poteau, il est possible d'utiliser une disposition analogue à celles de la *Figure 145*, par exemple.

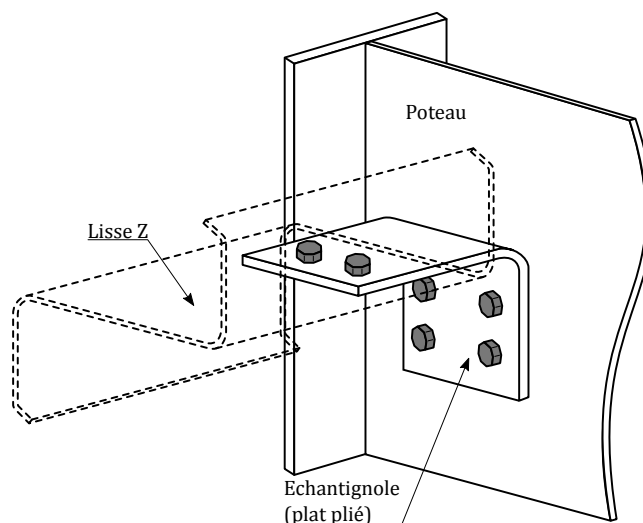


Figure 146: Échantignole pour lisse dans l'âme du poteau

Comme pour les pannes, il est bien plus confortable au montage de poser la lisse sur les échantignoles plutôt que de la suspendre. Dans ces circonstances, l'assemblage possède une efficacité médiocre pour reprendre l'effort vertical, ce qui renforce encore le besoin de liernes et de bretelles.



5.2.7.3 Assemblage d'un potelet sur une traverse

Dans le cas où le pignon du bâtiment est réalisé en dupliquant un portique courant sur lequel des potelets viennent s'appuyer, il est nécessaire d'assurer le libre déplacement vertical de la traverse (comme évoqué au [paragraphe 3.4.1.3](#)). De cette façon, le potelet est sollicité uniquement par le vent appliqué sur le bardage du pignon, et non en compression par la traverse.

Par exemple, la disposition de la [Figure 147](#) utilisant des trous oblongs, peut être envisagée. La traverse est libre de se déplacer verticalement, mais le potelet est convenablement bloqué horizontalement.

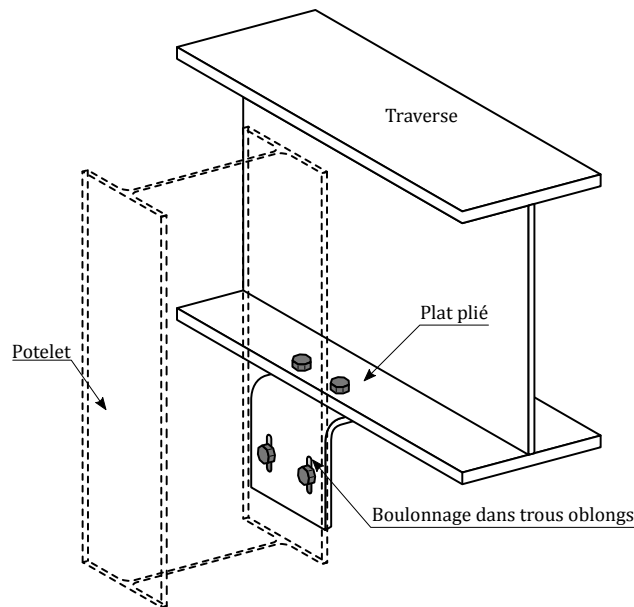


Figure 147 : Assemblage de potelet sur une traverse

5.3 Assemblages de continuité

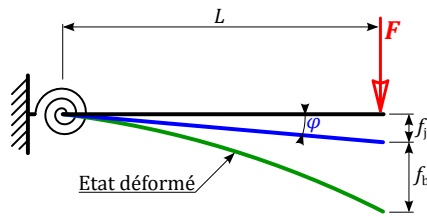
5.3.1 Généralités

Un assemblage de continuité est conçu pour transmettre un moment de flexion significatif par rapport à la grande inertie des barres attachées, en plus d'efforts normaux et/ou tranchant.

Pour être le plus proche possible d'une continuité théorique, le transfert de moment doit se produire sans déformation significative au sein de l'assemblage. Il faut donc que sa rigidité en flexion soit suffisamment élevée, non pas en valeur absolue, mais par rapport à celle des barres assemblées.

Considérons l'exemple très simple d'une console encastrement élastiquement et chargée ponctuellement, comme schématisé sur la [Figure 148](#). Il est possible de déterminer la flèche totale au bout du porte-à-faux comme la somme de la flèche provenant de la déformation de la barre (f_b) et de celle issue de la rotation dans l'assemblage (f_j).





Flèche due à la déformation de la barre :

$$f_b = \frac{FL^3}{3EI}$$

Avec I l'inertie de flexion de la console

Flèche due à la rotation dans l'assemblage :

$$\varphi = \frac{M}{S_j} = \frac{FL}{S_j}$$

$$f_j = \varphi L = \frac{FL^2}{S_j}$$

Avec S_j la rigidité en rotation de l'assemblage

Figure 148: Console encastree élastiquement

Si on considère, par exemple, qu'un assemblage peut être modélisé comme une continuité (donc un encastrement) si sa contribution à la déformation ne dépasse pas 10% de la flèche due à la déformation de la barre, on obtient la relation suivante :

$$\frac{FL^2}{S_j} \leq 0,1 \frac{FL^3}{3EI}$$

Ce qui, après simplification, aboutit à l'expression suivante :

$$S_j \geq 30 \frac{EI}{L}$$

On retrouve bien un critère imposant une rigidité minimale à l'assemblage en fonction de la rigidité de la barre. La norme de calcul [4] propose différents critères sous une forme similaire.



Les critères de la norme [4] découlent également de l'analyse de l'influence de la rigidité de l'assemblage sur la résistance et la stabilité de l'ossature, pas seulement sur sa déformation.

Un assemblage qui ne respecte pas un tel critère est appelé assemblage semi-rigide. Il peut transmettre un moment de flexion appréciable, mais au prix d'une rotation ne pouvant pas être négligée. Cette rotation peut avoir des conséquences sur la déformation de l'ossature, comme vu ci-dessus, mais également sur la distribution des moments dans la structure si cette dernière est hyperstatique.

Un assemblage semi-rigide peut être plus économique à réaliser qu'une continuité (pas de raidisseurs à souder par exemple) et les outils de calcul modernes offrent la possibilité de les prendre en compte dans l'analyse. Cependant, cela nécessite la connaissance de la rigidité en rotation de l'assemblage au moment de la création du modèle de calcul, ou du moins une estimation. En pratique, cela augmente le nombre d'itérations du calcul avant d'aboutir à une solution acceptable.

De plus, il n'est pas rare que le dimensionnement d'une structure soit largement guidé par le respect des critères de déformations. Dans ce cas, on est naturellement conduit à privilégier des assemblages rigides, qui n'ont pas de contribution significative à la déformation de l'ossature.

Pour ces raisons, il est habituel en France d'effectuer une modélisation en considérant que les assemblages devant transmettre un moment sont « parfaitement » rigides. Des dispositions constructives permettant de garantir une rigidité acceptable de l'assemblage (raidisseurs, etc.) sont ensuite prévues, puis les critères de rigidité de la norme de calcul [4] sont vérifiés.

Les dispositions présentées par la suite permettent d'obtenir des assemblages avec une bonne rigidité, pouvant être modélisés comme des continuités « parfaites » dans de nombreux cas. Cependant, les critères de rigidité dépendant de la raideur des barres attachées, il conviendra de s'en assurer pour chaque projet individuel.

Si un assemblage de continuité doit être à la fois résistant et rigide, il est de bonne conception qu'il présente également une ductilité acceptable. Pour ce faire, il est recommandé d'éviter que les éléments



5 Assemblages entre les éléments de l'ossature

les plus fragiles (soudures et boulons) soient ceux présentant le moins de marge vis-à-vis des charges appliquées.



Cette dernière recommandation vise à améliorer la robustesse de l'ossature, mais elle n'est pas toujours applicable sans changer défavorablement l'économie du projet. Le concepteur devra alors analyser le risque encouru en cas de défaillance de l'assemblage. Si l'ossature n'est fragilisée que localement, cela peut être acceptable. Par contre, si la pérennité de l'ossature est remise en cause de façon plus globale, il est d'autant plus important de concevoir un assemblage ductile (ou au moins quelque peu surdimensionné).

5.3.2 Eclissage de continuité

5.3.2.1 Eclissage de poutre

Ce type d'assemblage est réalisé en boulonnant des plats, appelés couvre-joints, de part et d'autre de l'âme et des semelles, comme le montre la [Figure 149](#). Par rapport à sa variante articulée (vue au [paragraphe 5.2.5](#)), les couvre-joints de semelles permettent la reprise d'un moment de flexion qui peut être proche de la résistance de la poutre.



Figure 149: Couvre-joints de continuité

Dans un tel assemblage, tous les boulons sont sollicités transversalement à leur axe. Il est indispensable de mettre en œuvre des boulons précontraints dans de tels assemblages afin qu'ils soient rigides et pour éviter les déformations due au rattrapage des jeux.

Les couvre-joints doivent être choisis pour reproduire au mieux la distribution des sections des barres qu'ils assemblent. En règle générale, les plats sont donc légèrement plus épais que la demi-épaisseur de la paroi concernée.



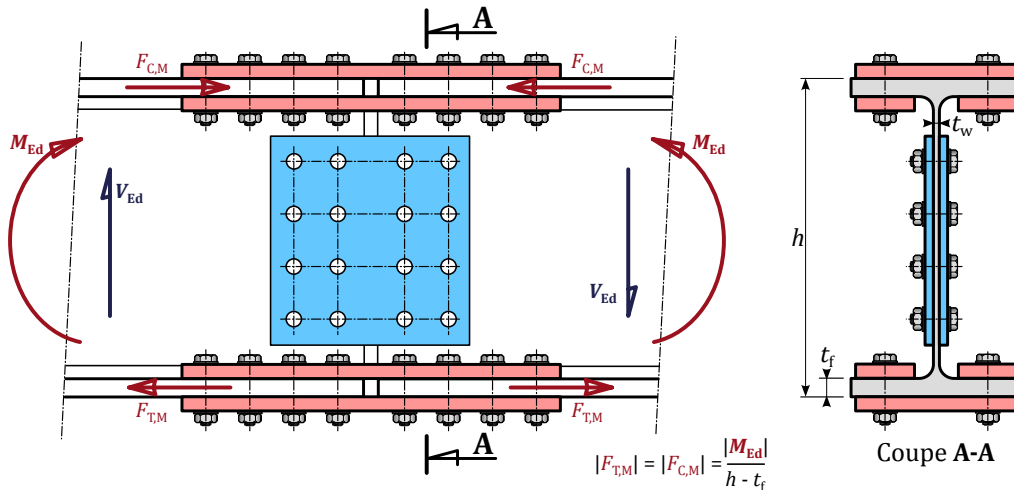


Figure 150: Répartition des sollicitations dans les couvre-joints

L'effort tranchant transite par les couvre-joints d'âme, et on néglige habituellement leur contribution, très modeste, à la reprise du moment de flexion. Dans ces conditions, l'analyse des couvre-joints d'âme ne présente aucune différence par rapport au cas décrit au [paragraphe 5.2.5](#).

Les couvre-joints de semelle reprennent le moment de flexion, décomposé en efforts de traction et de compression, égaux et opposés, comme montré sur la [Figure 150](#). L'effort normal éventuel se répartit dans les couvre-joints d'âme et de semelles au prorata des aires des différents éléments.

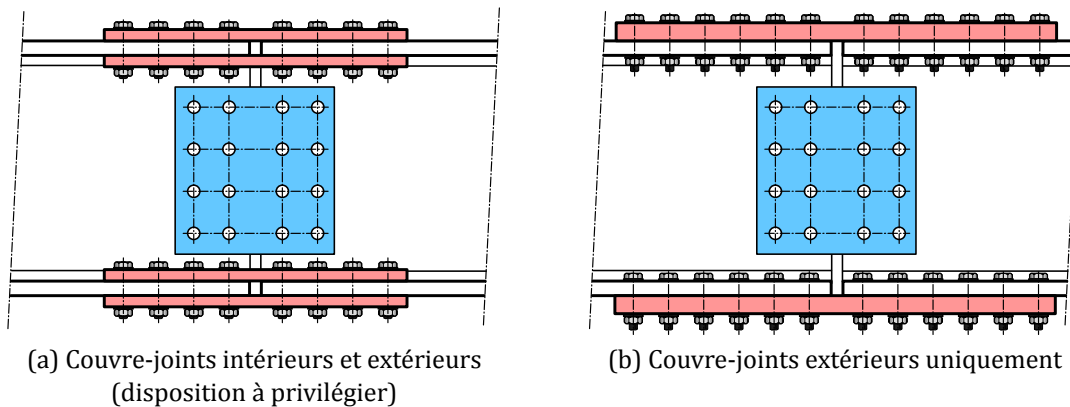


Figure 151: Différentes dispositions de couvre-joint de semelle

De préférence, deux couvre-joints de semelle sont positionnés de part et d'autre de chaque semelle, comme montré sur la [Figure 151a](#). Cette disposition symétrise au mieux la diffusion des contraintes de traction ou de compression dans les semelles, tout en sollicitant les boulons en deux plans de frottement.

Alternativement, on est parfois conduit à ne disposer qu'un seul plat côté extérieur de la poutre, comme montré sur la [Figure 151b](#). Cette disposition est moins performante, et nécessite un plus grand nombre de boulons ainsi qu'un couvre joint d'épaisseur plus importante afin de reprendre un effort équivalent.



La disposition consistant à ne positionner que des couvre-joints à l'intérieur des semelles est à proscrire. L'inertie reconstituée au droit du joint est difficilement équivalente à celle de la section d'origine du fait de la diminution du bras de levier. De plus, sous l'effet de la courbure de la barre, les couvre-joints intérieurs sont le siège de phénomènes parasites (poussée au vide côté traction, flambement local côté compression) d'une ampleur difficilement maîtrisable.

Ce même type d'assemblage peut être utilisé pour assurer la continuité d'une poutre sur un poteau, en réalisant sur ce dernier un « moignon » de poutre. La [Figure 152](#) montre un exemple de cette conception avec un poteau en profil creux carré.





© A. Rodier/CTICM

Figure 152: Eclissage d'une poutre sur un poteau

La partie éclissée de l'assemblage ne présente pas de différence notable avec la continuité de poutre décrite ci-dessus. Quant au moignon de poutre, il est généralement soudé directement sur le poteau (voir le [paragraphe 5.3.4](#)).

5.3.2.2 Eclissage de membrure de treillis

Cette disposition peut également être utilisée pour réaliser la continuité des barres composant des poutres treillis de grande portée (voir la [Figure 153](#)). Dans ce cas, elle est essentiellement sollicitée en traction ou compression.



© I. Pharisier/CTICM

Figure 153: Exemple d'éclisse de continuité de membrure de poutre treillis

L'utilisation de boulons non précontraints est envisageable dans cette situation, cependant le rattrapage des jeux dans les assemblages génère une flèche de la poutre treillis qui peut être inacceptable. De même, lorsque les sollicitations peuvent changer de signe dans le fonctionnement normal de l'ouvrage (voir le [paragraphe 2.3.1.3](#)), l'utilisation de boulons précontraints ou ajustés est indispensable.

5.3.2.3 Eclissage de poteau

L'assemblage par éclisse peut également être utilisé pour assurer la continuité d'un poteau, comme le montre la [Figure 154](#). Lorsque les sollicitations ne changent pas de signe au cours du fonctionnement de l'ouvrage, l'usage de boulons non précontraints dans des trous normaux est envisageable.



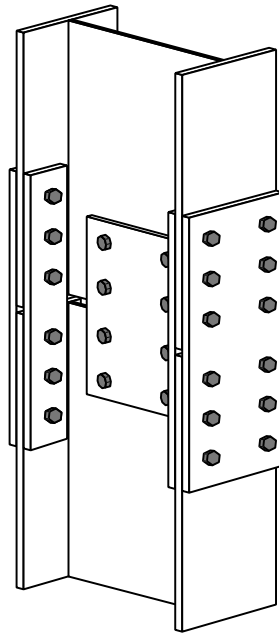


Figure 154: Eclissage de continuité de poteau

Une attention particulière doit être portée sur la vérification d'un poteau comportant un assemblage de continuité comme celui montré à la [Figure 154](#). En effet, un tel assemblage peut induire une légère brisure le long du poteau, ce qui aggrave sensiblement le phénomène de flambement. Il est vivement recommandé de prévoir un maintien latéral à proximité immédiate de l'assemblage, afin de réduire ce risque.

Il est possible de considérer qu'une part importante de l'effort de compression passe par contact direct entre les deux tronçons de poteaux. Cela implique un usinage et un ajustage précis des extrémités des poteaux. Les tolérances de fabrication et de montage sont alors nettement plus sévères. Dans cette démarche, l'éclissage reprend alors environ 25 % de cet effort de compression, ce qui réduit notablement le nombre de boulons, qui peuvent être non précontraints. On peut également considérer que l'effort tranchant est transmis directement par frottement à l'interface entre les deux tronçons, dans la limite de 20 % de l'effort de compression.

5.3.2.4 Continuité de pannes

Les pannes (ainsi que d'autres barres secondaires) ne peuvent pas présenter de dénivellation au niveau de la semelle côté extérieur afin de permettre la fixation de la couverture dans de bonnes conditions. Il n'est donc pas possible de réaliser la continuité de cette semelle par couvre-joint.

Pour les pannes en profils laminés, il est courant de réaliser des éclissages par double U boulonnés dans l'âme (voir la [Figure 155](#)) permettant de retrouver une inertie de flexion proche de celle de la panne. Afin que la continuité ait une efficacité acceptable, il est nécessaire que le bras de levier soit suffisant. On estime généralement que la longueur de recouvrement avec les U doit représenter environ 10 % de la portée des pannes. Cette longueur est quelque peu augmentée pour la première travée intermédiaire.



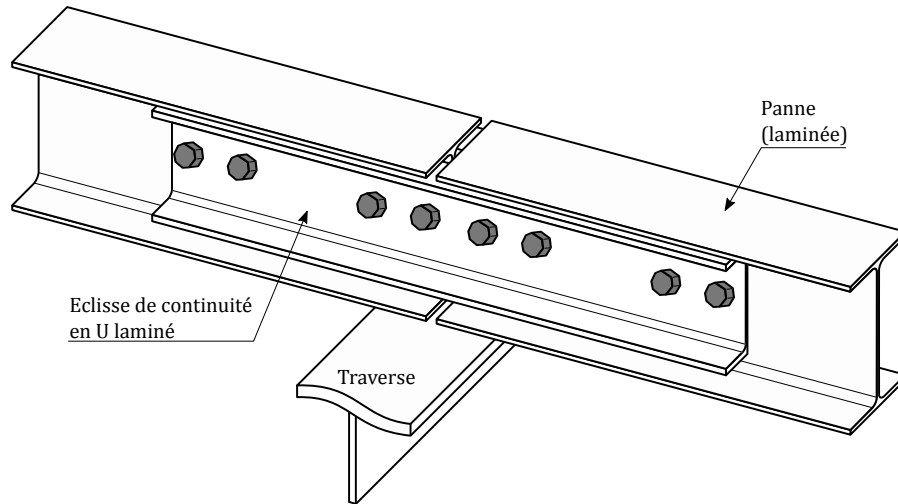


Figure 155: Eclissage d'âme par profils en U pour les pannes laminées (échantignole non représentée)

Pour des pannes formées à froid, la continuité est souvent réalisée par un emboîtement des deux éléments (voir la Figure 156a). Cette solution est particulièrement simple à mettre en œuvre avec les sections Zed en réalisant des semelles de largeurs légèrement différentes. La longueur de recouvrement doit également être suffisamment grande pour que la continuité ait une efficacité convenable.

Pour d'autres formes de sections, l'emboîtement est moins pratique voire impossible. Dans ce cas, il est possible de concevoir un élément de raccordement spécifique (voir la Figure 156b), pouvant également jouer le rôle d'échantignole.

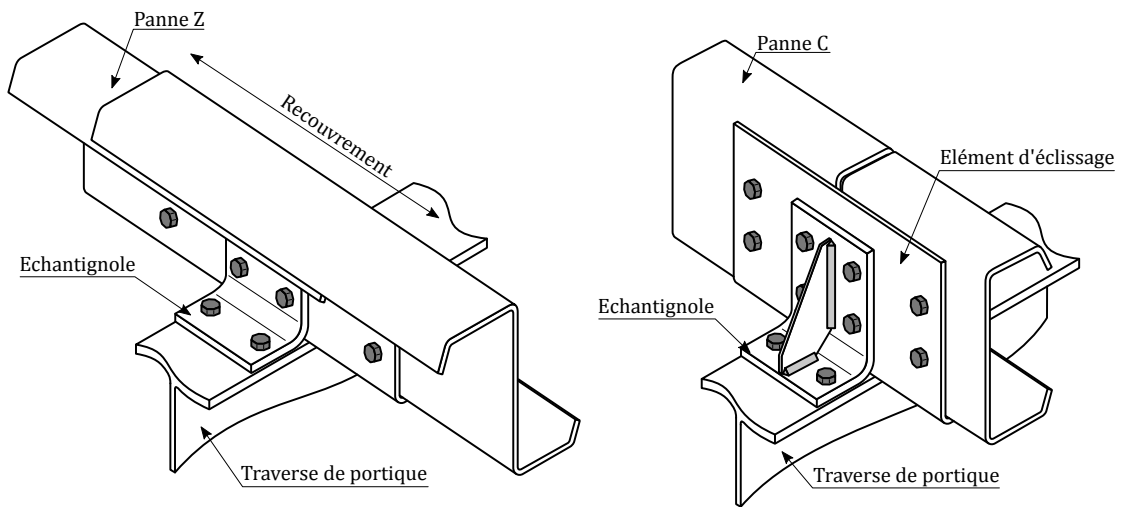


Figure 156: Eclissage pour profils minces formés à froid

5.3.3 Continuité par platine d'about

5.3.3.1 Continuité de poutre

Ce type d'assemblage est réalisé en soudant au bout de chaque tronçon de barre un plat comportant une série de perçages destinés à recevoir des boulons, comme on peut le voir sur la Figure 157. De tels assemblages sont aujourd'hui très répandus pour réaliser la continuité des traverses de portique au niveau du faîtage. La brisure est obtenue par une découpe biaisée des profilés de base avant soudage de la platine.





Figure 157: Exemple de continuité par platine d'about

Couramment, la platine possède une épaisseur supérieure à l'épaisseur de la semelle du profilé, pour une nuance équivalente. Si on souhaite conserver une ductilité acceptable, les boulons doivent être quelque peu surdimensionnés, avec un diamètre légèrement supérieur à l'épaisseur de la platine.

Dans de telles conditions et en présence d'une rangée extérieure raidie (voir la Figure 158 ci-dessous), il est possible d'obtenir un assemblage présentant une résistance assez proche de celle de la poutre elle-même. La rigidité en flexion d'une telle conception est souvent suffisante pour qu'elle puisse être modélisée comme une continuité.

La Figure 158 donne le schéma de principe et décrit le fonctionnement d'un assemblage par platine d'about avec une rangée débordante sous un moment de flexion sollicitant la grande inertie du profil. Ce cas correspond typiquement à l'assemblage de faîtage, avec un moment de flexion élevé qui tend la semelle inférieure.

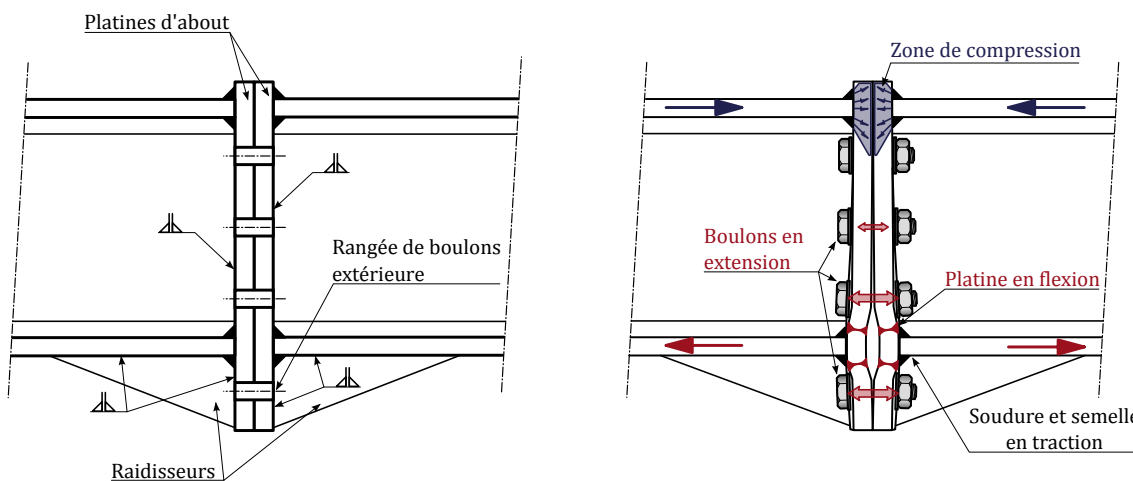


Figure 158: Schéma de principe et fonctionnement d'une continuité par platine d'about

Dans un tel assemblage en flexion, on distingue donc une zone tendue et une zone comprimée dont les fonctionnements sont sensiblement différents (contrairement à l'éclissage de continuité présenté au paragraphe 5.3.2).

La zone tendue correspond essentiellement aux boulons à proximité immédiate de la semelle en traction, les autres n'apportant qu'une contribution réduite à la résistance en flexion. Dans ce type d'assemblage en extension, l'effort est transmis aux boulons par l'intermédiaire d'une platine travaillant en flexion. Ce fonctionnement peut être représenté par un modèle de tronçon en T tendu (voir la Figure 159).



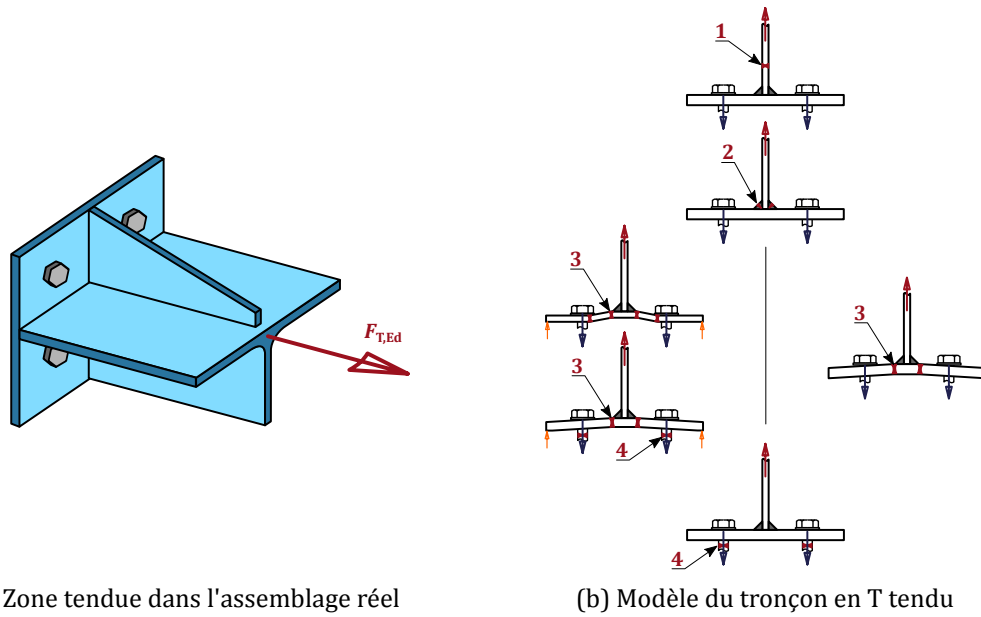


Figure 159: Fonctionnement de la zone tendue de l'assemblage

L'analyse du tronçon en T équivalent dans la norme [4] est conduite en calculant la résistance plastique de chacun des modes de ruine envisageables, et en retenant la plus faible comme étant celle qui se produira. Sans détailler les calculs inhérents à ce type de modèle, on peut noter que celui-ci se comporte comme une chaîne, dans la mesure où la résistance du tronçon en T correspond à la résistance du « maillon » le plus faible :

- âme du tronçon en T en traction (1) ;
- soudures entre l'âme et la semelle (i.e. la platine) du tronçon en T (2) ;
- semelle du tronçon en T en flexion (avec ou sans effet de levier – 3) ;
- boulons en traction (avec ou sans effet de levier – 4).

Si on souhaite concevoir un assemblage ductile, il faut éviter que les maillons les plus fragiles (boulons, soudures) soient également les moins résistants.



Le modèle du tronçon en T correspond à l'analyse d'une « tranche » d'assemblage, et la résistance des trois premiers maillons décrits ci-dessus dépend de la longueur de celle-ci. Généralement, la longueur considérée n'est pas directement une dimension physique de l'assemblage, mais une « longueur efficace » dépendant des conditions de raidissage.

Une première approximation de l'épaisseur de la platine t_p nécessaire pour assurer sa résistance en flexion dans un tel assemblage peut être obtenue par l'application de l'expression ci-dessous :

$$t_p \approx \sqrt{\frac{F_{T,Ed}}{n_b f_y}}$$

$F_{T,Ed}$ est l'effort de traction, pour un tel assemblage en flexion simple : $F_{T,Ed} \approx M_{y,Ed} / (h - t_f)$;

n_b est le nombre (pair) de boulons tendus ;

f_y est la limite d'élasticité de l'acier de la platine.

Cette expression permet un pré-dimensionnement mais ne peut se substituer à une vérification précise. Dans un assemblage bien raidi comme celui de la Figure 158, l'expression proposée place habituellement en sécurité.

Lorsque le moment de flexion est particulièrement important, il est possible d'augmenter le bras de levier de l'assemblage en utilisant un renfort (voir la Figure 160). Ce type de renfort étant plus fréquent pour les encastresments de poutres sur poteaux, ils sont décrits plus en détail au paragraphe 5.3.3.2.



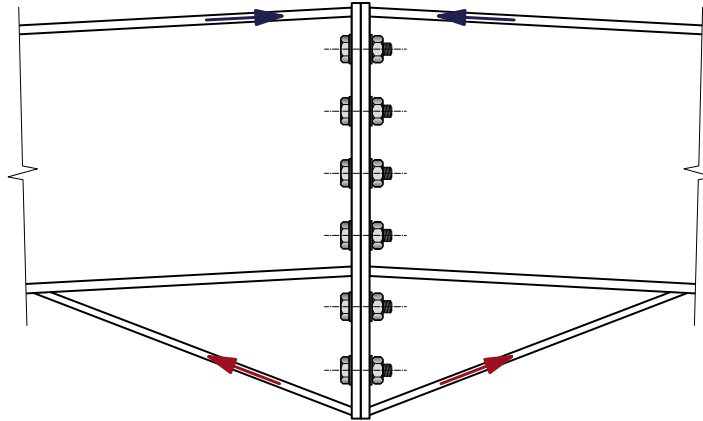


Figure 160: Continuité par platine d'about avec renfort

Lorsque le moment de flexion reste inférieur à environ 60% du moment résistant de la section de la barre, il est possible de ne pas raidir la rangée de boulons débordante, voire de l'omettre comme montré sur la Figure 161.

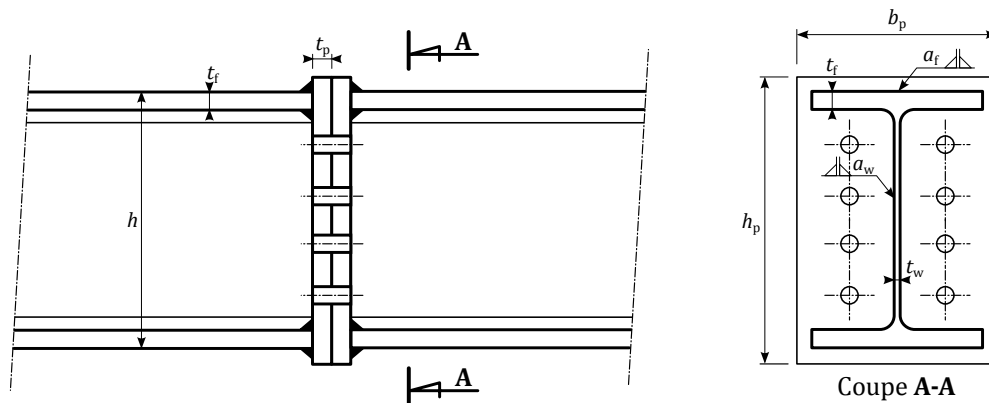


Figure 161: Continuité par platine d'about sans rangée extérieure

Il est généralement considéré que les contraintes de compression se répartissent uniformément dans la semelle comprimée. Une telle hypothèse fixe le centre de compression de l'assemblage au droit du feuillet moyen de cette semelle. L'âme et l'éventuelle zone de congé apportent également une certaine contribution, mais celle-ci est naturellement limitée par le fonctionnement de la partie tendue (décollement des platines).

Les contraintes de compression transitent ensuite à travers la platine, puis sont transmises à l'autre platine par contact direct. Dans le cas courant où les deux poutres présentent la même hauteur, les deux semelles comprimées sont en vis-à-vis et les deux côtés comprimés de l'assemblage présentent la même résistance et la même raideur. Dans le cas contraire, l'introduction d'un tel effort de compression localisé au niveau de l'âme peut provoquer une ruine prématurée, et on est généralement conduit à ajouter un raidisseur (voir aussi au paragraphe 5.3.3.2).

Cette disposition peut également être envisagée pour réaliser la continuité d'un poteau, puisqu'il n'est souvent pas possible de positionner des rangées extérieures.

On peut parfois être conduit à utiliser une platine raccourcie comme montré sur la Figure 162, pour des raisons esthétiques ou d'encombrement. Cette disposition ne peut pas convenir lorsque le moment de flexion à reprendre est important. En effet, au niveau de la semelle comprimée, les contraintes se voient excessivement concentrées sur une faible surface de platine.



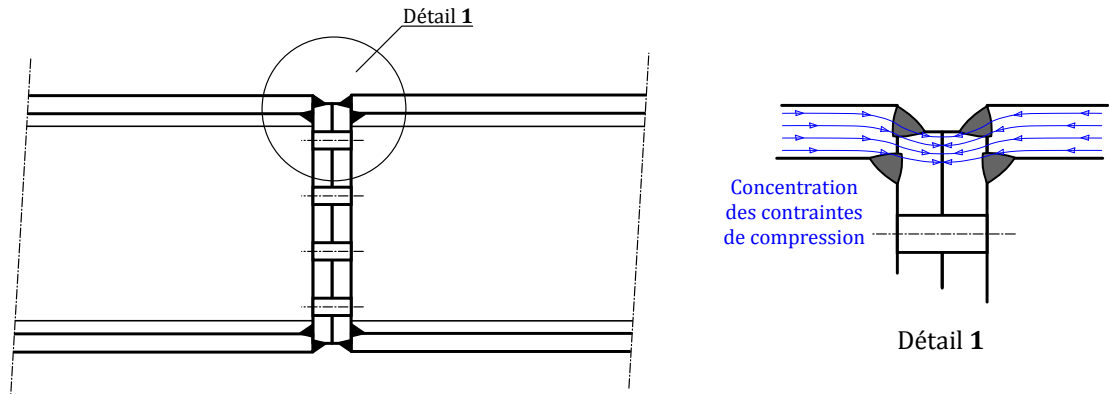


Figure 162: Platine raccourcie – Disposition à éviter

Lorsque la platine est arrêtée à mi-épaisseur des semelles, la capacité de cette dernière à transférer les contraintes de compression est peu ou prou divisée par deux. En conséquence, la zone d'assemblage est incapable de transférer un moment supérieur à environ 50 % du moment capable de la barre.

La Figure 163 montre un exemple de platine ne comportant pas de débord mais avec une hauteur équivalente à celle de la section. Si la liaison entre les semelle et la platine est une soudure en bout à pleine pénétration (voir le paragraphe 2.3.3.2), le transfert des contraintes de compression est alors acceptable.



Figure 163: Assemblage par platine de hauteur égale à la hauteur de profilé

5.3.3.2 Assemblage poutre-poteau

La continuité par platine d'about est également très utilisée pour assembler rigidement des poutres sur les poteaux, notamment dans les ossatures en portique (voir le paragraphe 3.3). La semelle du poteau est percée afin de recevoir les boulons. Cette dernière et la platine doivent naturellement avoir une épaisseur cohérente afin que leurs résistances soient équivalentes.



La platine d'about et la semelle du poteau peuvent présenter des résistances différentes. La résistance de l'assemblage sera évidemment influencée par le côté le plus faible.

Des raidisseurs transversaux sont généralement mis en œuvre dans le poteau en vis-à-vis des semelles de la poutre (voir la Figure 164a). Ainsi, en vis-à-vis de la semelle tendue, la platine et la semelle du poteau présentent approximativement les mêmes conditions de raidissage. Cela facilite les calculs de vérification et assure naturellement la transmission des efforts. En vis-à-vis de la semelle comprimée, l'effort de compression localisé peut être très important, et l'âme du poteau ne s'avère pas toujours suffisamment résistante sans raidissage.



En l'absence de raidisseurs transversaux, la semelle du poteau risque de trop se déformer en flexion transversale et son âme peut également se trouver insuffisante vis-à-vis des efforts localisés (voir la [Figure 164b](#)). L'assemblage présente alors une bonne ductilité et s'avère plutôt économique, mais sa résistance comme sa rigidité s'en trouve fortement limitées. Il est souvent impossible de considérer un tel assemblage sans raidissage transversal comme étant rigide.

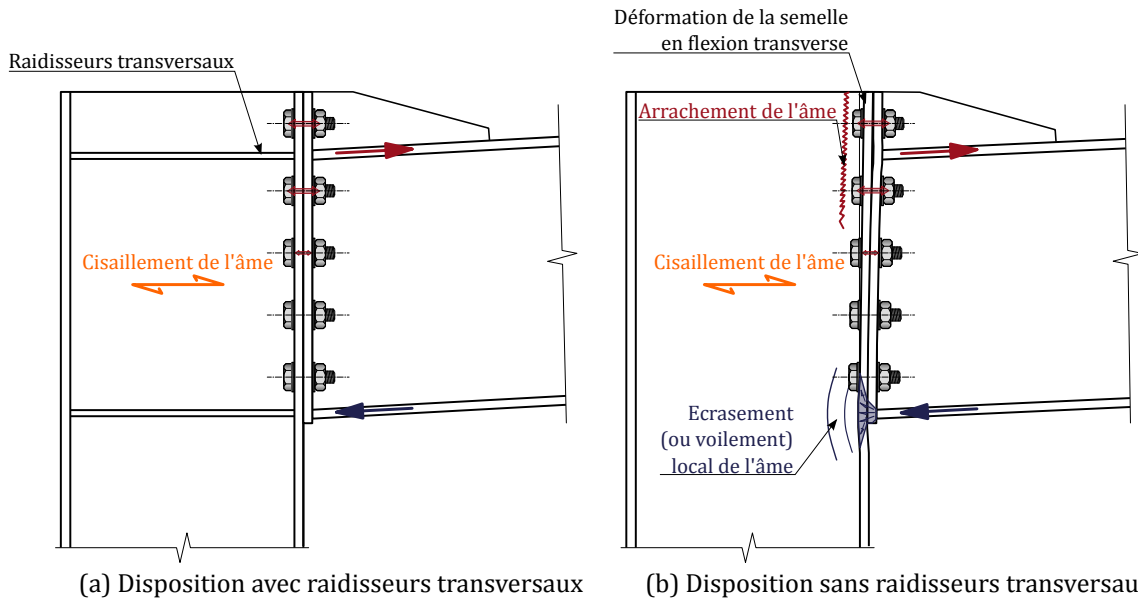


Figure 164 : Fonctionnement de la continuité poutre-poteau par platine d'about

Au sein d'un tel assemblage d'une poutre sur un poteau, le cisaillement de l'âme du poteau est généralement très élevé, au point qu'un renforcement peut parfois être nécessaire. Dans ce cas, il peut être mis en œuvre un raidisseur en diagonal, créant ainsi une zone triangulée dans le panneau d'âme (voir la [Figure 165](#)). Cette disposition comprend toutefois quelques inconvénients : un travail de soudage supplémentaire et plus complexe, une mise en œuvre des boulons plus difficile, etc.

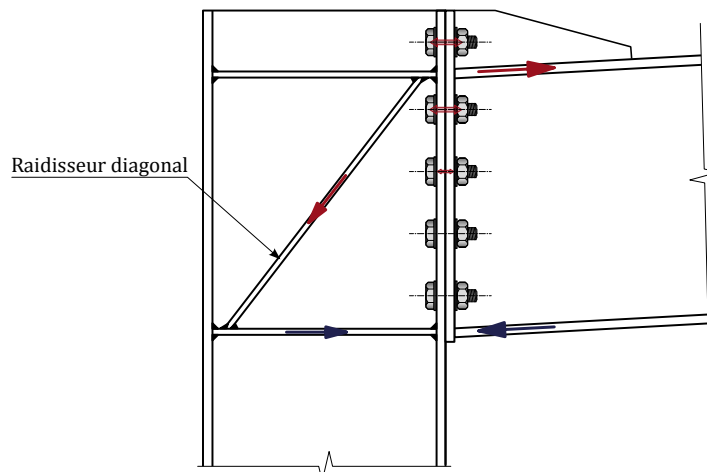


Figure 165 : Exemple d'assemblage poutre-poteau avec raidisseur diagonal

En présence d'une poutre de part et d'autre du poteau, le cisaillement du panneau d'âme peut être soit fortement réduit soit fortement augmenté par rapport au cas présenté ci-dessus. En effet, si les traverses sont essentiellement chargées verticalement, elles induisent des moments de flexion opposés au niveau de l'assemblage. Dans ce cas, les efforts apportés par les semelles en vis-à-vis s'équilibrent (voir la [Figure 166a](#)), au moins partiellement, et le cisaillement dans l'âme est alors réduit.

Au contraire, sous chargement essentiellement horizontal (vent, séisme, etc.), les moments de part et d'autre de l'assemblage sont de même signe donc les charges apportées par les semelles en vis-à-vis s'ajoutent (voir la [Figure 166b](#)). Le cisaillement dans l'âme est alors augmenté, et le besoin de renforcement de l'âme est dans ce cas plus fréquent.



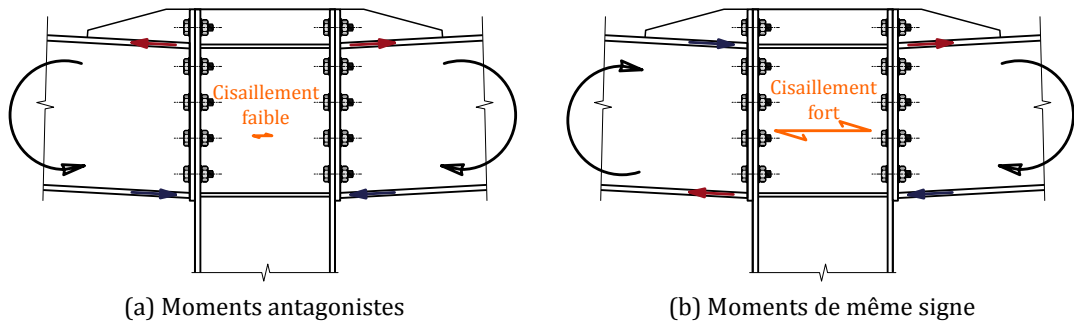


Figure 166 : Assemblage bilatéral de poutres sur poteau

La résistance de l'âme vis-à-vis du cisaillement et des efforts de traction et compression localisés peut être également augmentée en changeant son épaisseur. En cas de poteau reconstitué soudé, il est ainsi possible d'abouter une tôle de plus forte épaisseur au niveau de la zone d'assemblage (voir Figure 167a). Pour un poteau laminé, il est possible de souder une doublure sur l'âme du profilé (voir Figure 167b). Ces deux dispositions permettent parfois de remplacer les raidisseurs transversaux. Elles n'ont cependant aucun effet sur la déformation de la semelle, ce qui implique donc généralement que celle-ci soit plus épaisse que la platine.

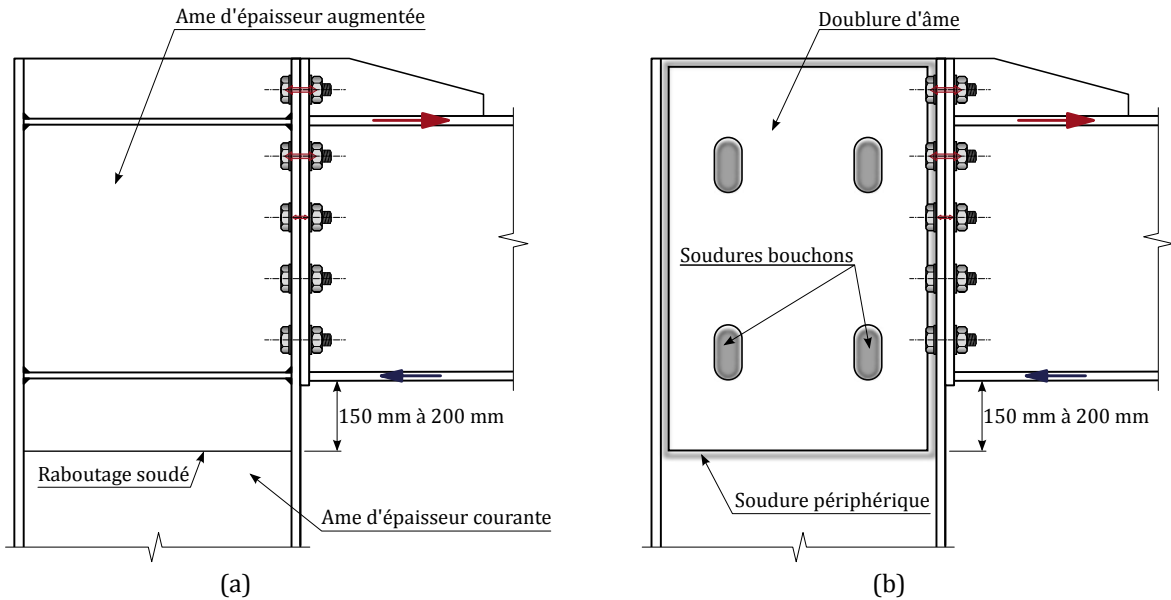


Figure 167 : Renforcement d'âme

Il est également courant d'augmenter la résistance de cet assemblage à l'aide d'un renfort de jarret. Un tel renfort consiste à augmenter progressivement la hauteur de la traverse à l'approche de l'assemblage (voir la Figure 168). Le bras de levier entre la semelle comprimée et les boulons tendus est ainsi largement augmenté.



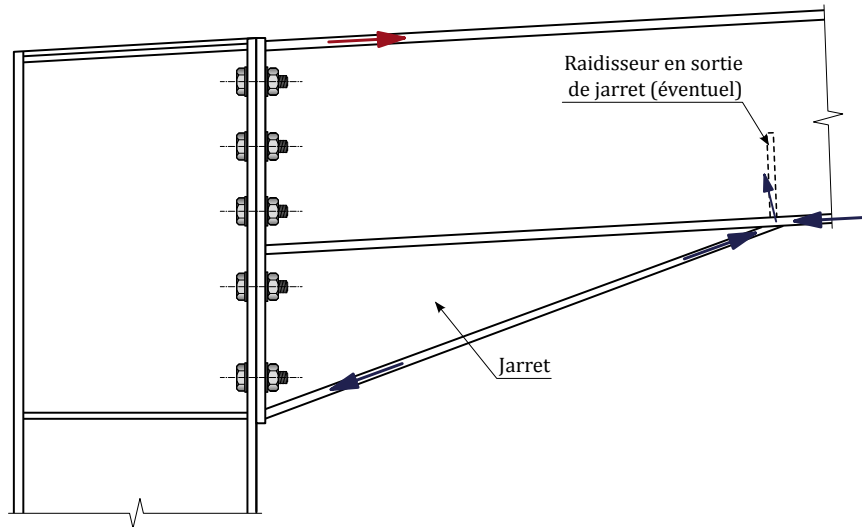


Figure 168 : Assemblage poutre-poteau avec renfort de jarret

Par ailleurs, l'assemblage entre la traverse et le poteau d'un portique est une zone où le moment est élevé, voire souvent maximum en valeur absolue. La présence de renfort augmente nettement l'inertie de la traverse dans cette zone, ce qui permet parfois une certaine optimisation.

Classiquement, les renforts utilisés présentent des dimensions proportionnelles à celles de la traverse de base :

- une hauteur allant de 50 à 100 % de celle de la section de base ;
- une longueur proche de 10 % de la portée de la traverse ;
- une semelle d'une aire transversale au moins équivalente à celle de la section de base.

Les renforts de jarret de profils laminés peuvent être réalisés à partir d'un échantillon de section identique à celle de la traverse et de faible longueur, en effectuant une découpe biaisée à travers l'âme comme le montre la Figure 169. Un tel processus permet de quasiment doubler la hauteur totale de l'assemblage et de respecter automatiquement l'équivalence d'aire des semelles du renfort et de la traverse.

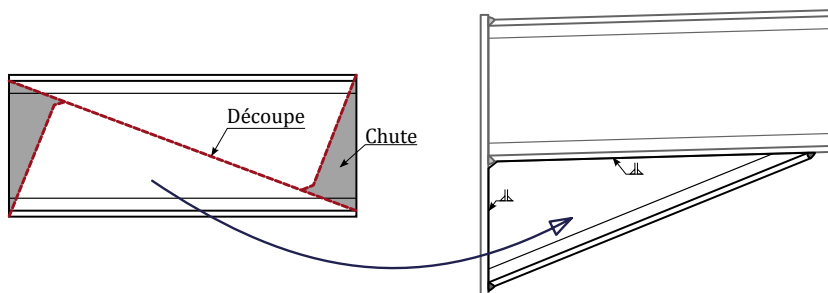


Figure 169 : Fabrication d'un renfort de jarret pour des profilés laminés

Pour les PRS, on préfère souvent réaliser une variation des caractéristiques du profil (hauteur et épaisseur des tôles) sur toute la longueur de l'arbalétrier, plutôt que de réaliser un renfort local du jarret.

La brisure en sortie de renfort crée un effort poinçonnant transversalement l'âme de la traverse, ce qui peut nécessiter un raidissage local. Il est préférable que la semelle du renfort présente une pente de l'ordre de 1 pour 2 par rapport à la semelle du profil de base. Par ailleurs, il est recommandé que cette section singulière soit stabilisée par un bracon anti-déversement (au droit de la section ou à proximité immédiate).

Parmi les dispositions alternatives, il est possible de réaliser un assemblage de poutre « posée » sur un poteau. Le montage peut être facilité dans certains cas, comme celui illustré sur la Figure 170 (ossature d'une ombrière photovoltaïque). Pour cet exemple, le poteau est d'abord encastré au sol afin de travailler en console, puis la traverse d'environ 10 mètres d'un seul tenant (soit une place de parking de part et d'autre du poteau) est fixée dessus.





Figure 170: Assemblage de poutre posée sur poteau

Cette disposition ne présente que peu de différences avec l'assemblage de poutre sur poteau décrit auparavant. Des raidisseurs transversaux sont mis en œuvre afin de renforcer l'âme de la poutre, et de rigidifier sa semelle. Sur l'exemple de la *Figure 170*, le poteau est renforcé afin d'augmenter le bras de levier au niveau de l'assemblage.

5.3.4 Continuités soudées

Il est également possible de concevoir une continuité en soudant entièrement les différentes parois entre elles. Ce type d'assemblage est régulièrement réalisé en atelier, par exemple lors d'un changement d'épaisseur pour un PRS. La réalisation de continuités soudées sur chantier est assez rare pour les constructions courantes objets du présent guide.

En créant une continuité métallurgique, la soudure assure ainsi que le comportement de l'assemblage sera au plus proche de la continuité théorique. En effet, il n'y a pas de déformation particulière à prévoir due à l'assemblage pour une continuité soudée de barre.

Un tel assemblage entièrement soudé ne présente aucune ductilité par lui-même. Il est préférable de réaliser des soudures reconstituant pleinement la résistance de la section (voir le *paragraphe 2.3.3.2*), ou de positionner l'assemblage dans une zone aux sollicitations limitées.

Pour une continuité soudée de poutre sur poteau telle que proposée sur la *Figure 172*, la semelle et l'âme du poteau peuvent se déformer. Comme pour les assemblages par platine d'about, des raidisseurs transversaux sont fréquemment mis en œuvre pour limiter cette déformation et renforcer ces possibles points faibles.



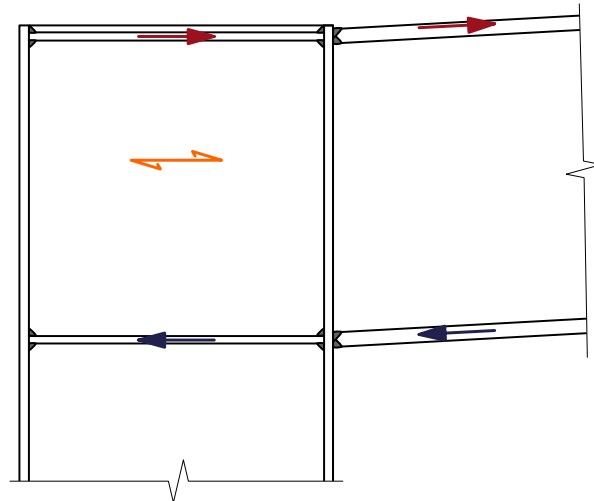


Figure 171 : Assemblage soudé de poutre sur poteau

Dans ce cas, seul le panneau d'âme du poteau en cisaillement peut induire une déformation de l'assemblage. Celle-ci étant modérée, une telle disposition est généralement considérée comme rigide.

Comme pour l'assemblage par platine d'about, le cisaillement au sein de l'âme du poteau peut devenir trop important pour être repris par l'âme du poteau, notamment dans le cas d'un assemblage bilatéral avec des charges essentiellement horizontales. Le renforcement de l'âme par doublure, l'augmentation locale de l'épaisseur ou l'ajout d'un raidisseur diagonal constituent des solutions envisageables.

Il convient de noter que la disposition de la [Figure 172](#) comporte des assemblages soudés en croix (voir [2.3.3.2](#)). Dans ce cas, la semelle du poteau se retrouve fortement sollicitée en traction perpendiculairement aux fibres de laminage au moment du soudage (du fait des contraintes thermiques), puis pendant la vie de l'ouvrage en vis-à-vis de la semelle tendue. Ce type de sollicitation nécessite parfois l'usage d'acier particulier présentant un comportement amélioré dans le sens perpendiculaire à la surface du produit (que l'on appelle le travers court).



Les aciers de construction à caractéristiques de déformation améliorées dans le sens perpendiculaire à la surface du produit possèdent une désignation spécifique Z15, Z25 ou Z35 suivant le degré d'exigence.

Ce type d'assemblage peut être utilisé pour souder seulement un « moignon » de poutre sur laquelle la section courante de cette dernière sera ensuite assemblée. Un exemple est donné à la [Figure 152](#) avec l'assemblage éclissé d'une traverse en I ou H sur un moignon, lui-même étant soudé sur un poteau en profilé creux carré.





6 Assemblages de pieds de poteaux

6.1 Classification des pieds de poteaux et critère de choix

Dans le même esprit que pour les assemblages entre les éléments de l'ossature, voir le [paragraphe 5.1](#), les pieds de poteaux sont généralement conçus pour présenter un comportement :

- plutôt proche de l'articulation, permettant une certaine rotation sans transmettre de moment de flexion significatif à l'infrastructure béton ;
- ou bien, plutôt proche de l'encastrement, permettant de transmettre un moment de flexion sans déformation significative.



Comme pour les assemblages entre les éléments de l'ossature, il est possible de concevoir des pieds de poteaux «semi-rigides». Il ne s'agit cependant pas d'une pratique courante en France.

Pour les bâtiments à simple rez-de-chaussée objet du présent guide, les pieds de poteaux articulés sont les plus courants. Cette conception est généralement la plus économique, utilisant moins de tiges d'ancrage, des platines d'épaisseur moindre, etc. Les contraintes sur l'infrastructure s'en trouvent réduites, ce qui limite la taille, et donc le coût, de cette partie en béton.

Un pied de poteau encasté est plus complexe à réaliser, et surtout la taille et le coût de l'infrastructure en béton sont augmentés. Ce renchérissement peine généralement à compenser les gains de matière sur l'ossature métallique. Néanmoins, l'encastrement en pieds de poteaux reste une solution envisageable en fonction des contraintes spécifiques du projet. Pour les bâtiments objet du présent guide, cela peut être le cas lorsque l'ossature doit respecter des critères de déformation très stricts (par exemple, en cas de pont roulant).



Le choix d'un pied de poteau articulé ou encasté doit être effectué le plus en amont possible dans le déroulement du projet. En effet, ce choix a des conséquences à la fois sur l'ossature métallique et sur l'infrastructure béton.

6.1 Pieds de poteaux articulés

6.2.1 Généralités

Comme pour les assemblages entre les éléments de l'ossature (voir le [paragraphe 5.2](#)), un pied de poteau articulé est conçu pour transmettre uniquement des efforts axiaux et tranchants.

En principe, il doit également permettre une rotation relative du poteau par rapport à la fondation sans que cela ne génère un moment de flexion significatif. Il est d'usage en France de respecter quelques critères très simples, montrés sur la [Figure 172](#), qui sont reconnus par la pratique courante comme suffisants pour qu'un tel assemblage soit modélisé par une articulation.



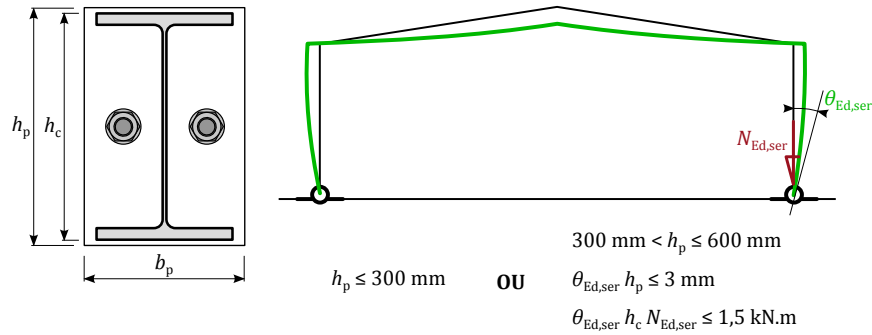


Figure 172: Critères conventionnels pour un pied de poteau articulé

Le déplacement en tête d'un poteau de bâtiment industriel courant est limité au 150^e de sa hauteur (soit une rotation globale de 6,7 mrad). En pied, la rotation de l'assemblage est supérieure (d'environ 50 %) du fait de la déformation propre du poteau pour atteindre 10 mrad (environ 0,6°) à l'Etat Limite de Service.

Avec une platine de 300 mm de hauteur et des tiges d'ancrage positionnées sur l'axe neutre, le bras de levier est limité à 150 mm et la déformation au droit des tiges atteint alors 1,5 mm. Le premier critère correspondant aux platines entre 300 mm et 600 mm de hauteur est construit sur cette déformation, prise comme un maximum.

Il convient cependant de préciser qu'une telle déformation ne peut pas être atteinte en comptant uniquement sur l'allongement élastique des tiges d'ancrage. Il est nécessaire que la platine se déforme quelque peu en flexion pour assurer la rotation envisagée ci-dessus.

Si les critères de la [Figure 172](#) ont fait leurs preuves pour les ossatures de dimensions relativement modestes, il ne faut pas croire qu'ils assurent que le pied de poteau se comportera effectivement comme une articulation théorique. Ils visent avant tout à limiter le moment de flexion secondaire à une valeur faible.

Ce moment secondaire ne pose généralement pas de problème particulier à l'ossature métallique, car il reste faible face aux sections mises en œuvre. Par contre, les tiges d'ancrage et l'infrastructure en béton armé peuvent souffrir de cet effort non prévu. Pour des structures plus imposantes, le moment de flexion secondaire peut devenir important même dans le cas d'une réduction de la hauteur de cette platine, comme proposée à la [Figure 178](#) ou à la [Figure 179](#). En effet, les assemblages de pieds de poteaux des ossatures les plus imposantes peuvent nécessiter des platines très épaisses ne pouvant que peu se déformer en flexion. Pour assurer une rotation significative dans ces circonstances, il est nécessaire de prévoir des dispositions plus sophistiquées comme celles de la [Figure 180](#).

6.2.2 Dispositions constructives

6.2.2.1 Dispositions simples et fonctionnement

La disposition simple montrée sur la [Figure 173](#) consiste en une platine soudée à l'extrémité du poteau et traversée par des tiges d'ancrage (voir le [paragraphe 6.2.3](#)) noyées dans le béton. Une bêche est habituellement soudée sous la platine, (voir le [paragraphe 6.2.4](#)) assurant la transmission des efforts tranchants entre l'ossature en acier et la fondation en béton.



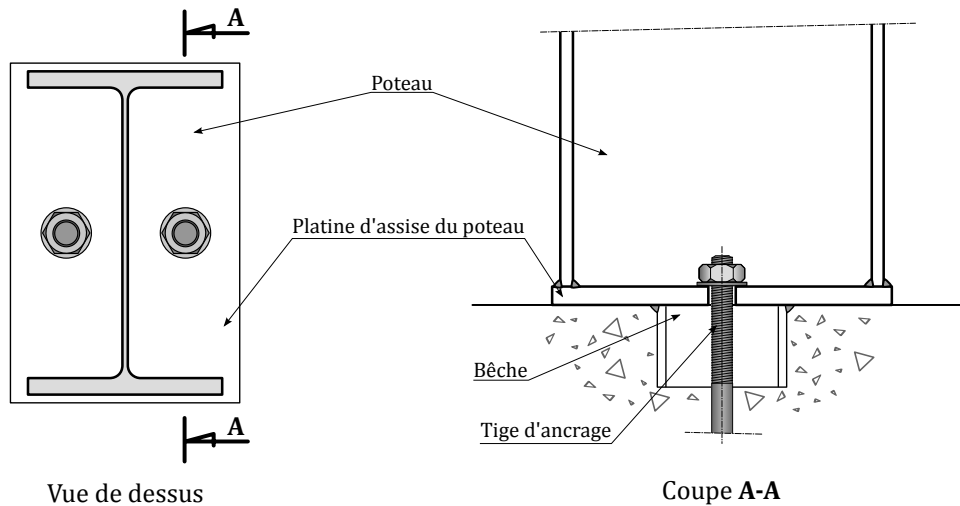


Figure 173 : Disposition simple avec une bêche soudée sur la platine d'extrémité

Lorsque le poteau est comprimé, les contraintes sont diffusées à travers la platine avant de s'appliquer sur le béton, comme montré sur la [Figure 174](#). On peut considérer que cette diffusion à travers la platine se fait avec une pente de l'ordre de 1 pour 2 (environ 60°) pour les cas courants, mais elle est évidemment bornée par les dimensions de la platine.



Un calcul précis de la largeur de diffusion est proposé par la norme de calcul [4], sur la base d'un équilibre limite entre la résistance du béton en compression et celle de la platine en flexion.

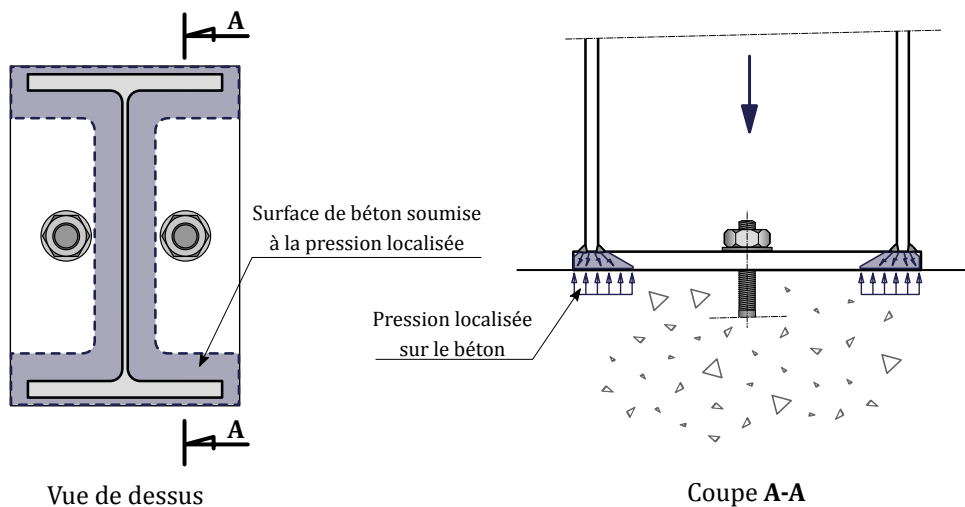


Figure 174 : Fonctionnement du pied de poteau sous un effort de compression

Si le poteau est tendu, la platine va alors fléchir comme un tronçon en T tendu (voir la [Figure 175](#)); le [paragraphe 5.3.3.1](#) évoque ce comportement et le modèle qui y est attaché. La platine sollicite les tiges d'ancrage en traction, qui sollicitent à leur tour l'infrastructure en béton, par mobilisation de l'adhérence acier-béton ou par mise en butée (voir le [paragraphe 6.2.3](#)).



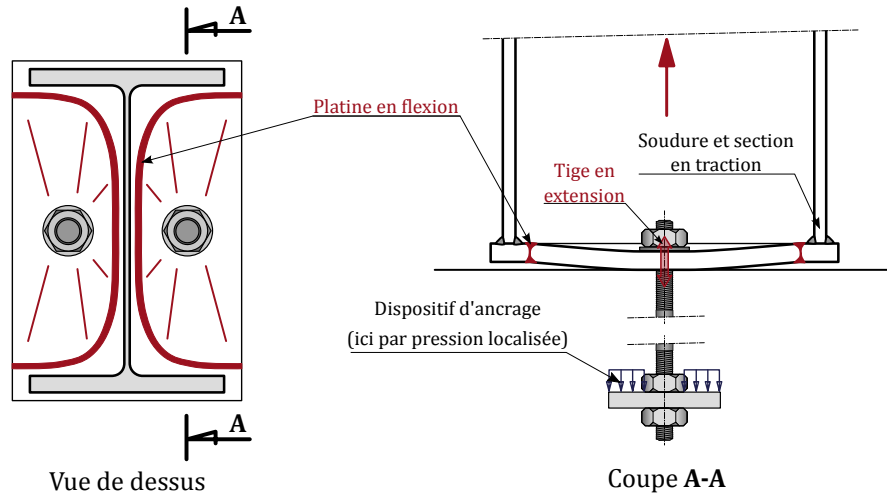


Figure 175: Fonctionnement du pied de poteau sous un effort de traction

Les tiges d'ancrage peuvent transmettre un effort tranchant par pression diamétrale sur le béton, mais une dégradation locale du béton peut rapidement être constatée. Ce fonctionnement n'est donc admis que pour des efforts de cisaillement faibles, par exemple pour des éléments secondaires de l'ossature.

Le frottement entre la platine et le béton peut être mobilisé pour la transmission du cisaillement, mais seulement lorsque le poteau est comprimé. Les poteaux de l'ossature principale peuvent être simultanément tendus et soumis à un effort tranchant important, en particulier ceux faisant partie des palées de stabilité. Pour ces éléments clés dans la tenue de l'ossature, il est recommandé d'assurer la transmission de l'effort tranchant par butée sur une bêche (voir le [paragraphe 6.2.4](#)).

Au moins deux tiges d'ancrage sont mises en œuvre, même si l'analyse du bâtiment démontre que le poteau est toujours comprimé. En France, il est habituel de les disposer à l'axe du poteau. Cette disposition minimise la résistance en flexion de l'assemblage par cohérence avec l'hypothèse d'assemblage «articulé». En présence d'un effort de traction important, il peut être nécessaire de mettre en œuvre quatre tiges qui seront alors groupées près de l'axe du poteau.

Les tolérances de positionnement pour l'infrastructure béton sont traditionnellement plus larges que celles de la charpente métallique. La mise en œuvre des pieds de poteau peut nécessiter de réaliser une réservation dans la fondation afin de positionner précisément les tiges d'ancrage (voir sur la [Figure 176a](#)).

En alternative, les tiges d'ancrage peuvent être mises en place avant bétonnage de la fondation, pour être pré-scéléées (voir sur la [Figure 176b](#)). Afin d'obtenir un bon positionnement des tiges en attente, ces dernières peuvent être maintenues par une platine dite «de pré-scèlement» qui sert alors de gabarit. Cette disposition est aujourd'hui très courante en France.

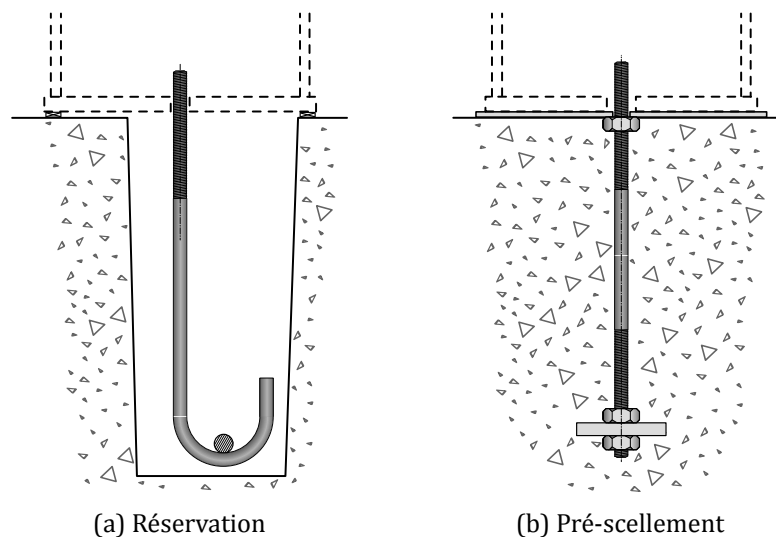


Figure 176: Mise en œuvre des pieds de poteaux



Lorsque le pied de poteau nécessite la mise en œuvre d'une bêche, celle-ci peut être soudée directement sur la platine de pré-scellement qui acquiert un rôle structural. La transmission de l'effort tranchant entre la platine d'extrémité du poteau et la platine de pré-scellement se fait généralement par cisaillement des tiges ou par la mise en œuvre de taquets soudés (par exemple, en présence d'un grain, voir *Figure 180*).

Afin de rattraper les tolérances sur le positionnement de la platine de pré-scellement, la platine d'extrémité du poteau peut comporter des trous surdimensionnés. On dispose alors des plaquettes additionnelles entre l'écrou et la platine, ce qui constitue une disposition analogue à celle évoquée au *paragraphe 2.3.1.3*. Si les tiges doivent assurer le transfert de l'effort tranchant vers la platine de pré-scellement, ces plaquettes sont soudées sur chantier à la platine (voir la *Figure 177*) une fois le réglage effectué.

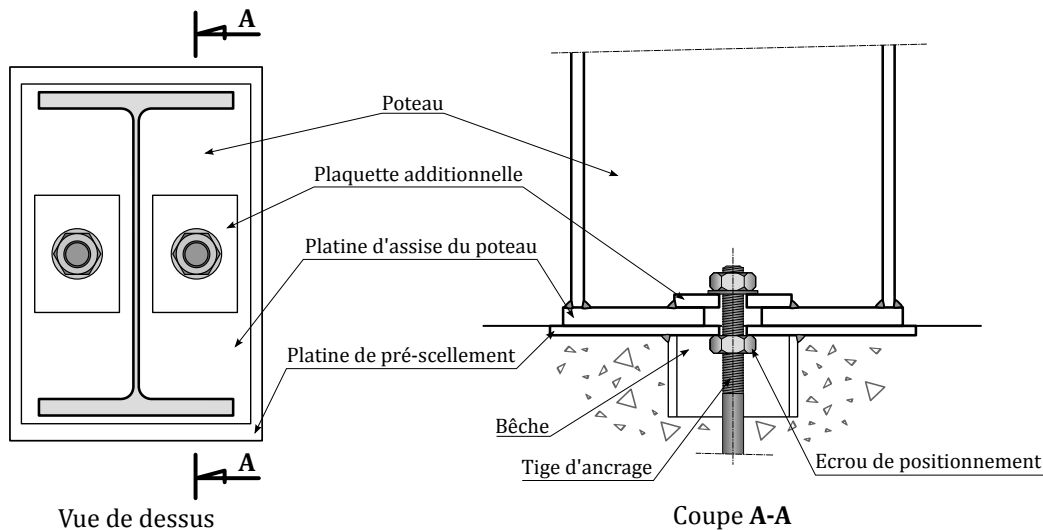


Figure 177: Disposition simple avec platine de pré-scellement et bêche

6.2.2.2 Dispositions avec platine de hauteur réduite

Lorsque les critères pour une articulation acceptable (voir le *paragraphe 6.2.1*) ne peuvent être respectés compte tenu des dimensions de la section du poteau, il est possible de concevoir une platine de dimension réduite (voir sur la *Figure 178*). Il est également envisageable de concevoir des poteaux reconstitués soudés à inertie variable (en fuseau), la hauteur de la section en partie basse correspondant à celle d'une platine pour pied de poteau articulé.

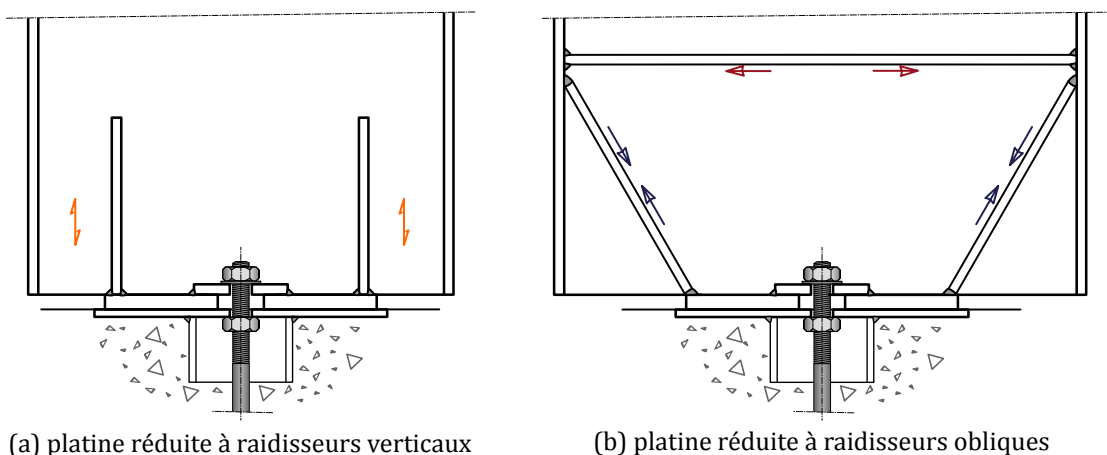


Figure 178: Platine de hauteur réduite et raidisseurs

Afin d'éviter un écrasement local de l'âme du poteau, des raidisseurs peuvent être mis en place. Il peut s'agir de raidisseurs verticaux (*Figure 178a*) ou obliques (*Figure 178b*). En général, on recherche une diffusion de l'effort suivant une inclinaison proche de 30° par rapport à la verticale. Dans le cas de raidisseurs obliques, la poussée de ces derniers sur les semelles peut nécessiter la mise en œuvre d'un raidisseur horizontal.



En cohérence avec l'angle de diffusion de 30° envisagé ci-dessus, la hauteur des raidisseurs verticaux doit valoir au moins le double de la distance entre le raidisseur et la semelle. L'âme du poteau doit permettre la transmission de l'effort axial par cisaillement entre les semelles et les raidisseurs.

Il est également envisageable de décentrer la platine par rapport à la fibre moyenne du poteau (voir [Figure 179](#)). Ce désaxement de l'appui induit une flexion dans le poteau, qui peut être favorable ou non, et qui doit être prise en compte dans l'analyse de l'ossature.

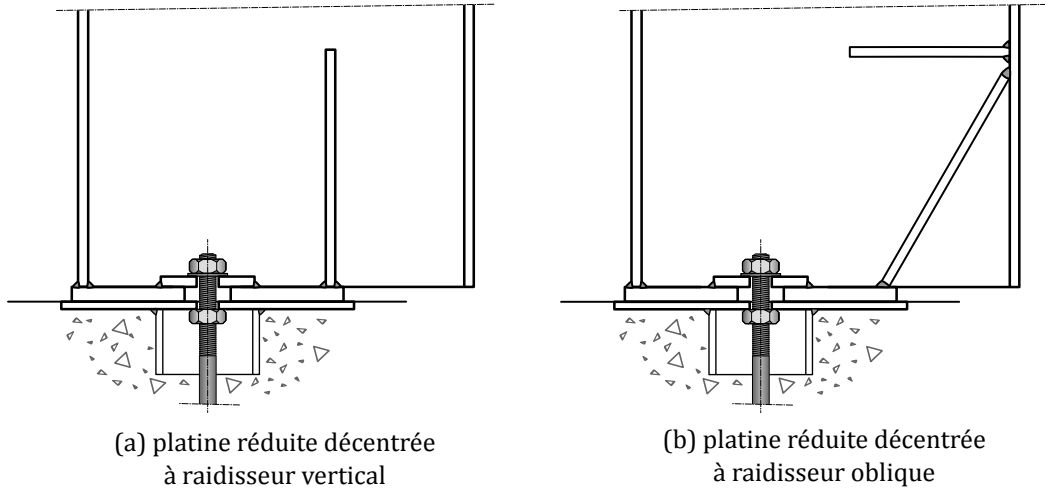


Figure 179: Platine de hauteur réduite décentrée

6.2.2.3 Dispositions avec grain et boîte à grain

Comme évoqué au [paragraphe 6.2.1](#), les conditions d'articulation basées sur les dimensions de la platine dérivent notamment de l'hypothèse qu'une déformation de 1,5 mm (supposée concentrée au droit des tiges) est acceptable pour l'assemblage à l'ELS. Pour les poteaux très fortement chargés qui nécessitent une platine épaisse et des tiges de grand diamètre, des désordres peuvent apparaître dans l'infrastructure béton avant qu'une telle déformation ne soit atteinte.

Il est alors possible de réaliser une bonne articulation en ajoutant un grain entre la platine d'extrémité et la fondation (voir sur la [Figure 180](#)). Le grain est un élément métallique épais (30 à 60 mm) et peu large (100 à 150 mm). Les bords du grain sont chanfreinés pour faciliter la rotation ou sa face en contact est usinée afin de présenter un profil cylindrique. Le bras de levier entre la zone de transmission des contraintes de compression et les tiges d'ancrage est alors pratiquement annulé et le moment secondaire limité à une valeur négligeable.

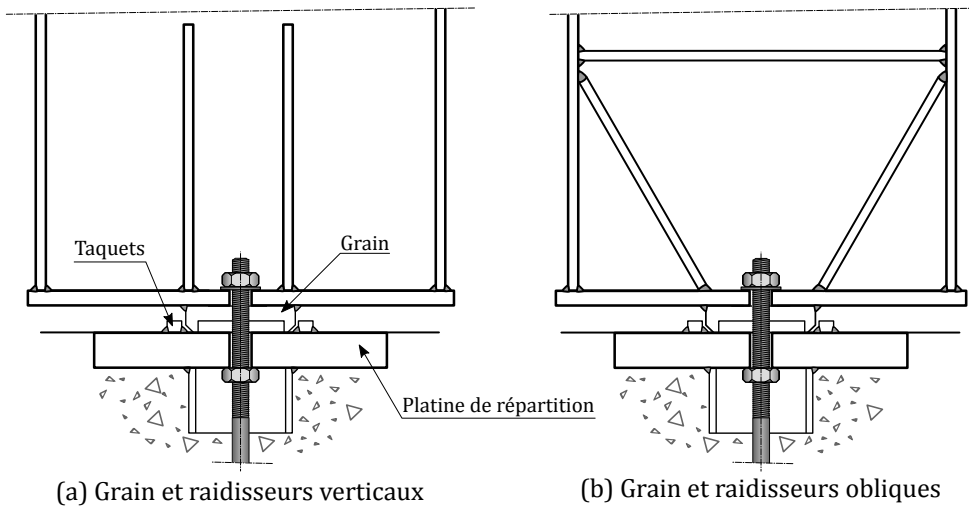


Figure 181: Pied de poteau avec grain d'articulation



La *Figure 181* montre le fonctionnement d'une telle disposition. Après rotation, on peut considérer que le contact du grain sur la platine est analogue à celui d'un cylindre sur un plan, cas couvert par la théorie de Hertz pour l'analyse des pressions de contact entre deux solides au comportement élastique.



À titre d'exemple, les travaux d'Heinrich Hertz sur les pressions de contact sont également utilisés pour la vérification des axes d'articulation (voir la *Figure 114*) ou encore pour l'étude des galets de roulement de pont roulant.

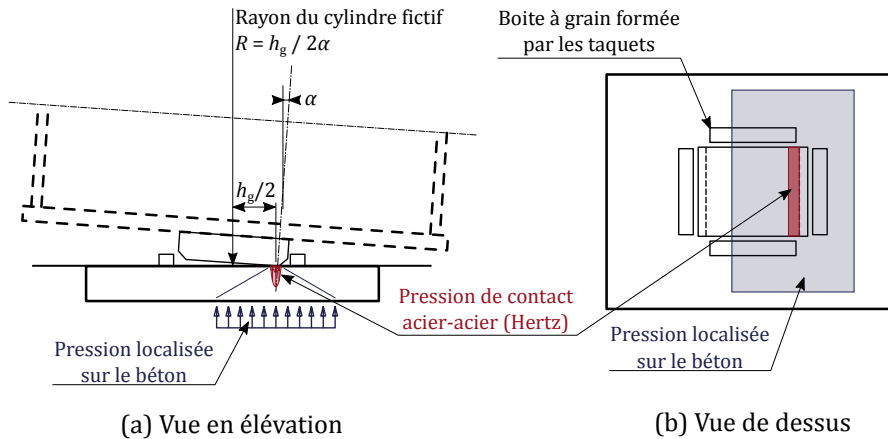


Figure 181: Fonctionnement du pied de poteau à grain

Dans le domaine de la construction métallique, il est admis que les concentrations de contraintes dans la zone de contact puissent atteindre une valeur supérieure à la limite d'élasticité de l'acier (deux à trois fois). La platine pré-scellée doit donc être épaisse afin de servir de plaque de répartition, et ainsi réduire la contrainte appliquée sur l'infrastructure en béton.

6.2.3 Les tiges d'ancrages

La *Figure 182* présente des dispositions fréquentes de tiges d'ancrage droites (a), à crosse (b) ou à plaque d'ancrage (c).

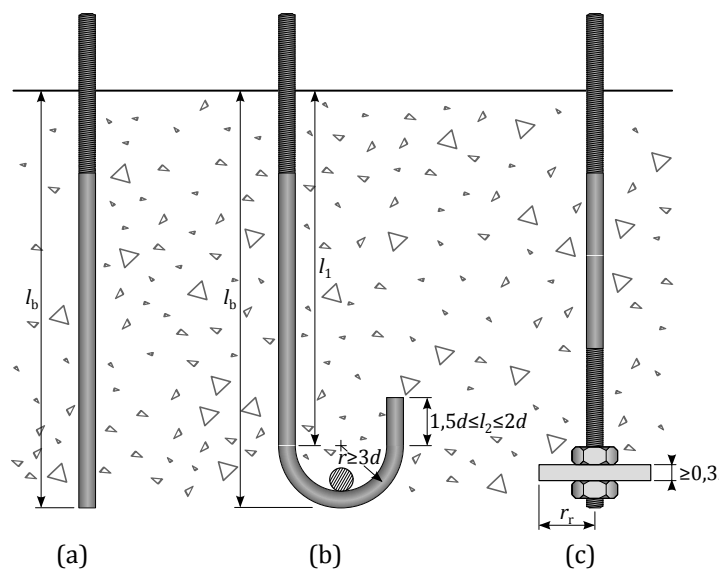


Figure 182: Tiges d'ancrage – Dispositions courantes

La résistance de l'ancrage correspond au minimum entre la capacité de la tige elle-même et sa capacité à transmettre la charge au béton (par frottement ou par butée, suivant la disposition), auxquelles il faut ajouter divers modes de ruine du massif. Habituellement en France, le concepteur d'une ossature métallique définit les caractéristiques de la tige d'ancrage, en vérifiant au moins sa capacité propre ainsi que la capacité à transmettre la charge au béton.



Les vérifications inhérentes aux massifs, qui influent sur la définition des armatures (non représentées sur la *Figure 182*), sont normalement effectuées par l'intervenant en charge de ce lot. Dans ce contexte, une concertation des différents acteurs est nécessaire afin de fixer les principales hypothèses communes (dimensions du massif, qualité du béton, etc.).

La résistance propre en traction de la tige d'ancrage est définie par un calcul similaire à celui utilisé pour les boulons (voir *Tableau 5*) mais en utilisant parfois d'autres nuances d'acier (S235 ou S355, certaines nuances d'acier inoxydable sont également parfois utilisées).

Une bonne conception est de faire en sorte que la capacité de la tige à transmettre l'effort au béton soit au moins égale à la capacité de la tige elle-même, ce qui correspond à un ancrage total dans le domaine du béton armé. Cette recommandation ne peut toutefois pas toujours être respectée, du fait des contraintes techniques ou économiques.

Les tiges droites (*a*) transmettent l'effort de traction au massif grâce à leur adhérence avec le béton. Obtenir un ancrage total nécessite alors une très grande longueur de tige (voir le *Tableau 15* à titre d'exemple), et donc une fondation de profondeur importante. Cette disposition est donc plutôt réservée pour des efforts faibles, en ne respectant pas la condition d'ancrage total.

Classe de résistance du béton	Classe ou nuance de la tige		
	4.6 ou S235	5.6 ou S355	8.8
C20/25	56 d	69 d	111 d
C25/30	50 d	62 d	99 d
C30/37	45 d	57 d	91 d

Tableau 15: Profondeur l_b – Ancrage total avec une tige droite

La réalisation d'une crosse au bout de la tige (*b*) (on parle aussi parfois de canne d'ancrage) permet de réduire sensiblement les longueurs d'ancrage nécessaire pour obtenir un ancrage total (voir le *Tableau 16*). La transmission de l'effort se fait là encore par frottement, mais la zone coudée génère une résistance plus efficace que la partie droite.

Classe de résistance du béton	Classe ou nuance de la tige	
	4.6 ou S235	5.6 ou S355
C20/25	29 d	43 d
C25/30	23 d	36 d
C30/37	19 d	30 d

Tableau 16: Profondeur l_b – Ancrage total avec une crosse ($r = 3 d$ et $l_2 = 2 d$)

Des tiges d'ancrage à double courbure, telle qu'illustrées sur la *Figure 184*, sont à éviter, car la poussée au vide peut conduire à une dégradation locale du béton au niveau de la contre-courbure. Après quelques occurrences d'un effort de traction intense, la tige perd son efficacité.



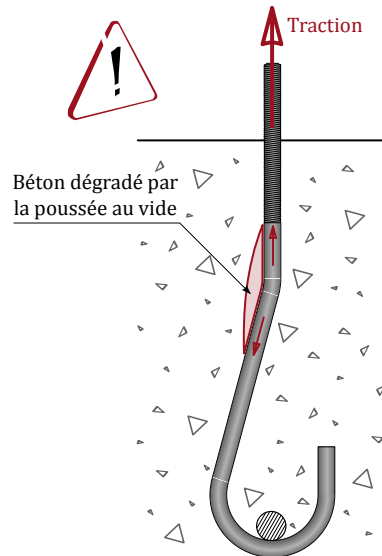


Figure 183 : Tige d'ancrage à double courbure – Disposition à éviter en présence de traction importante et répétée

On peut encore réduire la profondeur d'ancrage nécessaire en utilisant une plaque d'ancrage (c). Dans ce cas, la transmission de l'effort se fait par butée de la plaque sur le béton et le frottement de la tige est négligé. On recherchera généralement une profondeur d'ancrage au moins égale à la plus faible distance entre l'axe de la tige considérée et le bord du massif d'une part, et l'axe de la tige la plus proche d'autre part. Ainsi la profondeur d'ancrage ne limite pas trop la diffusion de la contrainte dans le massif.



La vérification habituellement effectuée est notamment donnée par la référence [14]. Elle comprend un peu de marge par rapport à la résistance maximale du béton en pression localisée, utile car d'autres modes de ruine doivent être envisagés pour l'infrastructure.

Pour les efforts de traction les plus importants, les tiges peuvent être mises en butée sur un élément de répartition noyé dans l'infrastructure. Cette disposition, aussi appelée sommier d'ancrage (voir la Figure 184), est notamment utilisée pour les pieds de poteaux encastrés (voir le paragraphe 6.3) dans lesquels les tiges peuvent être très fortement sollicitées en traction.

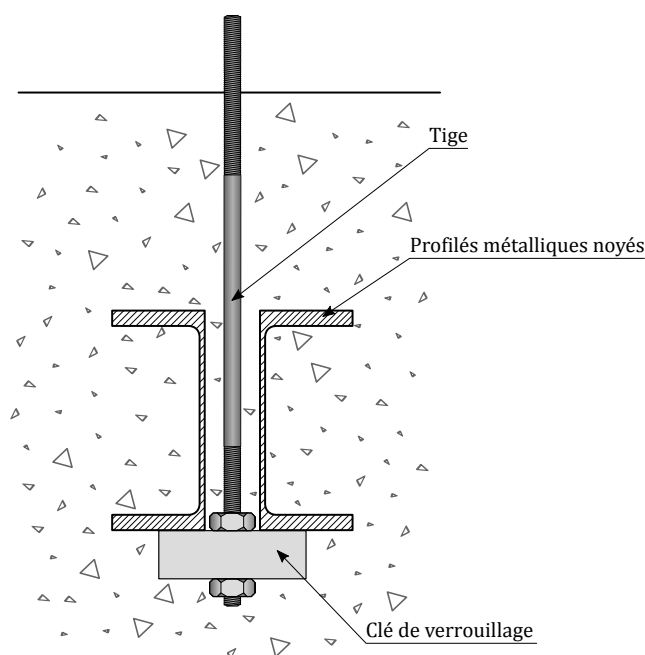


Figure 184 : Sommier d'ancrage



6.2.4 Les bêtes

Une bête consiste en un tronçon de profilé en I ou H (parfois de cornière) soudé sous la platine d'extrémité et noyé dans le béton (voir sur la [Figure 185](#)). Lorsqu'elle est directement soudée sur la platine d'extrémité du poteau, la bête doit présenter des dimensions assez faibles afin de ne pas trop encastrent le poteau dans la fondation.

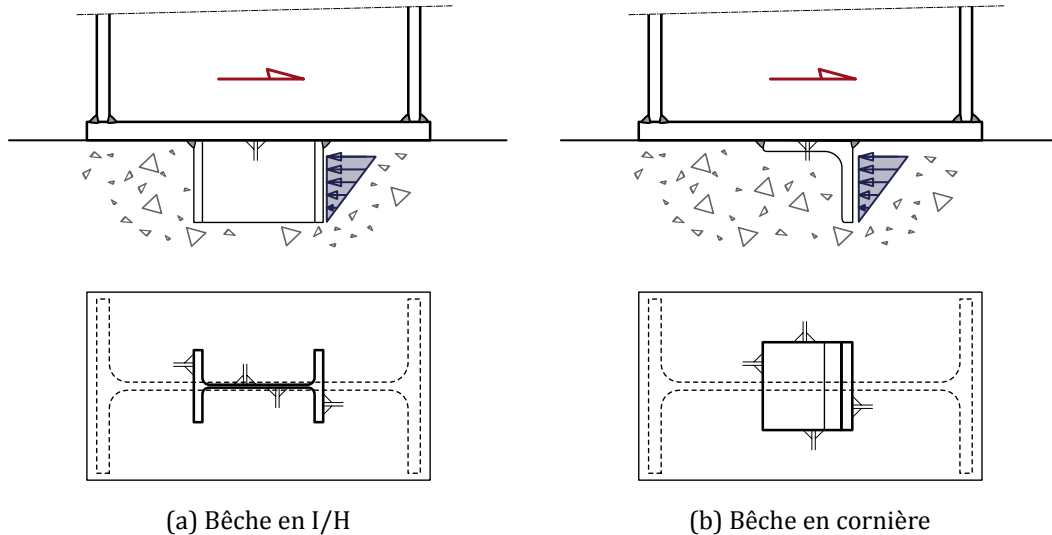


Figure 185 : Bêtes

La [Figure 185](#) montre également une répartition des contraintes sur le béton qui peut être adoptée pour la vérification des bêtes. Il est courant de négliger les premiers centimètres de béton, qui peuvent présenter des défauts de compacité. La résistance d'une bête est alors définie comme le minimum entre la résistance au cisaillement de la bête (et des soudures) et la résistance du béton en butée.

La résistance au cisaillement de la bête est évidemment dépendante de la forme de la section utilisée, une cornière ayant ainsi une résistance modeste par rapport à un profilé en I ou H. L'excentrement entre la poussée sur le béton et l'encastrement de la bête sur la platine d'extrémité engendre un moment de flexion secondaire. Celui-ci se traduit par des efforts de traction/compression dans les semelles de la bête, mais également par des efforts localisés dans l'âme du poteau en vis-à-vis. Il convient de s'assurer que ces efforts sont correctement repris.

Lorsque la bête est soudée sur une platine pré-scannée, on considère que la bête est sollicitée de manière analogue au cas décrit précédemment. Dans ces conditions, le transfert du cisaillement entre la platine d'extrémité du poteau et le pré-scannée peut être assuré par les tiges d'ancrage (par cisaillement et pression diamétrale, comme pour des boulons non précontraints, voir le [paragraphe 2.3.1.1](#)).

Il est alors fréquent que la platine d'extrémité comporte des perçages surdimensionnés, ce qui implique la fourniture de plaquettes soudées comme déjà évoqué pour la disposition de la [Figure 177](#). L'espacement entre la platine de pré-scannée et les plaquettes génère alors une flexion parasite dans la tige d'ancrage qui doit être prise en compte dans sa vérification.



La référence [14] propose de prendre en compte cette flexion par l'ajout d'un effort de traction équivalente.

En alternative, on peut envisager que le transfert du cisaillement se fasse par butée sur des taquets métalliques soudés, comme dans le cas d'une boîte à grain (voir la [Figure 180](#)).



6.3 Pied de poteau encastré

6.3.1 Généralités

Comme pour les assemblages entre les éléments de l'ossature (voir le [paragraphe 5.3](#)), un pied de poteau encastré est conçu pour transmettre des efforts axiaux, tranchants, et surtout un moment de flexion sans autoriser de rotation significative.

Afin d'évaluer la rigidité nécessaire pour que le pied de poteau soit un encastrement acceptable, on peut chercher à limiter la flèche additionnelle prise par l'ossature qui est induite par la rotation de l'assemblage. Poussé à l'extrême, ce raisonnement correspond à la démonstration du [paragraphe 5.3.1](#) pour une console. Il est cependant difficile de concevoir un assemblage en pied de poteau présentant une rigidité aussi élevée.



Plutôt que rechercher une rigidité très élevée se traduisant par des dispositions peu économiques, on trouve dans la référence [28] un critère alternatif moins sévère, assorti d'une correction sur la déformation en tête du poteau.

À noter également que la rigidité en rotation est influencée par la présence d'un effort normal significatif. Par rapport au comportement sous flexion simple, la présence d'un effort de compression augmente la rigidité, celle d'un effort de traction la diminue.

6.3.2 Dispositions constructives

Une disposition très simple est montrée sur la [Figure 186](#). Elle consiste simplement à éloigner les tiges d'ancrages du centre de compression afin d'augmenter le bras de levier de l'assemblage, contrairement à l'usage pour une disposition articulée.

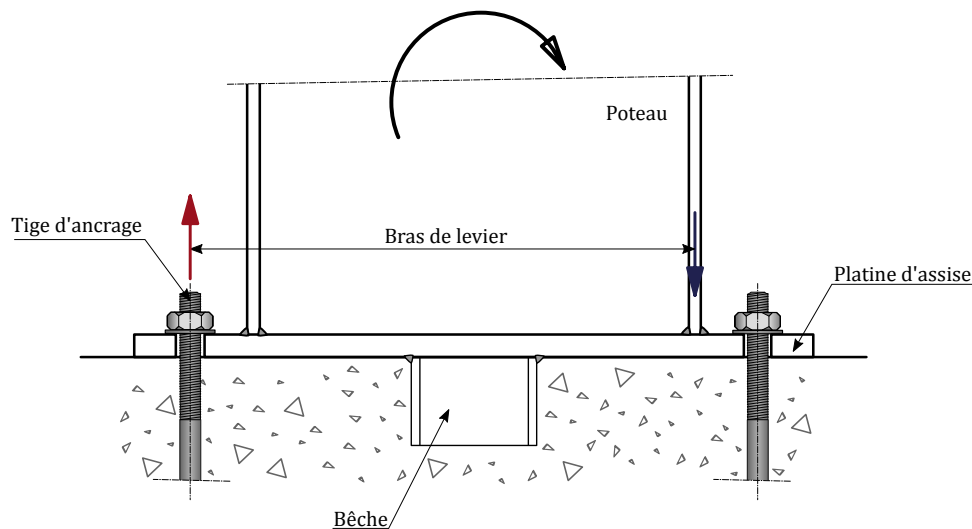


Figure 186 : Disposition simple de pied de poteau encastré

Afin d'être efficace en termes de résistance comme de rigidité, il est pertinent de positionner des tiges à la fois à l'extérieur et à l'intérieur du profil, ainsi que d'augmenter l'épaisseur de la platine. La [Figure 187](#) en montre un exemple avec une platine de pré-scellement, qui présente les mêmes avantages de mise en œuvre que pour un pied de poteau articulé. Comme pour ce dernier cas, si les tiges d'ancrage doivent assurer le transfert du cisaillement entre la platine d'extrémité et celle de pré-scellement, des plaquettes soudées doivent être utilisés.



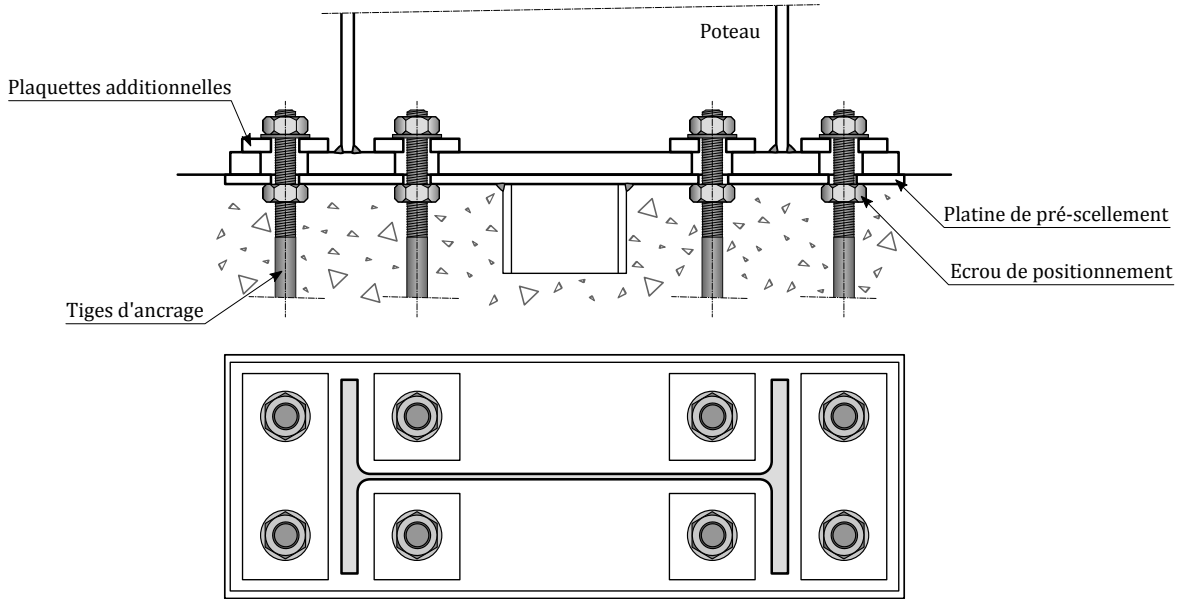


Figure 187: Disposition avec platine de pré-scellement et bêche

Afin de s'approcher de l'hypothèse d'encastrement, il est nécessaire de limiter la déformation de la platine, par exemple en augmentant son épaisseur. Dans des conditions usuelles, il est toutefois peu efficace d'aller au-delà de 1,5 fois le diamètre des tiges, car la déformation vient alors majoritairement des tiges et du béton.

Il est possible de réduire cette surépaisseur de platine par la mise en œuvre de raidisseurs entre les tiges, comme montrée sur la Figure 188. Cette disposition est relativement efficace en termes de rigidité, et est donc couramment utilisée pour la réalisation de pieds de poteaux encastrés.

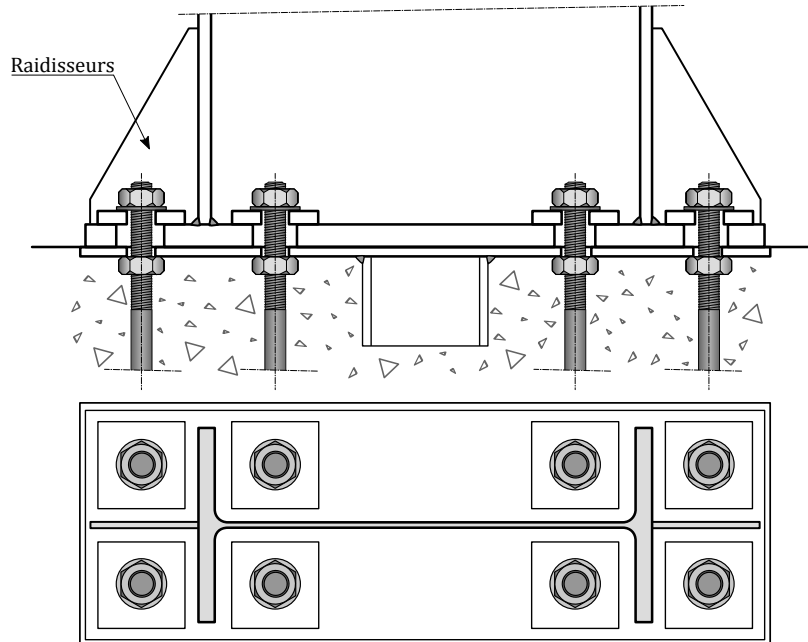


Figure 188: Disposition avec raidisseurs

Il est également possible de reconstituer un châssis en pied de poteau, comme montré sur la Figure 189. La platine est alors remplacée par un ensemble d'éléments n'autorisant que de très faibles déformations par rapport au poteau. La grande rigidité d'une telle conception est seulement contrariée par la longueur libre des tiges, autorisant un allongement plus important que dans les cas précédents.



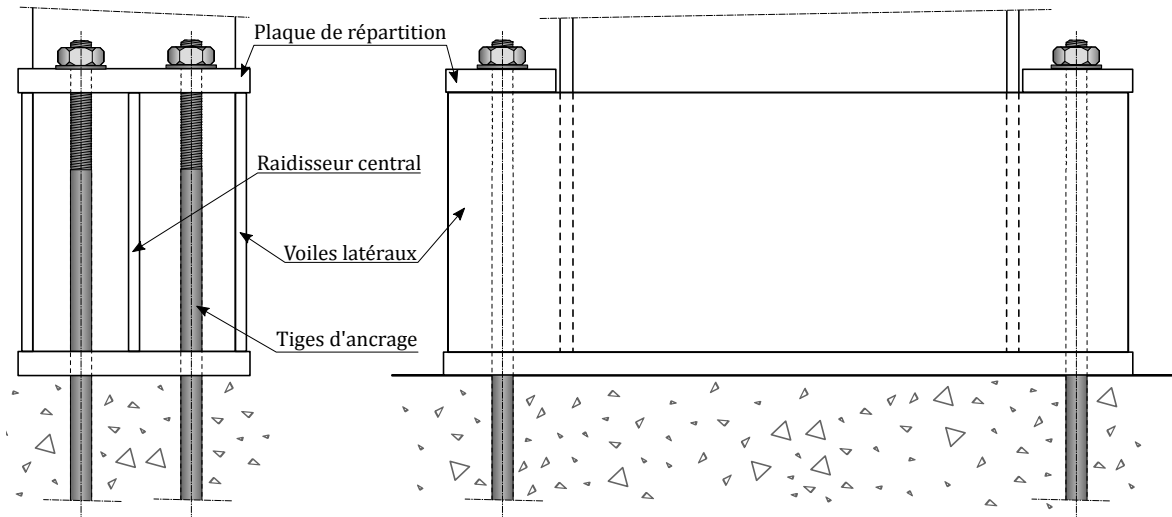


Figure 189: Disposition avec châssis d'encastrement

Une manière alternative relativement simple d'encastrer un poteau dans l'infrastructure consiste à le noyer dans le béton (voir [Figure 190](#)), sur une certaine profondeur. Pour que cette disposition soit efficace, il convient de disposer des connecteurs (goujons ou autres systèmes) afin d'empêcher le glissement relatif des semelles du poteau et du massif en béton.

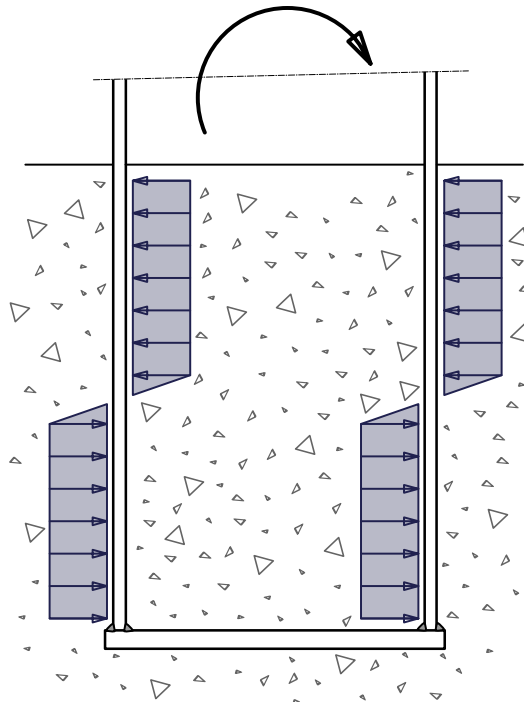
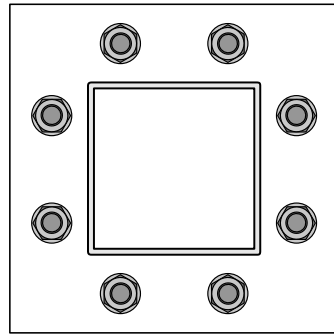


Figure 190: Poteau noyé dans le béton (armatures non représentées)

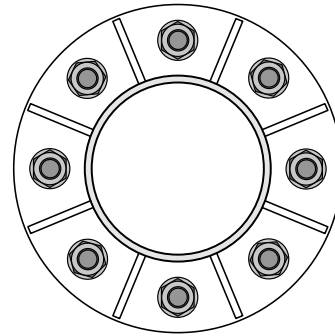
Cette conception nécessite toutefois de prévoir une réservation de grandes dimensions dans le massif, afin d'y placer le poteau. Qui plus est, une telle disposition est indémontable sans détruire largement le massif. La question de la démontabilité des ossatures, associée à l'analyse du cycle de vie des ouvrages, est aujourd'hui une préoccupation à ne pas négliger.

Lorsque la structure est conçue à partir de profilés creux, les dispositions précédentes peuvent être adaptées. La [Figure 191](#) en montre des exemples couramment utilisés. L'ajout de raidisseurs, comme sur la [Figure 191b](#), peut être envisagé pour augmenter la résistance et la rigidité de l'assemblage.





(a) assemblage non raidi de profil creux carré



(b) assemblage raidi de profil creux circulaire

Figure 191: Cas des poteaux en profils creux

6.3.3 Fonctionnement

Le fonctionnement d'un pied de poteau encastré de conception courante sous un moment de flexion est assimilable à celui de deux pieds de poteau articulés, l'un tendu et l'autre comprimé (voir le [paragraphe 6.2.2.1](#)). Le moment de flexion est en effet essentiellement transmis par les semelles sous la forme d'un couple d'efforts normaux antagonistes (voir la [Figure 192](#)).

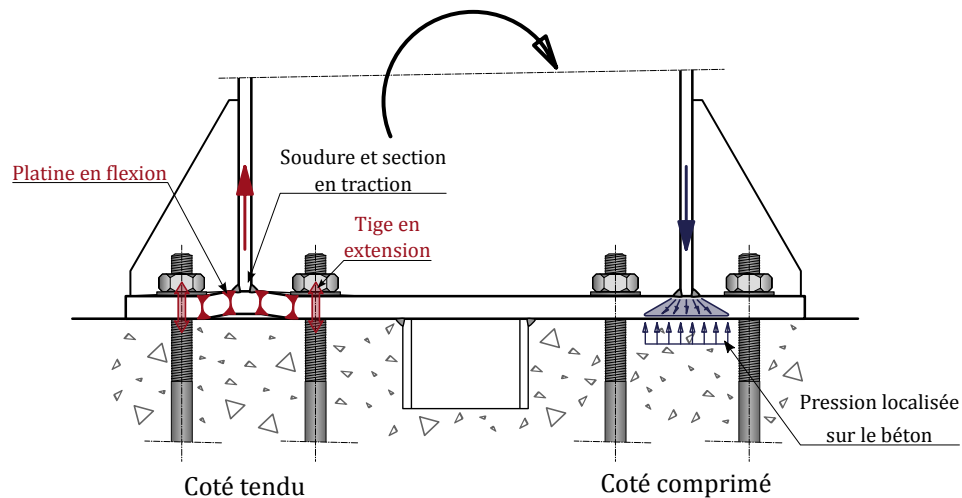


Figure 192: Fonctionnement d'un pied de poteau encastré

Le côté tendu fonctionne donc suivant le modèle du tronçon en T déjà évoqué : platine en flexion, tiges d'ancrage tendues, etc. Comme pour les pieds de poteaux articulés tendus, il convient de prendre en considération la résistance de l'ancrage dans l'infrastructure en béton (voir le [paragraphe 6.2.3](#)). Côté comprimé, la platine assure la diffusion des efforts sur une surface plus importante que la seule section de la semelle, réduisant ainsi les contraintes appliquées au béton (voir la [Figure 174](#) et les explications associées).

La résistance d'un tel pied de poteau sous moment de flexion seul est obtenu en retenant la résistance minimale entre la partie comprimée et la partie tendue, puis en la multipliant par le bras de levier de l'assemblage (approximativement égal à la hauteur de la section du poteau). En règle générale, la résistance du côté tendu est dimensionnante.



Le comportement sous effort axial, en traction ou en compression simple, se déduit simplement de l'analyse ci-dessus: les deux côtés du pied de poteau sont respectivement tendus ou comprimés. Dans le cas général, un tel pied de poteau est soumis à la fois à un moment de flexion et à un effort axial. Une interaction linéaire, revenant à effectuer la somme des taux de travail sous effort axial seul et sous moment de flexion seul, est alors une approche plaçant en sécurité pour la vérification de la résistance.

Sous un effort de cisaillement, il est possible d'utiliser une ou des bêche(s) comme de prendre en compte le frottement acier-béton. La mobilisation des tiges d'ancrage du côté comprimé pour reprendre le cisaillement peut également être envisagée mais, comme pour les pieds de poteaux articulés, leur capacité est limitée par la dégradation locale du béton.





Annexe A

Glossaire

Terminologie générale/architecturale

Voir la [Figure 193](#).

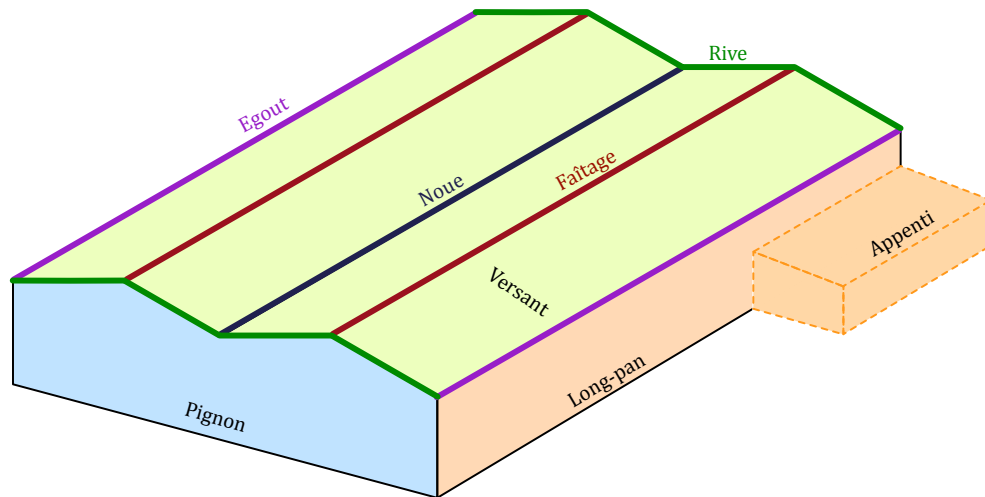


Figure 193: Terminologie générale

Composants principaux de l'ossature

Voir la [Figure 196](#). Les différents composants sont décrits plus en détail dans les [chapitres 3](#) et [4](#).

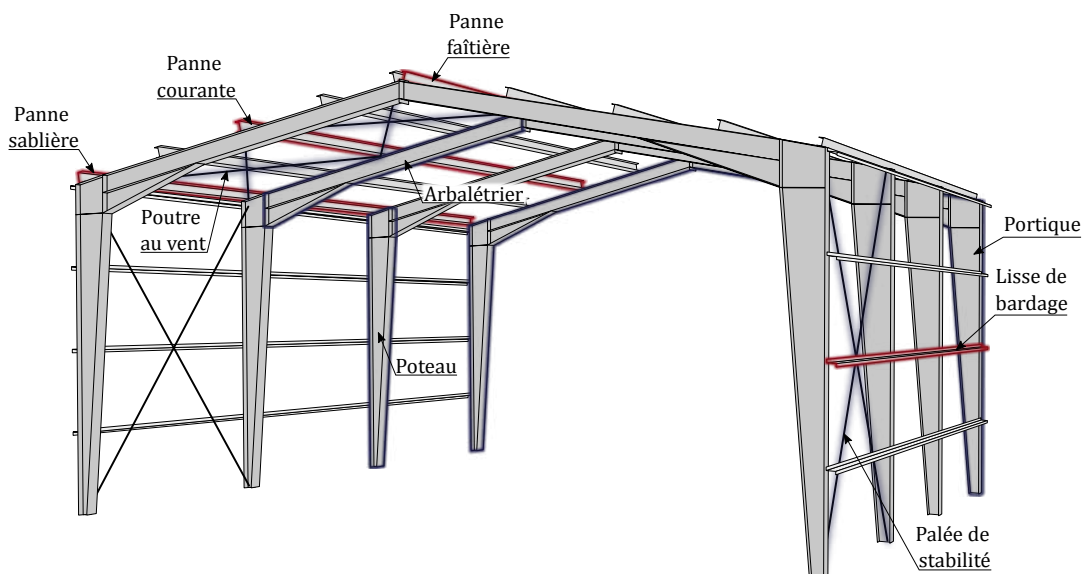


Figure 194: Composants principaux de l'ossature

Nef

Dans un bâtiment de type industriel, on appelle « nef » l'espace situé sous le portique et libre de porteurs verticaux. Un bâtiment industriel à deux nefs comporte donc une file de poteaux intermédiaires, séparant ainsi deux espaces.



Comportement élastique

Un comportement élastique d'un matériau ou d'une ossature désigne un comportement réversible sous les sollicitations appliquées. Lorsque les sollicitations disparaissent, le matériau ou l'ossature retrouve son état initial.

Limite d'élasticité

La limite d'élasticité est la contrainte à partir de laquelle un matériau cesse de se déformer d'une manière élastique et réversible. Au-delà de la limite d'élasticité, des déformations plastiques irréversibles apparaissent.

Ductilité

La ductilité désigne la capacité d'un matériau à se déformer dans le domaine plastique (au-delà de sa limite d'élasticité) sans se rompre. Un matériau est dit fragile si la rupture survient pour des déformations faibles dans le domaine plastique.

Isostaticité, Hyperstaticité et Hypostaticité

Une ossature est isostatique lorsqu'il est possible d'en déterminer les réactions d'appuis et les sollicitations en toutes sections uniquement en appliquant les équations d'équilibre. Une ossature hyperstatique comporte plus de liaisons internes et/ou d'appuis externes que de degrés de liberté, et nécessite dès lors de faire appel aux équations de déformation pour en déterminer les réactions ou les sollicitations. Une ossature qui comprend moins de liaisons que nécessaire pour en assurer l'équilibre (global ou local) est dite hypostatique, et s'avère par définition instable.

Fatigue (matériau)

La fatigue d'un matériau est un processus d'endommagement progressif pouvant conduire à la ruine, qui apparaît sous l'effet d'une variation répétée des sollicitations (même de faible intensité). Ce phénomène peut notamment apparaître en présence de machine roulante ou vibrante effectuant un grand nombre de cycles de travail.

Robustesse (d'une structure)

La robustesse d'une structure correspond à sa capacité à ne pas s'effondrer entièrement et brutalement sous l'effet d'un événement imprévu (par sa nature ou son intensité), notamment grâce aux possibilités de redistribution des efforts entre les différents composants. Une ossature bien conçue et correctement dimensionnée possède une robustesse acceptable, qu'il est possible d'améliorer en augmentant sa redondance et en recherchant des modes de ruine ductiles.

Taraudage

Le taraudage est une opération consistant à créer un filet (« pas de vis ») à l'intérieur d'un trou. Le résultat est destiné à être la forme complémentaire des filets réalisés sur une vis (ou une tige filetée), comme dans le cas d'un écrou.

Fourrure

Dans le domaine de la construction métallique, une fourrure est un plat destiné à combler un vide entre deux parties de l'ossature qui doivent, en principe, être en contact au sein d'un assemblage. Le vide à combler peut, par exemple, venir des tolérances de fabrication ou d'un changement d'épaisseur.



Annexe B

Bibliographie

Références normatives et recommandations professionnelles

Corpus normatif européen pour la construction métallique

- [1] **NF EN 1090** : Exécution des structures en acier et des structures en aluminium. Toutes parties
- [2] **NF EN 1990** : Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures. Toutes parties et annexes nationales
- [3] **NF EN 1991** : Eurocode 1 – Actions sur les structures. Toutes parties et annexes nationales
- [4] **NF EN 1993** : Eurocode 3 – Calcul des structures en acier. Toutes parties et annexes nationales
- [5] **NF EN 1994** : Eurocode 4 – Calcul des structures mixte acier-béton. Toutes parties et annexes nationales
- [6] **NF EN 10025** : Produits laminés à chaud en aciers de construction. Toutes parties
- [7] **NF EN 10210** : Profils creux de construction finis à chaud en acier non alliés et à grains fins. Toutes parties
- [8] **NF EN 10219** : Profils creux de construction soudés, formés à froid en acier non alliés et à grains fins. Toutes parties
- [9] **NF EN 15048** : Boulonnerie de construction métallique non précontrainte. Toutes parties
- [10] **NF EN 14399** : Boulonnerie de construction métallique à haute résistance apte à la précontrainte. Toutes parties

Recommandations de la CNC2M

La commission de normalisation de la construction métallique et mixte (CNC2M) est la commission française miroir des commissions européennes suivantes :

- CEN TC250/SC3 (en charge de l'élaboration de l'Eurocode 3) ;
- CEN TC250/SC4 (en charge de l'élaboration de l'Eurocode 4) ;
- CEN TC135 (en charge de l'élaboration de la norme d'exécution EN 1090).

La CNC2M publie également des recommandations permettant d'expliquer, de préciser et de faciliter l'application des normes européennes. À ce jour, les documents suivants sont disponibles :

- [11] **BNCM/CNC2M N0035** : Recommandations pour le dimensionnement parasismique des structures en acier et mixtes non ou faiblement dissipatives, juillet 2013
- [12] **BNCM/CNC2M N0095** : Recommandations pour l'application de la norme NF EN 1993 (Eurocode 3), Version 2, mars 2014
- [13] **BNCM/CNC2M N0162** : Recommandations pour la détermination des classes d'exécution selon la NF EN 1090-2 pour les structures en acier de bâtiment, Version 2, janvier 2015
- [14] **BNCM/CNC2M N0175** : Recommandations pour le dimensionnement des assemblages selon la NF EN 1993-1-8, avril 2015
- [15] **BNCM/CNC2M N0199** : Recommandations pour le dimensionnement des poutres en acier avec ouvertures dans l'âme selon la NF EN 1993, juillet 2015



- [16] **BNCM/CNC2M N0380**: Recommandations pour l'application de la NF EN 1991-1-4 aux charpentes et ossatures en acier de bâtiment, juillet 2017

Autres références

Ouvrages

- [17] R. Daussy (1965). Guide pratique de charpente métallique. Société de diffusion des techniques du bâtiment et des travaux publics. 222p.
- [18] M. Hirt, M. Crisinel (2001). Traité de génie civil de l'École polytechnique fédérale de Lausanne, Volume 11 – Charpentes métalliques, conception et dimensionnement des halles et bâtiment. Presses polytechnique et universitaire romandes. 714p.
- [19] CAPEB, CTICM, ConstruirAcier (2008). Structures métalliques – Ouvrages simples – Guide technique et de calcul d'éléments structurels en acier. 96p.
- [20] D. Bitar, P. Engel (2009). Planchers mixtes – Guide de conception et calcul des planchers mixtes. ArcelorMittal. 252p.
- [21] P. Maitre (2013). Formulaire de la construction métallique selon l'Eurocode 3. Editions du Moniteur, 4^e édition. 513p.
- [22] ConstruirAcier (2013). Lexique de la construction métallique et de résistance des matériaux. 368p.
- [23] C. Renaud (2014). Sécurité incendie et construction métallique. CTICM. 116p.
- [24] P.-O. Martin (2014). Conception parasismique des bâtiments industriels à ossature métallique. CTICM. 180p.
- [25] A. Rodier (2015). Europratic: Calcul suivant les Eurocodes d'un bâtiment simple en acier à l'usage des praticiens. CTICM. 266p.
- [26] Y. Lescouarc'h, P. Beguin (2^e édition, 2014). La résistance des matériaux. CTICM. 144p.
- [27] Y. Lescouarc'h, P. Beguin (2^e édition, 2014). La résistance des matériaux - Exercices corrigés. CTICM. 80p.

Articles et références diverses

- [28] R. Delesques (1979). Les règles de l'art en construction métallique. *Revue construction métallique*, CTICM. Vol n°2/1979, pp 3-14.
- [29] Centre suisse de la construction métallique (2006). Concevoir et construire – Bases conceptuelles des charpentes métalliques. Steeldoc 01/06 – tec01.
- [30] M. Couchaux (2015). Pieds de poteaux encastrés de sections en I/H par platine d'assise. *Revue construction métallique*, CTICM. Vol n°3/2015, pp 43-70.
- [31] P. Beguin (2016). Différents types de planchers acier/béton dans les bâtiments. *Revue construction métallique*, CTICM. Vol n°1/2016, pp 19-40.
- [32] Documentation AccessSteel







Corlet imprimeur (Condé-sur-Noireau)
n° d'impression : _____
dépot légal 1^{er} trimestre 2022







Conception des bâtiments simples à ossature en acier

Ces dernières années ont vu la publication de nombreux guides concernant la vérification des ossatures métalliques suivant les règles Eurocodes. En se concentrant sur les aspects calculatoires, ces ouvrages abordent trop peu le travail de conception générale et de définition des détails constructifs qui est pourtant indispensable à tout projet de construction métallique. Adopter de bonnes dispositions constructives permet pourtant d'éviter de nombreuses difficultés, tant au stade du calcul de l'ossature et de ses composants qu'au moment de la fabrication et du montage.

Cet ouvrage rend accessible des règles de bonnes pratiques actualisées pour la conception des bâtiments simples en acier. À ce titre, il constitue une ressource précieuse pour tous les professionnels de la construction métallique, et se veut notamment destiné aux étudiants, aux projeteurs ou aux ingénieurs débutants dans ce domaine.

Illustré par de nombreux schémas, ce guide comporte une description claire des dispositions constructives recommandées, de leurs avantages et inconvénients éventuels, ainsi que de leur fonctionnement mécanique. Il contient peu de formules de calcul, en dehors de quelques règles forfaitaires simples. Les ossatures visées sont des bâtiments à simple rez-de-chaussée, destinés principalement à un usage agricole, industriel ou commercial. La plupart des notions abordées peuvent cependant être étendues à d'autres types d'ouvrage.