



Collection **ctiam**

Conception des bâtiments multi-étagés à ossature métallique ou mixte

Pierre-Olivier Martin

Collection **ctiam**

Conception des bâtiments multi-étagés à ossature métallique ou mixte

ISBN 978-2-902720-52-1

© CTICM 2023
ISBN 978-2-902720-52-1

Dans la même collection :

DÉVERSEMENT DES POUTRES EN ACIER

CTICM 2012

Un guide pratique pour le calcul de la résistance au déversement des poutres selon la norme NF EN 1993-1-1

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)

Ce manuel présente les solutions des exercices dont les énoncés sont donnés en fin de chaque chapitre du guide La Résistance des matériaux.

CONCEPTION DES BÂTIMENTS SIMPLES À OSSATURE EN ACIER

CTICM 2022

Les règles de bonne pratique pour la conception d'un bâtiment simple en acier, à destination des jeunes ingénieurs, des projeteurs et des étudiants

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 MULTI-ÉTAGÉS À OSSATURE MÉTALLIQUE OU MIXTE

Guide rédigé par

Pierre-Olivier Martin avec les collaborations de

Romain Palacios

Pascal Bonaud

Christophe Renaud

Le chapitre « Enveloppe du bâtiment » a été rédigé grâce
à la contribution inestimable d'**Amor Ben Larbi**.

Comité de lecture

Jean-Michel Boisseau (BRIAND)

Alain Bureau (CTICM)

Quentin Haessler (CEA)

Anthony Rodier (CTICM)

Bin Zhao (CTICM)

Figures

POM - AnR - ABL

Préambule

La mise en place du nouveau corpus normatif des Eurocodes a donné lieu ces dernières années à la publication de nombreux guides portant sur l'application de ces nouvelles règles pour la vérification des ossatures métalliques ou mixtes acier-béton. Ces documents se concentrent avant tout sur les aspects calculatoires et évitent en général d'aborder directement la conception générale d'un bâtiment et la définition des détails constructifs, pourtant indispensables à tout projet de construction métallique.

Une bonne conception initiale conditionne dans la plupart des cas la réussite d'un projet de construction. L'adoption des bonnes dispositions constructives permet d'éviter de nombreuses difficultés, aussi bien pour le calcul de l'ossature et de ses composants que pour la fabrication et le montage. Malgré l'importance déterminante de cette étape, les connaissances associées ne sont accessibles que par le savoir-faire des entreprises et par quelques rares documents, souvent anciens, voire indisponibles dans le commerce, et dont les solutions proposées ne correspondent plus toujours aux pratiques actuelles de la construction métallique.

Pour répondre à ce besoin, le CTICM a entrepris la rédaction et la publication d'une série de guides à destination des étudiants, des projeteurs et des ingénieurs débutants, qu'ils soient dans une entreprise de charpente métallique ou dans un bureau d'études. Un premier ouvrage pour la « Conception des bâtiments simples à ossature en acier » [68] a été publié en 2022, visant les bâtiments à simple rez-de-chaussée, destinés principalement à un usage agricole, industriel ou commercial.

Le présent guide constitue une suite à ce premier ouvrage : son objectif principal est de rendre accessibles les règles de bonne pratique actualisées pour la conception des bâtiments multi-étagés, dont l'ossature est constituée d'une charpente métallique ou mixte acier-béton. Il a pour intention de familiariser les architectes et les ingénieurs avec les techniques de construction actuelles. Compte tenu du marché de la construction, il vise en premier lieu les bâtiments à usage de bureaux, mais les notions abordées peuvent être adaptées dans la plupart des cas à d'autres usages, comme les bâtiments d'habitation ou de commerce.

Ce guide ne reprend pas en détail les concepts de base qui ont été abordés dans le document pour la « Conception des bâtiments simples à ossature en acier ». Le lecteur est invité à consulter ce dernier ouvrage pour tout ce qui concerne les bases de la conception des ossatures en acier : le matériau acier, les produits constitutifs d'une charpente métallique, les organes d'attache et les principes de vérification des structures en acier.

Pour couvrir la conception d'un bâtiment multi-étagé, ce guide aborde en premier lieu la définition générale de la trame et de la volumétrie. Il traite ensuite des éléments structuraux comme les poteaux, les poutres et les systèmes de contreventement. Le choix d'un système de plancher est détaillé, en relation avec le type de poutre support. Les assemblages constituent une part très importante pour la conception d'une charpente et font l'objet d'un chapitre dédié, qui couvre tous les types d'assemblages entre les éléments de structure. Pour la réalisation du clos-couvert, la description des systèmes de parois et de couvertures est proposée en dernière partie.

Dans une approche concentrée sur la conception, ce document n'aborde pas les aspects du calcul des charpentes et se limite aux quelques formules permettant de donner au lecteur les ordres de grandeur nécessaires pour une bonne conception. Bien qu'elle ne soit pas absolument nécessaire, une connaissance préalable des bases de la résistance des matériaux reste souhaitable pour une meilleure compréhension des notions abordées. Pour une approche plus détaillée du calcul des structures, le lecteur intéressé peut consulter la liste des ouvrages donnés en référence.

La conception parasismique n'est abordée que succinctement dans ce document. Pour un projet de bâtiment situé en zone sismique, des règles spécifiques doivent être prises en compte, ce qui peut impacter la réflexion sur la conception générale de l'ossature. Ces contraintes sont en général d'autant plus fortes que la zone de sismicité est élevée.

Les aspects relatifs à la sécurité vis-à-vis de l'incendie sont abordés succinctement, avec une description des différents modes de protection qui peuvent être envisagés. Le lecteur intéressé par plus de détails peut consulter les guides édités par le CTICM sur le sujet.

Si l'image de l'état de l'art ainsi proposée restera sans doute d'actualité pendant un certain temps, les évolutions permanentes dans l'art de construire et dans les contraintes de l'aménagement des bureaux nécessiteront des mises à jour dans de futures éditions. À cet égard, le retour d'expérience des praticiens constitue une source importante de connaissance : les lecteurs sont ainsi invités à faire part aux auteurs de leurs expériences, leurs difficultés et leurs succès.

Sommaire

PRÉAMBULE.....	7
SOMMAIRE.....	9
1. INTRODUCTION.....	15
2. CONCEPTION GÉNÉRALE DU BÂTIMENT.....	23
2.1 Phases de conception	23
2.1.1 Introduction.....	23
2.1.2 Esquisse	23
2.1.3 Avant-projet.....	24
2.1.4 Projet	24
2.1.5 Exécution	25
2.2 Épure et volumétrie.....	25
2.2.1 Organisation générale et forme en plan	25
2.2.2 Hauteur	29
2.3 Trame intérieure	33
2.3.1 Principes généraux	33
2.3.2 Principales configurations de la trame intérieure.....	36
2.4 Noyaux	39
2.5 Joints de dilatation.....	41
2.5.1 Principe.....	41
2.5.2 Implantation d'un joint de dilatation.....	42
2.5.3 Réalisation	44
2.5.4 Joint de fractionnement parasismique	46
2.6 Sécurité et protection incendie	46
2.6.1 Généralités.....	46
2.6.2 Réaction au feu des matériaux de construction.....	47
2.6.3 Critères de résistance sous feu normalisé.....	48
2.6.4 Exigences réglementaires de résistance au feu.....	50
2.6.5 Justification de la résistance au feu	52

2.6.6 Structures métalliques non protégées.....	55
2.6.7 Protection des structures métalliques	56
2.6.8 Systèmes de protection incendie rapportés.....	56
2.6.9 Optimisation de la protection incendie par le concept Fracof	60
2.7 Conception parasismique.....	64
2.7.1 Contexte réglementaire	64
2.7.2 Types de conception parasismique.....	66
2.7.3 Règles de bonne conception parasismique.....	68
2.7.4 Utilisation de l'acier pour la construction parasismique.....	71
2.8 Matériaux.....	72
2.8.1 Acier de construction	72
2.8.2 Béton	73
2.8.3 Armatures.....	78
2.8.4 Boulonnerie.....	80
3. POTEAUX	83
3.1 Général.....	83
3.2 Descentes de charges	84
3.3 Sections des poteaux	84
3.3.1 Choix des sections.....	84
3.3.2 Profilés laminés	85
3.3.3 Profilés reconstitués par soudage	86
3.3.4 Poteaux mixtes	86
3.4 Dispositions constructives pour les poteaux mixtes.....	87
3.4.1 Poteaux mixtes totalement enrobés	87
3.4.2 Poteaux mixtes partiellement enrobés	90
3.4.3 Profils creux remplis de béton	91
3.4.4 Conditions minimales d'enrobage des armatures	91
3.5 Pieds de poteaux.....	94
3.5.1 Classification des pieds de poteaux	94
3.5.2 Pieds de poteaux articulés.....	95
3.5.3 Pieds de poteaux articulés avec platine réduite.....	100
3.5.4 Pieds de poteaux articulés par un appui à grain	102
3.5.5 Tiges d'ancrage.....	103
3.5.6 Bêches d'ancrage.....	105

3.5.7 Pieds de poteau mixtes articulés	106
3.5.8 Pieds de poteau encastrés	107
4. POUTRES	109
4.1 Fonctionnement général	109
4.2 Solives	110
4.2.1 Général	110
4.2.2 Solive en acier seul	110
4.2.3 Solive mixte acier-béton	111
4.2.4 Solives intégrées.....	111
4.2.5 Solives cellulaires	113
4.3 Poutres principales.....	114
4.4 Poutres partiellement enrobées de béton	115
4.5 Conception d'une poutre mixte.....	118
4.5.1 Principes généraux	118
4.5.2 Connecteurs.....	118
4.5.3 Goujons soudés.....	120
4.5.4 Types de conception d'une poutre mixte	127
4.5.5 Dispositions des goujons soudés	128
4.5.6 Armatures.....	130
4.6 Intégration des réseaux	136
4.7 Conception d'une poutre à ouvertures d'âme	137
4.7.1 Principes	137
4.7.2 Formes et dimensions des ouvertures	137
4.7.3 Limitations géométriques.....	140
4.7.4 Raidissage des ouvertures	141
4.8 Conception d'une poutre cellulaire	142
4.8.1 Principes	142
4.8.2 Formes des ouvertures	144
4.8.3 Domaine d'application.....	145
4.8.4 Dispositions constructives	148
4.9 Flèche des poutres.....	149
5. SYSTÈMES DE PLANCHERS.....	153
5.1 Généralités	153

5.2 Dalles mixtes.....	156
5.2.1 Principes	156
5.2.2 Reprise des charges	158
5.2.3 Bacs collaborants.....	159
5.2.4 Longueurs d'appui.....	163
5.2.5 Traitement des rives	163
5.2.6 Traitement des appuis intermédiaires	166
5.2.7 Traitement des liaisons sur voile en béton armé.....	168
5.2.8 Traitement de l'étanchéité.....	170
5.2.9 Conditions de pose des bacs collaborants	171
5.2.10 Type de conception des dalles mixtes.....	173
5.2.11 Armatures pour les dalles mixtes	174
5.3 Autres systèmes de planchers.....	175
5.3.1 Dalles béton avec prédalle	175
5.3.2 Dalles avec coffrage métallique.....	177
5.3.3 Dalles mixtes sur bac profond	177
5.3.4 Planchers secs	178
5.3.5 Planchers intégrés	179
5.3.6 Planchers bois	180
5.4 Vibrations de plancher	181
5.4.1 Comportement vibratoire des planchers.....	181
5.4.2 Critère de fréquence propre	181
5.4.3 Autres méthodes d'appréciation du confort vibratoire.....	182
6. CONTREVENTEMENTS.....	185
6.1 Principes généraux.....	185
6.2 Contreventements verticaux.....	189
6.2.1 Noyau en béton armé	189
6.2.2 Palées triangulées.....	191
6.2.3 Palées cadres – Effet portique	196
6.3 Contreventements horizontaux.....	199
6.3.1 Principes	199
6.3.2 Poutres au vent.....	199
6.3.3 Poutres au vent en toiture.....	201
6.3.4 Contreventement horizontal par une dalle en béton.....	205
6.3.5 Stabilisation des solives par les bacs en acier pour la phase de construction	210

7. ASSEMBLAGES	213
7.1 Classification des assemblages	213
7.2 Assemblages poutre-poteau articulés	214
7.2.1 Introduction.....	214
7.2.2 Poteaux à section en I ou H	214
7.2.3 Poteaux à section creuse	218
7.3 Assemblages poutre-poteau encastrés	221
7.3.1 Assemblages non mixtes	221
7.3.2 Fonctionnement d'un assemblage mixte.....	226
7.3.3 Typologies d'assemblages mixtes poutre-poteau	228
7.4 Assemblages poutre-poutre	230
7.4.1 Assemblages articulés par double cornière	230
7.4.2 Assemblages articulés par couvre-joints d'âme	230
7.5 Assemblages de continuité de poutres.....	232
7.5.1 Généralités.....	232
7.5.2 Continuité par éclissage.....	232
7.5.3 Continuité par platines d'about.....	234
7.6 Assemblages de continuité des poteaux	235
7.6.1 Poteaux à section en I ou H	235
7.6.2 Poteaux à section creuse	238
7.7 Assemblages de continuité des poteaux mixtes.....	240
7.8 Assemblages de contreventement	240
7.9 Assemblages d'éléments métalliques sur un voile en béton armé.....	245
8. ENVELOPPE DU BÂTIMENT.....	253
8.1 Généralités	253
8.2 Exigences.....	254
8.2.1 Résistance mécanique.....	254
8.2.2 Protection incendie.....	254
8.2.3 Isolation thermique	255
8.2.4 Ponts thermiques.....	256
8.2.5 Risques de condensation.....	259
8.2.6 Étanchéité à l'air	263
8.2.7 Étanchéité à l'eau	265
8.2.8 Isolation et correction acoustiques	266

8.3 Systèmes de façades.....	267
8.3.1 Général	267
8.3.2 Bardages double peau avec doublage intérieur.....	267
8.3.3 Façades en éléments minces	269
8.3.4 Bardages en panneaux sandwichs.....	269
8.3.5 Façades rideaux.....	270
8.4 Systèmes de toitures/couvertures	271
8.4.1 Général	271
8.4.2 Toitures en tôles d'acier nervurées (TAN) avec revêtement d'étanchéité	272
8.4.3 Couvertures double peau à trames parallèles ou croisées	273
8.4.4 Couvertures avec panneaux sandwichs.....	274
9. GLOSSAIRE	275
10. BIBLIOGRAPHIE ET INDEX.....	287
10.1 Références normatives et recommandations.....	287
10.1.1 Général	287
10.1.2 Corpus normatif européen pour la construction métallique.....	287
10.1.3 Autres normes européennes	288
10.1.4 Normes françaises.....	288
10.1.5 Normes ISO	288
10.1.6 Recommandations	288
10.2 Textes réglementaires	290
10.3 Autres références.....	291
10.3.1 Ouvrages.....	291
10.3.2 Articles et références diverses	292
10.4 Index	293

1 Introduction

Depuis le XIX^e siècle et l'industrialisation de l'acier, la construction métallique n'a cessé d'évoluer grâce à des architectes et des ingénieurs audacieux qui ont conçu des ouvrages modernes alliant renouveau architectural et maîtrise technologique. Les exemples sont nombreux pour prouver que l'acier est le matériau qui autorise toutes les prouesses techniques : que ce soit la grande halle des machines de l'exposition universelle de Paris en 1889 avec ses 105 mètres de portée ou le pont suspendu du détroit des Dardanelles et ses 2 023 mètres de portée, aucun de ces ouvrages n'aurait vu le jour sans l'acier.

Le développement des bâtiments multi-étagés à structure métallique est intimement lié à celui des bâtiments de bureaux, dédiés aux activités tertiaires. Les premiers bâtiments de ce type sont apparus à Chicago après le terrible incendie de 1871 qui détruisit une grande partie de la ville, construite en bois. Pour la reconstruction, les autorités imposèrent aux architectes l'utilisation de matériaux incombustibles : les bâtiments qui jusqu'alors reposaient sur le système poteau-poutre en bois se convertirent au poteau-poutre en acier. Les performances de ce matériau ouvrirent de nouvelles perspectives pour densifier la ville et optimiser le foncier : ce fut l'invention des « gratte-ciel ». Ces premiers édifices, auxquels leur structure légère et innovante permettait d'atteindre de grandes hauteurs pour l'époque, gardaient cependant les atours traditionnels que leur donnaient leurs lourdes façades en maçonnerie (*Figure 1*).

15



Note : Deux ans après son inauguration, une surélévation de 2 étages, visible sur la photo, fut ajoutée

Figure 1 : Home Insurance Building – William Le Baron Jenney, arch. – Chicago, 1885

Depuis la fin du XIX^e siècle, le monde vit un bouleversement ininterrompu des activités humaines : l'émergence après la guerre civile américaine des premiers grands groupes aux États-Unis a fait naître le besoin de regrouper de nombreux employés chargés des tâches administratives pour la gestion de ces entreprises. Au même moment, les inventions du télégraphe puis du téléphone, de l'ascenseur et de la machine à écrire fournirent les outils nécessaires pour permettre de concentrer ce personnel loin des centres de production et à proximité des centres de décision. Les capacités nouvelles de la charpente métallique offrirent la possibilité de loger ces activités dans des bâtiments jamais vus jusqu'alors.

Ce mouvement prit son essor tout d'abord aux États-Unis, principalement à Chicago et à New-York. Il gagna ensuite l'Europe, de manière accélérée après la Seconde Guerre mondiale. En France, la Compagnie parisienne de distribution d'électricité installe son siège près de la gare Saint-Lazare à Paris en 1935, dans un des premiers immeubles de bureaux de conception moderne en Europe, entièrement dédié à l'activité d'une entreprise et conçu autour de son organisation. L'immeuble, qui existe encore, comprend 7 étages, dont 5 pour les bureaux. Ces derniers sont conçus pour avoir des cloisons mobiles permettant le réaménagement continu de l'espace de travail au gré des changements d'organisation. Les différentes positions prévues pour les cloisons intérieures s'alignent sur la trame extérieure de la façade.

Le développement des bâtiments de bureaux en France prend réellement son essor avec la forte croissance économique de la période des Trente Glorieuses. Une première phase d'implantation dans le centre historique des villes est suivie, à partir de la fin des années 1950, par la naissance des quartiers d'affaires, les plus célèbres étant ceux de La Défense à Paris et de la Part-Dieu à Lyon. Dans les années 1970, le pouvoir politique impulse la création des villes nouvelles, mêlant quartiers d'habitation et zones d'activités commerciales ou tertiaires (Marne-la-Vallée, Saint-Quentin-en-Yvelines...). Plus récemment, enfin, la conquête des friches urbaines laissées par l'abandon des activités industrielles au sein des grandes métropoles a permis l'émergence de quartiers nouveaux plus proches des centres-villes, articulés autour des réseaux de transport en commun (Plaine commune en Seine-Saint-Denis, Quartier de France au-dessus des voies de la gare d'Austerlitz à Paris - *Figure 2*). Compte tenu des enjeux actuels, mêlant des contraintes environnementales très fortes, une incitation sociale pour limiter l'étalement urbain couplée à un foncier de plus en plus rare et cher, et la déplétion des ressources naturelles, la période qui s'ouvre sera probablement centrée sur une densification des pôles tertiaires actuels, sur la rénovation et la requalification des ouvrages existants.

La région parisienne compte environ 55 millions de m² de bureaux à la fin de l'année 2020 (source Orié – Observatoire Régional de l'Immobilier d'Entreprise en Île-de-France), après une croissance globale de 4,6 % sur les dix années précédentes. En France, la surface des bâtiments tertiaires est estimée à environ 430 millions de m² et le montant des investissements dans les immeubles de bureaux représente une moyenne d'environ 25 milliards d'euros par an sur la période 2010-2020.

Il faut noter l'effet que l'épidémie de Covid en 2020 a eu sur le marché de l'immobilier de bureaux. Même s'il est encore difficile d'en évaluer pleinement les conséquences, on constate d'ores et déjà l'apparition de certaines tendances de fond. Ainsi, deux ans après le premier confinement, le nombre de transactions immobilières est revenu dans la moyenne historique, alors que le nombre de m² par projet chute d'environ 18 %. Les entreprises, et plus particulièrement les plus grosses, tiennent compte des nouvelles habitudes de télétravail en réduisant la surface de leurs bâtiments. Dans les nouveaux projets, de grands plateaux libres sont mis à

disposition des employés, mais sans places attribuées, avec un nombre de postes inférieur au nombre d'employés pour tenir compte des absences, des déplacements et du télétravail, afin d'optimiser le taux d'occupation.



Figure 2 : Immeuble de bureaux quartier Austerlitz – Ateliers 2/3/4, arch. – Paris, 2017

Parallèlement à la croissance continue des surfaces tertiaires, l'aménagement intérieur des immeubles de bureaux a connu une évolution importante. Comme initialement le regroupement du personnel sur un même lieu avait pour objectif la production de nombreuses tâches administratives et répétitives, dans une approche tayloriste de recherche d'efficacité maximale, les bureaux du début du XX^e siècle se contentaient généralement d'un alignement standardisé des employés sur de grands plateaux, supervisés par des chefs disposant de leur propre bureau. Après la Seconde Guerre mondiale, la croissance économique et une meilleure considération des collaborateurs permirent des environnements de travail moins denses, avec des bureaux cloisonnés occupés par un petit nombre d'employés, ce nombre étant fonction du niveau dans la hiérarchie. À l'heure actuelle, les tâches les plus répétitives sont assurées par les systèmes informatiques et les postes correspondants ont disparu. La tendance générale implique une montée des compétences, une individualisation des responsabilités, un besoin croissant d'échanges et de souplesse. L'organisation des entreprises est maintenant plus centrée sur les projets que sur les organigrammes hiérarchiques : les équipes sont sans cesse en mouvement et les espaces de travail correspondants sont amenés à être régulièrement réaménagés. Les surfaces de bureaux se décroissent au fur et à mesure de l'évolution des besoins et des usages (Figure 3).



© P. Whitehouse

© Hyde65

Figure 3 : Évolution sur un siècle des environnements de travail

Compte tenu des changements rapides dans les technologies et les usages, il est impossible pour le propriétaire d'un immeuble tertiaire de connaître les évolutions et les besoins du marché au-delà d'un horizon de quelques années. Tout au plus sait-il qu'il faut intégrer dans la vie et les coûts futurs de l'ouvrage la nécessité de rénovations légères sur des intervalles relativement courts (5 à 10 ans) et de mises à niveau plus lourdes sur des périodes plus grandes (tous les 10 à 15 ans environ). Le maître-mot pour l'exploitant d'un immeuble tertiaire reste alors la flexibilité maximale dans l'organisation des surfaces, à même de permettre toutes les réorganisations qui s'imposeront dans la vie du bâtiment. En outre, à tout le moins pour les immeubles

à usage locatif, la rotation des occupants locataires et les évolutions technologiques rendent nécessaires des opérations régulières de rafraîchissement, de mise aux normes et d'adaptation aux attentes des clients.

Ce contexte est encore rendu plus délicat par l'ensemble des contraintes, toujours croissantes, parfois contradictoires, qui sont imposées pour la conception et l'exploitation d'un bâtiment : recherche de rendement pour les investissements immobiliers, accrue par la financiarisation de l'économie, respect des réglementations relatives aux conditions de travail et à la sécurité des occupants, nécessité d'assurer des espaces à la fois collaboratifs et humains, dans lesquels les échanges sont favorisés sans contrevenir aux besoins d'intimité et de concentration, pression de plus en plus impérieuse pour bénéficier de bâtiments avec un impact environnemental aussi faible que possible. Cette liste n'est pas exhaustive et peut être complétée régulièrement au gré de l'empilement des diverses strates réglementaires.



Figure 4 : Bâtiment de bureaux – SOPREMA Rennes

En ce qui concerne la conception structurale, les 150 ans de l'histoire des immeubles tertiaires ont été les témoins de nombreuses évolutions. Dès la fin des années 1920, la façade classique, à la fois structurale et architecturale, disparaît peu à peu devant un nouveau mode constructif privilégiant la séparation de ces deux fonctions. L'ossature métallique est conçue comme un squelette dont l'unique fonction est de porter l'édifice y compris la façade, qui devient légère et transparente avec l'emploi massif de parois vitrées. Après la Seconde Guerre mondiale, la pénurie de matériaux de construction pousse les concepteurs vers des solutions plus légères. L'emploi de tôles profilées en acier permet dans un premier temps de servir de coffrages perdus et d'alléger les dalles en béton en évitant les parties tendues en sous-face. À partir des années 1960, la forme des nervures des bacs en acier est adaptée afin d'assurer leur adhérence avec le béton : la dalle devient dalle mixte et gagne en performances et en légèreté. Toujours pendant cette période, les premières poutres cellulaires sont mises au point : un découpage régulier d'ouvertures dans les âmes des profilés métalliques, avec une forme initialement hexagonale puis de nos jours circulaire, voire sinusoïdale, permet de franchir de plus grandes portées à poids d'acier identique, tout en réduisant la hauteur du plénum grâce au passage des

1 - Introduction

canalisations dans les ouvertures. Il faut encore mentionner l'apport fondamental des systèmes de connexion entre les dalles et les poutrelles métalliques, qui ont permis des performances accrues à quantité de matière équivalente.

Plus récemment, à la fin du XX^e siècle, un développement important des solutions de poteaux mixtes s'est appuyé sur les recherches très actives sur le sujet conduites en Europe. Ces poteaux combinent une protection naturelle contre l'incendie et une résistance accrue à la compression. Depuis le début des années 2000, enfin, les méthodes d'ingénierie incendie permises par la puissance des outils numériques ont été développées. Leur utilisation, bien encadrée maintenant par la réglementation, offre à l'ingénieur la possibilité de concevoir des protections incendie performantes et optimisées.

L'art de construire des immeubles de bureaux multi-étagés n'a donc jamais cessé d'évoluer depuis les origines jusqu'à nos jours, grâce en particulier à des progrès technologiques constants. Ce guide propose un panorama des techniques de construction actuelles et un recueil des bonnes pratiques. Il vise essentiellement les immeubles de bureaux courants (Figure 4), dédiés aux activités tertiaires, dans la mesure où ces édifices représentent le débouché le plus important pour les bâtiments métalliques multi-étagés. Plusieurs principes exposés trouveront toutefois leur application dans d'autres configurations, sans adaptations majeures.

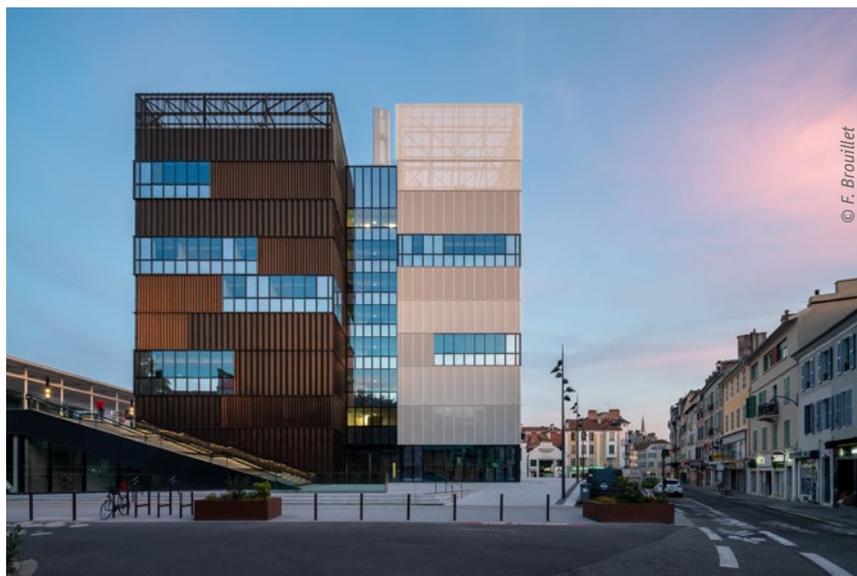


Figure 5: Bâtiment de bureaux – Halles de Pau - Ameller Dubois arch. - 2017



Figure 6 : Maison de l'Ordre des avocats – Paris – Renzo Piano arch. - 2020



Figure 7 : Batignolles 07 - Paris - Chartier-Dalix / Brenac et Gonzalez arch.



© Vincent Fillon

Figure 8 : Tour Lopez – Paris – Réhabilitation Meunier et Arte Charpentier arch.

2 Conception générale du bâtiment

2.1 Phases de conception

2.1.1 Introduction

Dans la vie d'un projet, une fois décidée la construction d'un bâtiment, la conception de ce dernier suit une séquence définie de plusieurs étapes :

- la phase **d'esquisse** (ESQ), qui permet tout d'abord de définir l'épure globale du bâtiment, en fonction de la parcelle, des contraintes réglementaires et des souhaits du maître d'ouvrage ;
- les phases **d'avant-projet**, avant-projet sommaire (APS) et avant-projet détaillé (APD), qui doivent fixer les choix pour les principaux éléments techniques de l'ouvrage, jusqu'au dépôt de la demande de permis de construire ;
- la phase de **projet** (PRO), qui construit le dossier complet pour la consultation des entreprises ;
- la phase **d'exécution** (EXE) enfin, qui correspond à la période pendant laquelle le bâtiment est érigé.

Un rapide aperçu sur les phases de conception est donné ci-dessous.



Dans le cadre des marchés publics, les relations entre le maître d'ouvrage et le maître d'œuvre sont encadrées par la loi 85-704 du 12 juillet 1985 dite loi MOP, relative à la maîtrise d'ouvrage publique et à ses rapports avec la maîtrise d'œuvre privée.

2.1.2 Esquisse

Un programme immobilier commence toujours par l'expression du besoin du maître d'ouvrage, qui se traduit en général par une surface désirée, éventuellement par un terrain déjà identifié, avec sa forme, sa taille et ses contraintes architecturales et réglementaires. Ce programme doit aussi s'inscrire dans un budget, en fonction des exigences financières du maître d'ouvrage.

Lors de la phase d'esquisse, l'architecte doit définir l'épure du bâtiment, fixer sa trame intérieure et décider de l'aspect de la façade. C'est également au cours de cette phase que doit être choisi, de préférence, le matériau de construction, qui sera déterminant pour la volumétrie générale et le volume intérieur. Par exemple, le choix d'une construction métallique est pertinent d'un point de vue économique pour des portées au-delà de 10 m. Une bonne conception doit prendre en compte ce type de particularités et considérer leurs interactions dès la genèse du projet.

Le coût de revient global pour la construction d'un bâtiment de bureaux standard, de moins de 10 niveaux, est d'environ 1 500 à 2 500 € HT par m² de plancher. Dans ce budget, le gros œuvre (structure et fondations) représente une part d'environ 20 à 25 %, l'enveloppe un poste à peu

2 - Conception générale du bâtiment

près équivalent de 20 %, l'aménagement intérieur environ 15 % et le solde restant pour les équipements techniques (ascenseurs, chauffage, ventilation, air conditionné...). Les décisions prises pendant la phase d'esquisse conditionnent la flexibilité future du bâtiment et une part importante des coûts de revient pour le gros œuvre et pour les façades.

Avant le début de la phase d'esquisse, il faut avoir identifié et levé les incertitudes relatives aux :

- règles d'urbanisme ;
- réglementations (Code du travail, sécurité incendie...);
- programme.

2.1.3 Avant-projet

À partir de l'enveloppe définie en phase d'esquisse, les études d'avant-projet ont pour objet de développer les principaux aspects techniques du projet. La phase d'avant-projet sommaire (APS) permet d'étudier différentes options pour le bâtiment et d'estimer pour ces options les durées et les coûts. L'avant-projet détaillé (APD) doit ensuite préciser, en fonction des options retenues par le maître d'ouvrage, les travaux et prestations techniques à réaliser pour le projet. C'est durant l'APD que le choix du matériau de construction est définitivement entériné, même s'il faut souligner l'importance de sa prise en compte dès la phase d'esquisse.

La phase d'avant-projet doit aboutir au dépôt de la demande du permis de construire (DPC).

Durant cette phase, les équipements techniques doivent être définis avec suffisamment de précision afin d'évaluer les performances énergétiques et thermiques du bâtiment.

D'un point de vue structural, il convient de pré-dimensionner dans cette phase tous les éléments porteurs qui peuvent avoir un impact significatif sur le coût de construction (poteaux, poutres, contreventements, planchers). Il est possible de raisonner sur des ratios pour les éléments qui peuvent être qualifiés de secondaires.

A minima, les éléments suivants doivent être étudiés en phase d'avant-projet :

- le type de toiture et la valeur des pentes ;
- le type de poutres principales et de planchers ;
- le type de poteaux ;
- le type de façade ;
- les plans de contreventement nécessaires pour stabiliser la structure.

2.1.4 Projet

C'est au cours de la phase de projet, qui suit le dépôt du permis de construire, que sont établies les pièces écrites et graphiques qui constitueront le dossier de consultation des entreprises (DCE). Au cours de cette phase, tous les lots techniques et architecturaux doivent être décrits avec suffisamment de précision pour permettre d'arrêter le coût prévisionnel et le délai d'exécution de la réalisation de l'ouvrage et, par ailleurs, d'estimer les coûts de son exploitation.

L'intégralité des éléments porteurs doit être dimensionnée, les ossatures secondaires et les systèmes de maintien doivent être identifiés et indiqués dans les pièces techniques.

En complément de ceux déjà dimensionnés en phase d'avant-projet et qui peuvent encore faire l'objet de mises à jour, les éléments suivants doivent être étudiés en phase projet :

- les pannes et les systèmes de liernage ;
- les renforts éventuels de réservation ;
- les solives de plancher ;
- les poteaux ;
- les systèmes de maintien ;
- les assemblages principaux, participant à la stabilité de l'ouvrage ;
- les fondations et les pieds de poteaux.

2.1.5 Exécution

Les études d'exécution ont pour objet la réalisation technique du projet de bâtiment. Elles concernent la réalisation des plans d'exécution, la vérification finale de la stabilité de l'ouvrage par les notes de calcul appropriées et les spécifications de construction pour le chantier. Tous les éléments de structure doivent être complètement dimensionnés durant cette phase. Outre les éléments déjà traités durant la phase de projet, dont le dimensionnement doit être confirmé, les éléments secondaires doivent être étudiés en détail.

Durant la conception de l'ouvrage, de nombreuses hypothèses de calcul ont été faites. Il est nécessaire, au tout début de la phase d'exécution, de confirmer et de compléter ces hypothèses dans un document de synthèse. Cette note d'hypothèses est le tout premier document produit par le bureau d'études d'exécution, qui doit notamment fixer les hypothèses en ce qui concerne :

- les charges d'exploitation et charges permanentes ;
- les charges climatiques ;
- les déformations admissibles des éléments ;
- les vibrations des planchers ;
- les dispositifs à prévoir en phase provisoire.

Ce dernier point ne doit pas être négligé. Le comportement des structures mixtes est très influencé par le système d'étaieement qui sera mis en place. De plus, même dans le cas des structures non mixtes, il convient de s'assurer que les éléments seront stabilisés lors du montage, et que les maintiens au flambement et déversement seront assurés.

2.2 Épure et volumétrie

2.2.1 Organisation générale et forme en plan

Au commencement de tout projet, la définition du volume général conditionne nombre des choix techniques ultérieurs. Elle dépend initialement de la forme de la parcelle, des règles locales d'urbanisme et de la surface à créer, telle que définie par le programme. En considérant une forme rectangulaire, on distingue la longueur, la largeur (ou profondeur) et la hauteur du bâtiment (*Figure 9*). La longueur est celle dans la direction parallèle aux façades principales

2 - Conception générale du bâtiment

recevant l'éclairage naturel et la profondeur est la distance entre deux façades principales opposées. Pour un plateau de bureaux, il faut généralement compter sur une profondeur comprise entre 12 à 20 m environ, en raison de contraintes techniques et pour assurer l'éclairage naturel.

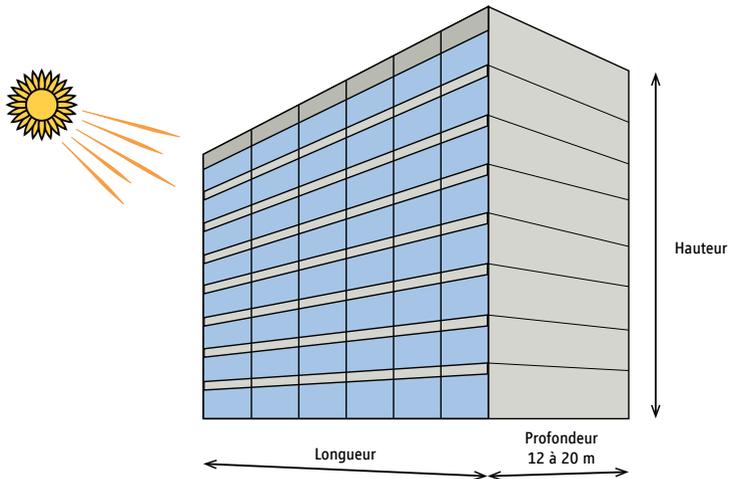


Figure 9 : Dimensions générales d'un bâtiment

Sur un plancher, la zone en premier jour, éclairée naturellement par la façade la plus proche, est située dans la bande d'une profondeur égale à 2 fois la hauteur du niveau. Toutes les zones situées en dehors de cette bande nécessitent un éclairage artificiel quelle que soit l'heure de la journée (Figure 10). Pour une profondeur de 12 m, pratiquement toute la surface du plancher est ainsi en zone d'éclairage naturel (Figure 11) : son aménagement peut alors s'articuler autour d'une bande centrale d'environ 1,4 m de largeur, pour la circulation, avec une répartition des espaces de travail de part et d'autre, d'un peu plus de 5 m de largeur. Pour une profondeur de 18 m à 20 m, une part importante de la surface du plancher ne bénéficie plus de l'éclairage naturel, ce qui conduit à l'organisation typique suivante (Figure 12) :

- les deux bandes de 5 m de profondeur environ, en premier jour, pour les espaces de travail individuels ;
- suivies de deux bandes d'environ 1,4 m de profondeur, pour la circulation ;
- au centre desquelles se trouve la bande restante, de 5 à 7 m de largeur, sans éclairage naturel, généralement consacrée aux zones communes : local pour les machines, salles de réunion, sanitaires...

Les organisations ainsi proposées peuvent aussi bien être prévues en plateaux libres (bureaux paysagers) qu'avec des cloisonnements.

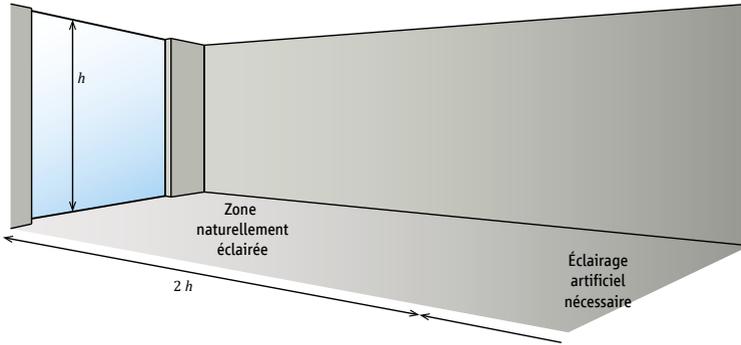


Figure 10 : Zones d'éclairage en fonction de la distance à la façade la plus proche

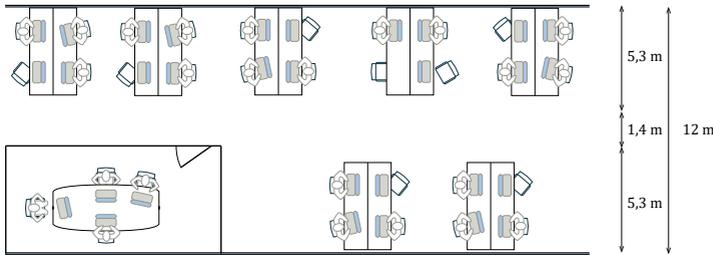


Figure 11 : Organisation d'un plancher avec une profondeur de 12 m

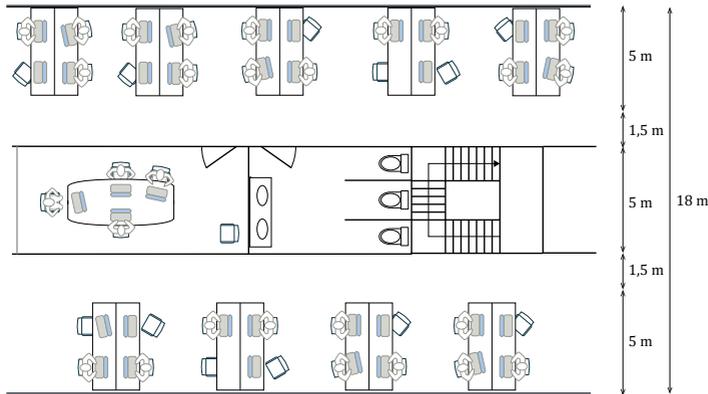


Figure 12 : Organisation d'un plancher avec une profondeur de 18 m

Ces premières considérations sur la distribution des surfaces supposent un plan général rectangulaire. Dans la pratique, en fonction des contraintes du projet et en particulier de la forme de la parcelle, des géométries plus complexes doivent souvent être adoptées. Toutefois, dans la plupart des cas, il est toujours possible par un découpage adéquat de se ramener à une série de blocs de forme sensiblement rectangulaire, définis par la présence des façades assurant

2 - Conception générale du bâtiment

l'éclairage naturel des plateaux. La *Figure 13* montre quelques exemples de formes en plan plus complexes, se ramenant in fine à des sous-ensembles rectangulaires. Lorsque la plus petite des dimensions en plan est supérieure à 20 m, il est en général nécessaire de créer des atriums, pour amener l'éclairage naturel au centre du bâtiment (*Figure 14*).



Lorsqu'une conception parasismique est exigée, il est général judicieux de prévoir des joints de fractionnement pour ramener une forme en plan complexe à une série de plans rectangulaires – cf. § 2.7.3.

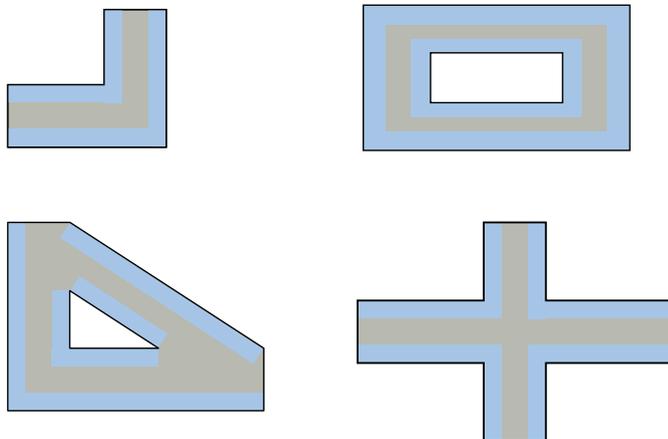


Figure 13 : Des formes plus ou moins complexes, néanmoins toujours basées sur une répartition rectangulaire

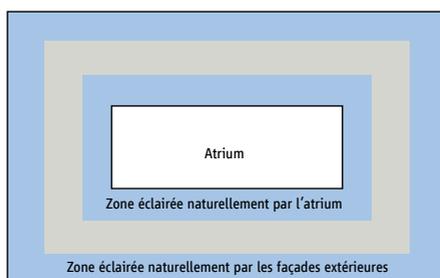


Figure 14 : Apport d'éclairage naturel au centre d'un plancher par la création d'un atrium



Figure 15 : Exemple de plancher avec éclairage naturel

© Arnaud Dubois Fresney

Conception des bâtiments multi-étagés à ossature métallique ou mixte

2.2.2 Hauteur

La hauteur joue un rôle important dans la conception d'un bâtiment multi-étagé. Elle a en outre un impact direct sur les coûts de la structure (façades, fondations, équipements) et sur ceux liés à l'exploitation du bâtiment (ascenseurs, contrôle de l'air, déperditions thermiques...). Elle doit être appréhendée d'une part pour la hauteur globale du bâtiment lui-même et d'autre part pour la hauteur de chaque niveau, avec bien entendu une interaction forte entre ces deux paramètres.

La hauteur totale du bâtiment est fortement influencée par des contraintes extérieures. Il convient aussi de prendre en compte :

- les règles locales d'urbanisme, qui fixent les limites à ne pas dépasser. Pour la ville de Paris par exemple, la règle générale fixe une hauteur maximale de 25 m dans les quartiers centraux et de 31 m dans les quartiers périphériques, avec une dérogation à 37 m dans certains quartiers. À cela s'ajoute une règle dépendant de la largeur de la rue ;
- les réglementations incendie. Un bâtiment de bureaux bascule dans la catégorie des immeubles de grande hauteur « IGH » quand, d'après l'article R. 146-3 du Code de la construction et de l'habitation, le plancher bas du dernier niveau est situé, par rapport au niveau du sol le plus haut utilisable pour les engins des services publics de secours et de lutte contre l'incendie, à plus de 28 m. Un deuxième seuil est fixé pour une hauteur de 50 m pour ce même dernier plancher. Une classification IGH-W1 est alors retenue entre 28 m et 50 m et IGH-W2 au-delà de 50 m (Figure 16). Quelle que soit la classification, le passage en catégorie IGH entraîne un renforcement drastique des contraintes liées à la sécurité incendie, que ce soit pour les règles constructives ou pour les exigences d'exploitation.

2 - Conception générale du bâtiment

Un service de sécurité est ainsi nécessaire 24h/24 et 7j/7, ce qui conduit à des charges de fonctionnement importantes.

Le présent guide ne concerne que les bâtiments courants dont la hauteur du dernier niveau ne dépasse pas 28 m : les contraintes spécifiques liées aux IGH n'y sont pas abordées.



Pour un bâtiment d'habitation, le passage dans la catégorie des immeubles de grande hauteur (IGH) ne se fait qu'au-delà de 50 m de hauteur pour le dernier niveau.

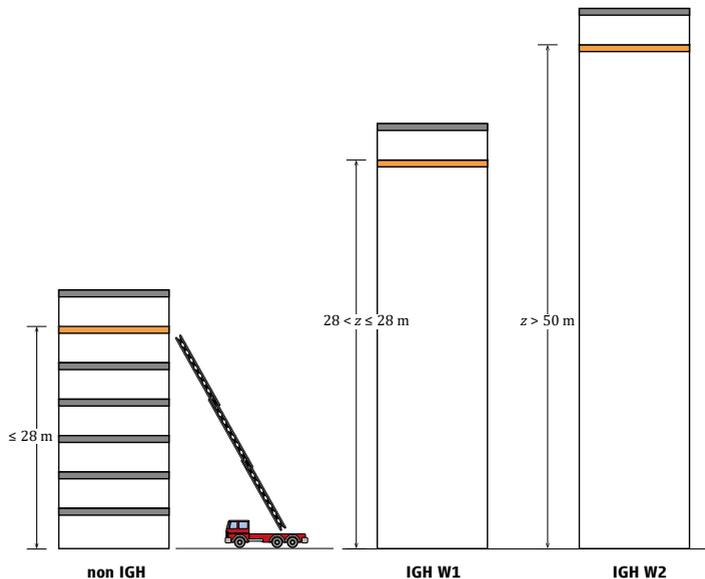


Figure 16: Classifications en IGH pour les bâtiments de bureaux

La hauteur d'un niveau se mesure entre les arases de deux planchers consécutifs, où l'arase est définie comme étant le niveau supérieur de la dalle de finition d'un plancher. Cette hauteur se décompose en prenant en compte les parties suivantes constituant un niveau (Figure 17) :

- le complexe de plancher, qui comprend à la fois le plancher et les retombées des poutres porteuses. Au stade de l'esquisse, ce volume doit généralement être considéré comme inaccessible;
- le plénum technique ou faux plafond, sous le complexe de plancher, est dédié dans les bâtiments de bureaux au passage des réseaux principaux, essentiellement pour la ventilation mécanique et le contrôle de la température (chauffage et climatisation);
- dans certains cas, un faux plancher peut être mis en place au-dessus du complexe de plancher, pour la distribution des réseaux de courants faibles auprès des espaces de travail (alimentation électrique, réseaux informatiques et téléphoniques);
- la hauteur restante, entre le plénum et la dalle ou le faux plancher, constitue le volume utile exploitable par l'occupant de l'immeuble.

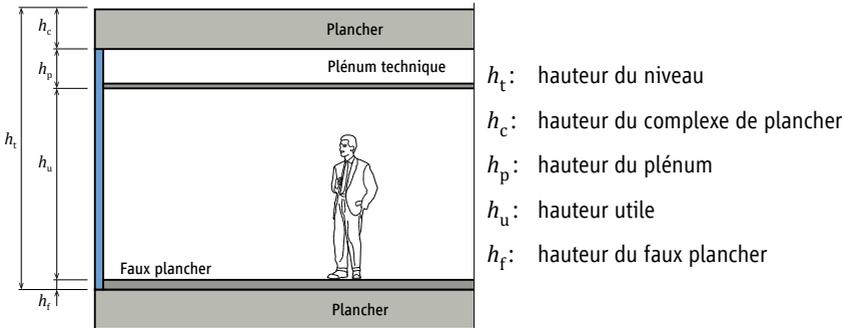


Figure 17 : Décomposition des hauteurs d'un niveau

Pour les bâtiments de bureaux courants, les ordres de grandeur suivants peuvent être proposés :

- la hauteur utile se situe généralement entre 2,5 et 3 m ;
- l'épaisseur du complexe de plancher pour une portée standard de 12 m entre poteaux est d'environ 600 mm ;
- la hauteur entre niveaux est comprise entre 3,6 et 4 m (cf. [Tableau 1](#)) ;
- les hauteurs associées aux plénums ou aux faux plafonds varient en fonction des équipements techniques prévus (cf. [Tableau 2](#)).

Type de bâtiments	Hauteur de niveau
Bureaux de standing	4 à 4,2 m
Bureaux courants	3,6 à 4 m
Habitations	3 à 3,3 m

Tableau 1 : Hauteurs de niveau

Type d'équipements	Hauteur nécessaire
Planchers techniques surélevés	150 à 200 mm
Air conditionné	400 à 500 mm
Électricité et faux plafonds	120 à 250 mm

Tableau 2 : Hauteurs de plénums et de faux plafonds

D'un point de vue économique, le choix de la hauteur d'un niveau se traduit par plusieurs conséquences. D'une manière générale, pour une portée identique, la solution technique la plus économique ne conduit pas à celle avec la hauteur de complexe technique (complexe de plancher + plénum technique) la plus faible. En d'autres termes, la solution avec la hauteur de complexe technique la plus faible revient plus cher que la solution économiquement optimale. Cette comparaison n'intègre que le coût de la solution de plancher (dalle et poutres). Pour être complet, le bilan économique devrait aussi prendre en compte le bénéfice économique procuré par une réduction de la hauteur de niveau, par exemple grâce à la diminution des surfaces de façades et des descentes de charges.

2 - Conception générale du bâtiment

Lorsque la hauteur globale du bâtiment est contrainte, soit par les règles locales d'urbanisme soit par la réglementation incendie, la réduction de la hauteur des niveaux peut devenir le facteur d'optimisation économique du projet. Sur la *Figure 18* est représentée l'évolution de la hauteur combinée du complexe de plancher et du plénum, en fonction de la portée. La solution la moins chère et la solution la moins haute sont proposées, avec ou sans poteau intermédiaire. On peut observer sur cette figure que les solutions les moins hautes sont en général obtenues à partir de poutrelles cellulaires. En effet, les ouvertures pratiquées dans les âmes permettent le passage des gaines techniques et réduisent la hauteur nécessaire du plénum (cf. § 4.6).

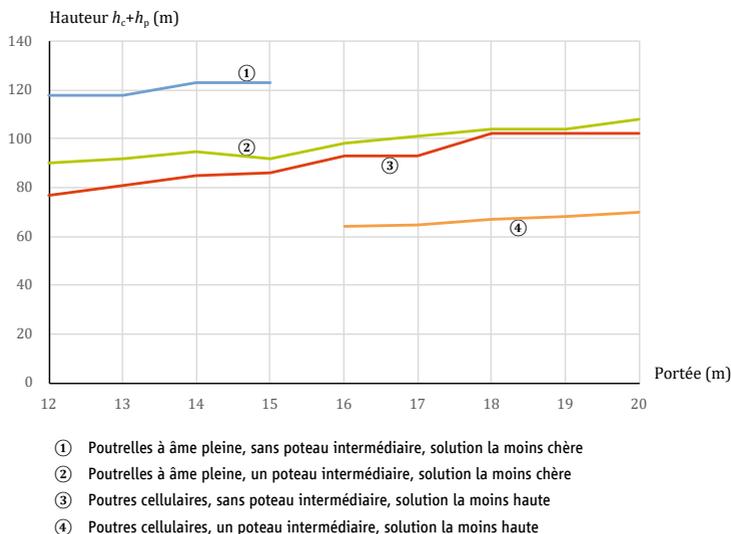
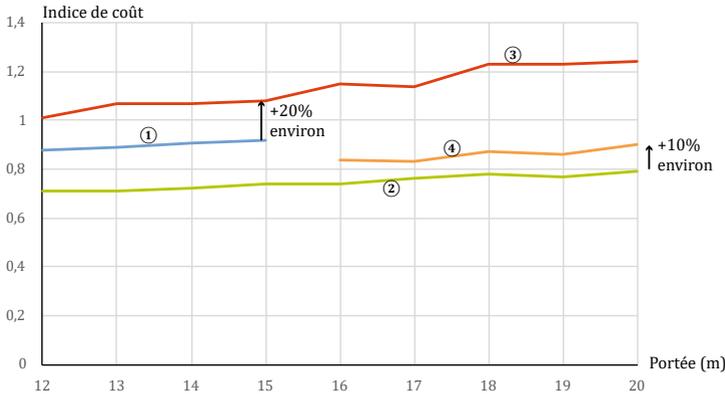


Figure 18 : Évolution des hauteurs de planchers en fonction de la portée (source IronBIM)

Entre la solution la moins chère et celle la moins haute, la *Figure 18* montre qu'un gain de 40 cm environ peut être obtenu, à portée comparable. Pour un bâtiment en R+7, une solution traditionnelle économique de 3,8 m pour les étages et de 4,2 m pour le rez-de-chaussée conduit à une hauteur totale du bâtiment juste inférieure au plafond de 31 m mentionné pour les arrondissements périphériques de Paris (*Figure 20*). En réduisant la hauteur de chaque étage de 40 cm grâce à l'adoption d'une solution de plancher avec poutrelles cellulaires, il est possible d'obtenir un bâtiment R+8 de 31 m de hauteur, toujours dans les limites autorisées. D'après la *Figure 19*, le surcoût correspondant de la structure est d'environ 10 à 20 %. En considérant que le lot structure représente environ 15 % du coût global d'un projet, le surcoût ramené au coût final du bâtiment est in fine de 1,5 à 3 %. Le gain de surface exploitable et monnayable représente 15 % pour les étages, hors rez-de-chaussée, ce qui montre immédiatement l'intérêt économique de cette approche.

La même démarche peut être reproduite pour tous les projets pour lesquels la hauteur globale est contrainte, en particulier pour les bâtiments se trouvant juste à la limite du seuil de classification en IGH.



- ① Poutrelles à âme pleine, sans poteau intermédiaire, solution la moins chère
- ② Poutrelles à âme pleine, un poteau intermédiaire, solution la moins chère
- ③ Poutres cellulaires, sans poteau intermédiaire, solution la moins haute
- ④ Poutres cellulaires, un poteau intermédiaire, solution la moins haute

Note : l'indice de coût est relatif au coût unitaire par m²

Figure 19: Évolution des coûts en fonction de la portée (source IronBIM)

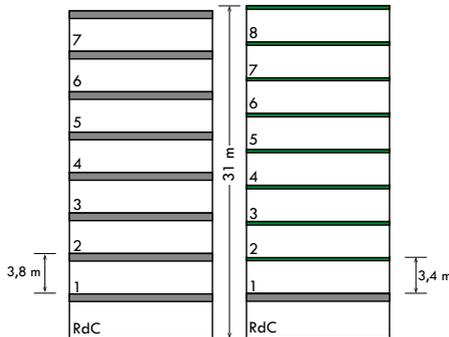


Figure 20: Deux solutions à hauteur totale contrainte

2.3 Trame intérieure

2.3.1 Principes généraux

Choisir la trame d'un bâtiment revient à définir la disposition des poutres qui ramènent les charges exercées sur la structure jusqu'aux poteaux et la position de ces derniers. Les poteaux sont les éléments porteurs de la structure assurant la descente des charges jusqu'aux fondations. Le terme de trame est utilisé car pour un bâtiment courant, les poteaux sont placés avec un espacement régulier dans les deux directions horizontales. Cet arrangement correspond à un réseau de files de poteaux perpendiculaires.

2 - Conception générale du bâtiment

La trame dépend essentiellement des orientations principales longitudinale et transversale du bâtiment. Il est aussi nécessaire de prendre en compte l'interaction importante qui existe entre le matériau de construction et la définition de la trame. Il est en effet essentiel, dès la phase esquisse (§ 2.1.2), de définir une trame compatible et cohérente avec les propriétés et les qualités de matériau envisagé. Le choix d'une structure métallique permet une portée courante de 12 m entre poteaux, qui peut facilement être augmentée jusqu'à 15 m et au-delà par l'adoption d'une construction mixte acier-béton et jusqu'à une vingtaine de mètres avec des poutres cellulaires mixtes.

Un projet basé sur une ossature métallique permet donc de libérer des grands plateaux libres de tout poteau intermédiaire. Les futurs aménagements gardent alors une grande souplesse et la reconversion au gré des occupants successifs en est grandement facilitée. L'emploi de poteaux intermédiaires peut, par contre, être pertinent lorsqu'il est possible d'intégrer ces derniers à des parois internes qui seront conservées durant toute la vie du bâtiment. C'est le cas par exemple des bâtiments d'habitation, pour lesquels des portées de 6 m peuvent suffire. Le concepteur peut alors choisir indifféremment parmi plusieurs solutions de matériaux de construction.

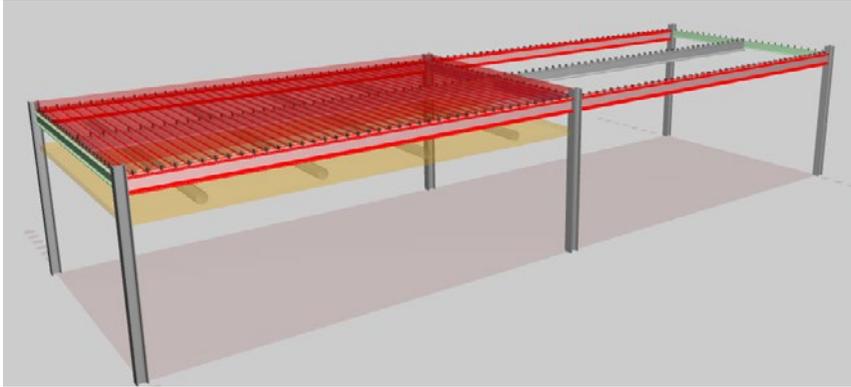
La définition de la trame du bâtiment de bureaux repose sur quelques règles simples. Dans la direction des façades d'un bâtiment de bureaux, l'espacement entre poteaux est généralement choisi comme un multiple de 1,35 m. L'origine de cette valeur est historique et n'a plus de réelles justifications techniques, si ce n'est que la filière est restée organisée autour de cette valeur, en particulier pour les éléments de façade. Le **Tableau 3** donne les entraxes entre poteaux en fonction du nombre de modules de façade de 1,35 m de large positionnés entre les poteaux. En règle générale, la portée transversale entre poteaux décroît quand la portée principale augmente : pour une portée principale de 18 m, l'écartement des poteaux en façade sera de l'ordre de 4 m. Il peut être augmenté au-delà de 6 m pour des portées principales autour de 12 m.

Nombre d'unités en façade	Entraxe des poteaux
3	4,05 m
4	5,40 m
5	6,75 m
6	8,1 m

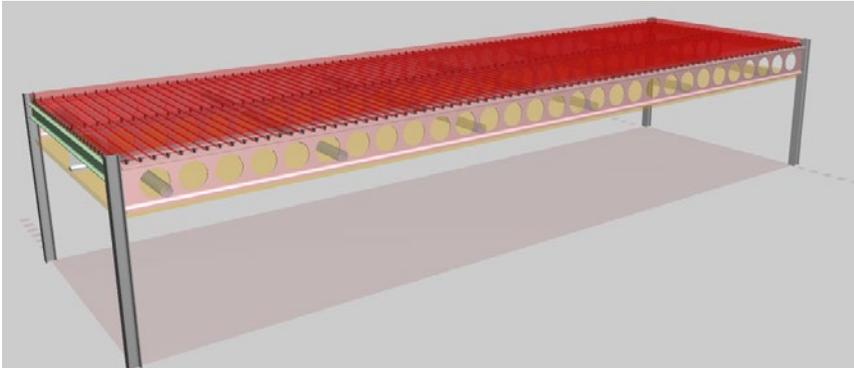
Tableau 3 : Choix de la trame en façade

Dans la direction perpendiculaire aux façades, correspondant à la profondeur du bâtiment, une portée de 12 m peut être facilement envisagée pour des charpentes métalliques. En considérant les contraintes architecturales et d'exploitation des planchers, cette portée peut être augmentée jusqu'à 20 m environ. En fonction de la largeur du bâtiment, des planchers sans ou avec une seule ou deux files de poteaux intermédiaires peuvent être envisagés. En règle générale, le coût unitaire de la structure par m² de plancher augmente avec la portée entre poteaux (**Figure 19**). Un exemple de trame, avec une distance entre façades de 18 m, est présenté sur la **Figure 21 a**) pour une solution classique avec un poteau intermédiaire (portée entre poteaux de 9 m) et sur la **Figure 21 b**) pour la solution avec poutres cellulaires permettant de franchir les 18 m sans poteau intermédiaire, en gardant la même hauteur d'étage et la même hauteur utile.

Dans la mesure du possible, il convient de toujours aligner les poteaux intérieurs sur la trame définie par la position des poteaux en façade. De même, en présence d'un atrium, les poteaux sur les façades de ce dernier doivent être alignés sur la trame générale. Enfin, il est préférable de définir les dimensions du bloc (ou des blocs) assurant la circulation verticale entre les niveaux (ascenseurs, escaliers, réseaux) calées sur la trame des poteaux (cf. § 2.4). Bien évidemment, il n'est pas toujours possible de respecter toutes ces règles d'alignement. Dans ce cas, un système de poutraison particulier permet de compenser les désalignements.



a) 5,4 m en façade, 2 x 9 m en profondeur, solution de poutres mixtes à âme pleine



b) 5,4 m en façade, 18 m en profondeur sans poteaux intermédiaires, solution de poutres mixtes cellulaires

Figure 21 : Exemples de trames pour un bâtiment avec une profondeur de 18 m - © IronBIM



L'outil IronBim est une application internet gratuite pour aider à la conception de la trame des bâtiments courants. Il comprend deux utilitaires. Le premier est une plateforme internet d'utilisation gratuite, accessible à l'adresse www.ironbim.eu. Ce prescripteur permet de définir la solution structurale optimale pour concevoir une trame de planchers entre façades opposées. Les solutions fournies par l'application sont celles avec le coût unitaire le plus bas ou avec la hauteur de complexe technique la plus faible. Très peu de paramètres sont à définir par l'utilisateur : la portée totale, l'espacement entre poteaux de façade, la hauteur du plénum, celle d'un niveau et les charges prévues sur les planchers. Plusieurs typologies de plancher sont possibles ainsi que la définition d'une travée avec ou sans poteau intermédiaire.

Le second utilitaire est un module plugin pour le logiciel Revit, qui permet de dimensionner automatiquement et de créer la maquette numérique du bâtiment, à partir des résultats issus du prescripteur internet.

Les exemples de la *Figure 21* ont été générés à l'aide de l'outil IronBIM.

2.3.2 Principales configurations de la trame intérieure

L'organisation d'une trame intérieure repose sur la disposition des éléments porteurs suivants :

- les poteaux ;
- les poutres, qui sont les porteurs horizontaux dont les extrémités sont supportées par des poteaux ;
- et les solives, qui sont des porteurs horizontaux appuyés à leurs extrémités sur des poutres perpendiculaires.

Les poutres supportant des solives sont dites poutres principales.

Une configuration de trame sans solive est présentée sur la *Figure 22*. Les poutres sont toutes orientées perpendiculairement à l'axe principal du bâtiment. En l'absence de poteau intermédiaire, leur portée est égale à la profondeur du bâtiment. Pour réduire la hauteur des poutres, et donc in fine la hauteur totale du système de plancher (cf. § 5.1) et son coût, il est possible de placer un ou deux poteaux intermédiaires. On perd alors en liberté d'aménagement de la surface du plancher.

Le sens porteur de la dalle est orienté perpendiculairement aux poutres, et donc dans la direction principale du bâtiment. Par conséquent, l'entraxe entre les poteaux est limité par la portée maximale du système de plancher adopté, soit en général entre 2,7 à 5,4 m. La portée courante est de 2,7 m. Pour des portées plus importantes, des configurations plus pénalisantes de bacs ou d'étaie doivent être adoptées.

Cette configuration conduit donc à un espacement relativement faible des poteaux, avec une trame serrée. Elle nécessite aussi un plus grand nombre de pieds de poteaux et de points de fondation. Par contre, la descente de charge dans les poteaux est plus faible, ce qui permet de réduire leurs sections et de les intégrer visuellement dans la façade.

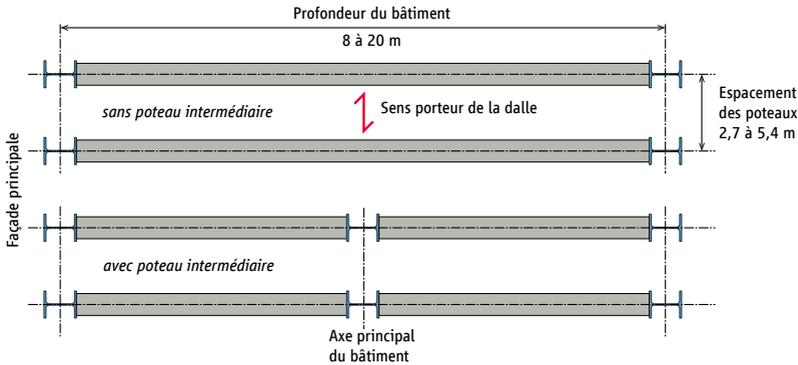


Figure 22 : Configurations de trame sans solive

Pour réduire le nombre de poteaux et donc augmenter leur espacement, il est possible d'adopter la configuration représentée sur la [Figure 23](#), avec des solives perpendiculaires à l'axe du bâtiment et parallèles aux poutres. Des poutres principales sont alors disposées entre les poteaux, parallèlement à l'axe du bâtiment, pour supporter la ou les solives. Le plancher prend appui sur les poutres et les solives, son sens porteur reste orienté parallèlement à l'axe du bâtiment. L'entraxe entre solives et poutres reste gouverné par la portée maximale du système de plancher adopté. Comme précédemment, un entraxe de 2,7 à 5,4 m doit être considéré. En fonction du nombre de solives et des charges de plancher, des entraxes entre poteaux jusqu'à 7 à 8 m peuvent être envisagés.

Cette configuration peut être utilisée avec ou sans poteau intermédiaire.

2 - Conception générale du bâtiment

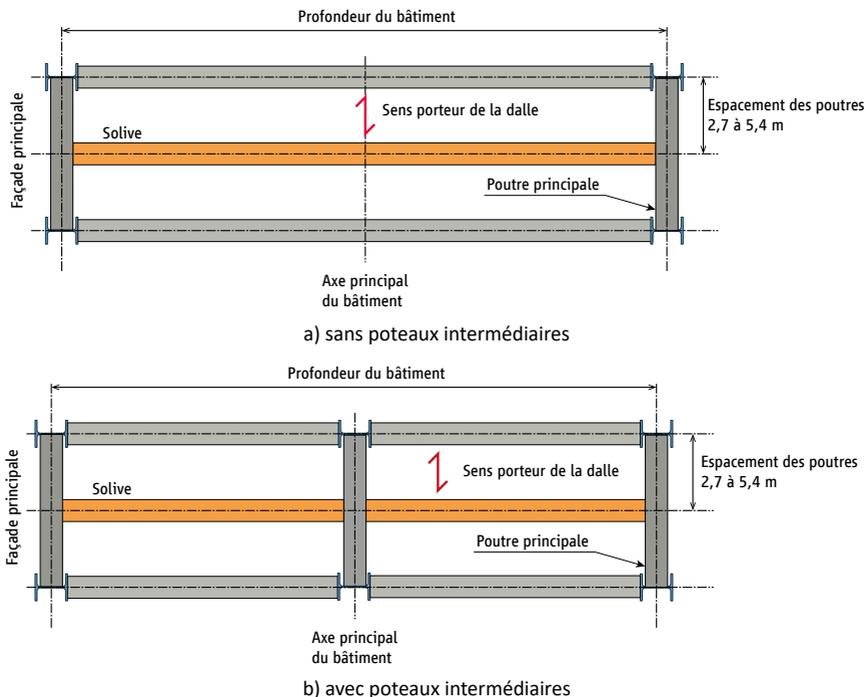


Figure 23 : Configurations de trame avec solives perpendiculaires à l'axe du bâtiment

La Figure 24 montre une autre configuration de trame, avec ou sans poteaux intermédiaires, permettant des entraxes entre poteaux relativement importants. Dans cette disposition, les solives sont orientées parallèlement à l'axe du bâtiment. La dalle est supportée par les solives et son sens porteur est donc perpendiculaire à l'axe du bâtiment. Le nombre de solives dépend de leur entraxe et donc de la portée maximale du système de plancher adopté. L'entraxe entre poteaux ne dépend plus du système de plancher mais uniquement de la portée de la poutre parallèle aux solives. Des valeurs jusqu'à 10,8 m peuvent être envisagées, mais il faut toutefois garder à l'esprit que les portées les plus longues se traduisent par des difficultés supplémentaires, relatives à l'étalement qu'il devient impossible d'éviter ou à la dimension du profilé transversal qui doit être augmentée pour éviter les déformations de la façade.

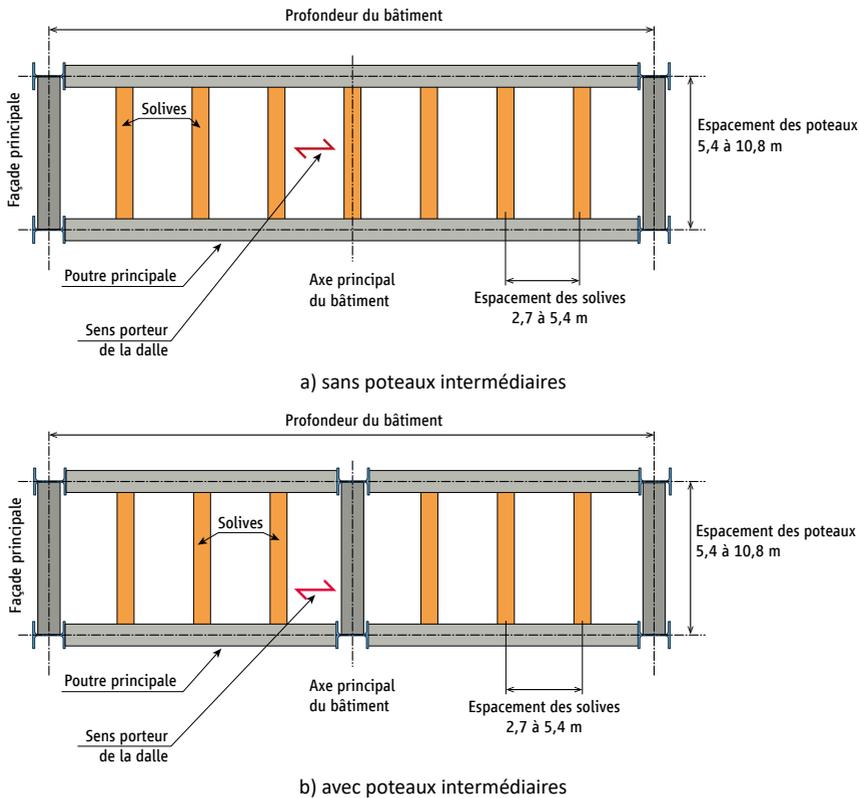


Figure 24: Configurations de trame avec solives parallèles à l'axe du bâtiment

2.4 Noyaux

Dans un bâtiment multi-étagé, il est nécessaire d'assurer la circulation verticale des personnes par des escaliers et des ascenseurs. En France, dans un bâtiment neuf, l'obligation de prévoir l'installation d'un ou plusieurs ascenseurs dépend de la destination des locaux et du code qui s'y rattache :

- pour un bâtiment d'habitation, un ascenseur est obligatoire pour les bâtiments comportant plus de 2 étages au-dessus ou en dessous du rez-de-chaussée (article R. 162-3 du Code de la construction et de l'habitation) ;
- pour un bâtiment de bureaux, tous les lieux de travail doivent être accessibles aux personnes handicapées (article R. 4214-26 du Code du travail) ;
- pour les établissements recevant du public (ERP), il convient d'installer un ascenseur lorsque l'effectif du public admis sur un niveau dépasse 50 personnes (100 personnes pour les établissements d'enseignement – cf. arrêté du 20 avril 2017).

2 - Conception générale du bâtiment

Le noyau permet de positionner les ascenseurs et les escaliers. Il sert aussi à assurer le passage des gaines techniques pour desservir les niveaux en énergie, fluides et réseaux informatiques par des canalisations et des réseaux. On dispose généralement le noyau au centre du bâtiment, car l'éclairage naturel n'y est pas nécessaire. La *Figure 25* montre la configuration idéale d'un noyau placé au centre d'un bâtiment et aligné sur la trame régulière de l'ossature.

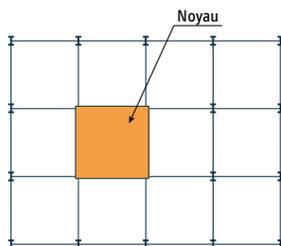


Figure 25: Noyau centré aligné sur une trame régulière

Si la trame ne le permet pas, le noyau est placé sur les façades les moins bien exposées (vis-à-vis, orientation, vue sur le paysage...). Le noyau peut aussi regrouper d'autres locaux ne nécessitant pas la lumière du jour, comme les archives, les sanitaires, les services communs, etc. (*Figure 26*)

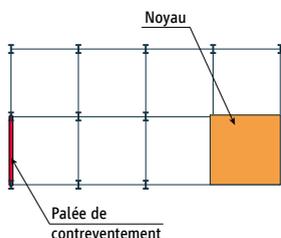


Figure 26: Noyau excentré sur trame régulière

D'un point de vue structural, le noyau est généralement utilisé pour assurer tout ou partie du contreventement latéral du bâtiment. Pour des bâtiments de petites dimensions, un seul noyau peut suffire pour assurer la stabilité latérale et en torsion du bâtiment (*Figure 27*). Pour les bâtiments plus importants, ou lorsque le noyau est excentré, une ou plusieurs palées de contreventement additionnelles sont généralement nécessaires (*Figure 26*). Dans les cas où deux noyaux sont requis, il est possible d'assurer entièrement le contreventement par ces derniers, tout en s'assurant des compatibilités de dilatation (§ 2.5).

Pour la plupart des bâtiments courants en charpente métallique, le noyau est réalisé en béton armé. Plus rarement, le noyau peut être constitué en charpente métallique, en général par des palées triangulées. Un noyau en béton armé présente l'avantage d'une très grande rigidité latérale. Il présente toutefois les quelques inconvénients suivants : les tolérances dimensionnelles des ouvrages en béton sont nettement plus élevées que celles requises pour la charpente métallique, le béton présente des déformations différées (retrait et fluage, voir le § 2.8.2). Ceci rend les liaisons de la charpente avec le noyau délicates à réaliser. En outre, le temps de réalisation d'un noyau en béton est plus long, ce qui rallonge d'autant le chantier.

Le § 6.2 donne des indications plus précises sur le contreventement vertical d'un bâtiment soit par un noyau en béton armé, soit par palées triangulées. La présence d'un noyau en béton armé nécessite le recours à des assemblages spécifiques pour ancrer la charpente dans le béton (cf. § 7.9).

Le nombre de noyaux est conditionné en grande partie par les dimensions générales du bâtiment et par la réglementation incendie relative à l'évacuation des personnes.

Le nombre, la position, les dimensions et le matériau du noyau sont fixés pendant la phase d'esquisse.



Figure 27: Exemple de bâtiment multi-étagé avec noyau central en béton armé

2.5 Joints de dilatation

2.5.1 Principe

Un joint de dilatation est une disposition constructive prévue entre deux parties d'un bâtiment afin de permettre des déplacements relatifs. Il peut être nécessaire pour contrôler :

- les effets des mouvements naturels des parties séparées par le joint, dus principalement aux dilatations thermiques ;
- et ceux du retrait (§ 2.8.2) pour les parties en béton, essentiellement les dalles de plancher.

En théorie, des déformations imposées mais bridées, qu'elles soient dues à des effets thermiques ou au retrait du béton, génèrent des contraintes qui peuvent créer des désordres dans la structure elle-même ou dans le second œuvre.

Dans le cas de bâtiments isolés par l'extérieur, les gradients thermiques qui affectent la structure sont en réalité assez faibles et les déformations d'origine thermique sont peu sensibles. À l'inverse, en présence de plancher béton, les déformations dues au retrait sont toujours présentes et des joints de dilatation peuvent s'avérer nécessaires.

La réalisation d'un joint de dilatation est toujours complexe en raison des nombreuses sujétions d'étanchéité. Il est possible d'éviter de recourir à des joints en prévoyant de vérifier la structure par le calcul.

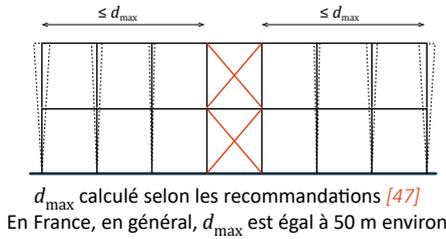
2.5.2 Implantation d'un joint de dilatation

En règle générale et en l'absence de calculs, la conception d'un bâtiment doit permettre une libre dilatation de l'ossature de part et d'autre des « points durs » constitués par les palées de contreventement. Pour un bâtiment stabilisé par des palées contreventées (ou par des noyaux en béton), il est d'usage de placer une palée par direction principale sensiblement au centre de la structure. Les déformations induites par les variations de température, et le cas échéant par les effets du retrait du béton, ne sont ainsi pas empêchées et ne génèrent pas de contrainte de bridage (*Figure 28 a*).

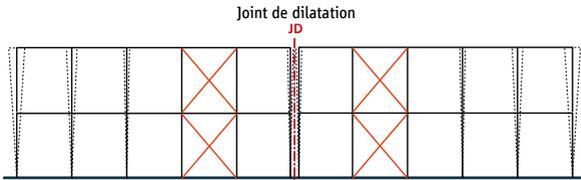
La longueur de l'ouvrage de part et d'autre du point dur, libre de se dilater ou se rétracter, est limitée à la valeur maximale au-delà de laquelle les déplacements de l'ossature sont susceptibles de conduire à des désordres esthétiques ou fonctionnels. Au-delà de cette limite, pour garder une ossature non bridée, il est nécessaire de scinder le bâtiment en deux parties, chacune avec sa palée de stabilité, et séparées par un joint de dilatation (*Figure 28 b*).

Lorsqu'une structure comprend deux « points durs », constitués par des palées de contreventement ou des noyaux en béton armé, la libre déformation des éléments entre ces deux points est empêchée, ce qui se traduit par des contraintes internes de bridage (*Figure 29 a*). Il est préférable d'éviter cette configuration. Si elle venait malgré tout à être adoptée, une étude particulière des effets thermiques et de ceux du retrait du béton devrait être effectuée.

En l'absence de calcul, pour les bâtiments à structure mixte acier-béton, les distances entre joints sont du même ordre de grandeur que pour les bâtiments métalliques. En effet, la présence d'une connexion entre la dalle et la charpente bride les déplacements de la dalle et annihile les effets les plus importants du retrait du béton. Pour une structure métallique, il est admis en France sans justification des bâtiments à ossature libre dont la longueur n'excède pas 50 m de part et d'autre d'une palée de contreventement [46] (*Figure 28 a*). Cette limite forfaitaire correspond au climat semi-continental tempéré français. Des climats plus doux peuvent conduire à des règles moins exigeantes : la limite est ainsi de 75 m au Royaume-Uni (cf. [46]).

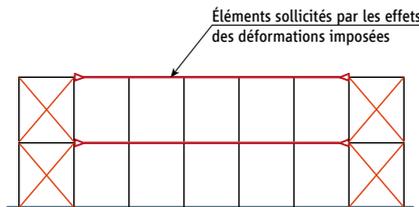


a) Bâtiment à une seule palée de contreventement

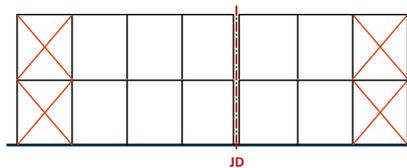


b) Bâtiment à deux palées de contreventement

Figure 28: Ossatures libres



a) configuration à éviter



b) séparation par un JD

Figure 29: Ossatures avec stabilités aux extrémités

Au-delà de cette limite, il est recommandé d'introduire des joints de dilatation permettant d'absorber les effets de la dilatation thermique. En l'absence de ceux-ci, une étude particulière doit être conduite pour évaluer les contraintes induites dans la structure par les déformations imposées.

Lorsque le bâtiment comporte des dalles en béton supportées par des poutres mixtes, c'est-à-dire que les dalles et les profilés travaillent ensemble par le biais de connecteurs – cf. § 4.5, les effets du retrait ne peuvent pas se propager en raison du bridage de la dalle sur la charpente.

2 - Conception générale du bâtiment

Dans ce cas, les recommandations [47] publiées en 2022 donnent les règles de calcul de la distance maximale entre joints de dilatation.

Ces dispositions peuvent encore être appliquées en l'absence de poutres mixtes, quand la dalle est connectée à la charpente pour la réalisation d'un diaphragme horizontal (cf. § 6.3.4).

Si par contre les dalles en béton (dalle pleine ou dalle mixte) ne sont pas connectées à la charpente, il faut envisager des joints pour la dalle (qui ne sont pas forcément des joints pour le bâtiment) en suivant les prescriptions de la norme NF EN 1992, c'est-à-dire environ tous les 20 à 30 m. Il est utile de préciser que les clous ou vis de fixation du bac acier, utilisés pour le maintien en phase de chantier, ne peuvent pas être considérés comme des connecteurs et doivent être négligés dès lors que le béton a atteint ses caractéristiques normales.

Dans le cas où des joints de dilatation sont mis en œuvre, ils doivent être positionnés, dans la mesure du possible, pour diviser le bâtiment en sous-ensembles avec des formes régulières. Si le bâtiment a une forme en L, en T, en U ou s'il présente une cour intérieure, il convient de placer les joints de dilatation au niveau des décrochements horizontaux et verticaux.

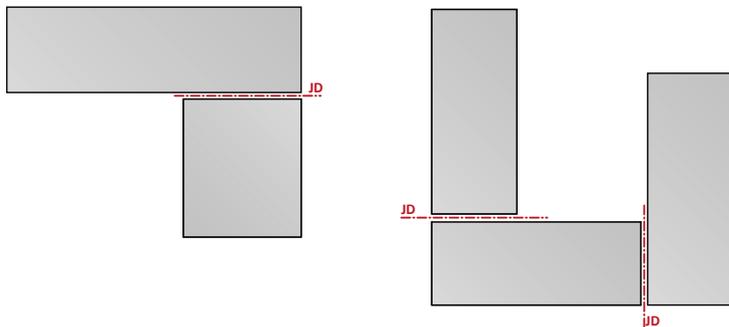


Figure 30: Exemples d'emplacements de joints de dilatation à privilégier (vue en plan)

2.5.3 Réalisation

L'épaisseur d'un joint de dilatation thermique est généralement de l'ordre de 2 cm. Lorsqu'un joint de dilatation est nécessaire, la disposition la plus efficace consiste à dédoubler une ligne de poteaux de manière à créer deux blocs totalement indépendants. Cette solution est toutefois onéreuse car elle implique d'ériger des éléments porteurs supplémentaires (Figure 31).

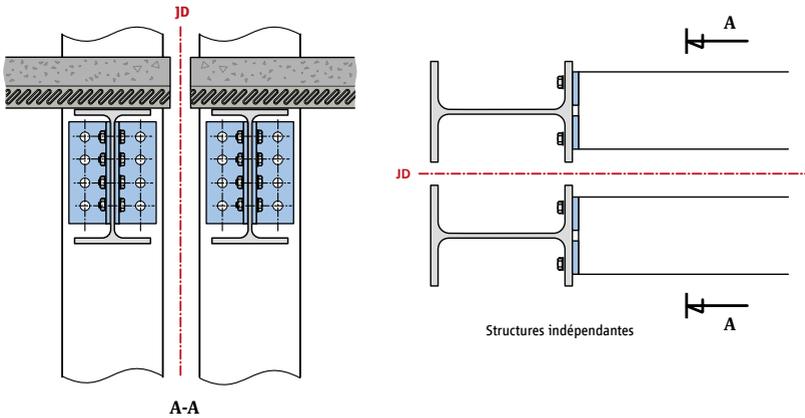


Figure 31: Joint de dilatation avec poteaux dédoublés

À des fins d'économie, il est possible de créer un joint de dilatation en libérant un degré de liberté en translation au niveau des attaches de poutres. Il s'agit d'une pratique courante qui peut être obtenue avec l'adoption d'un appui glissant, par exemple avec un appui en élastomère fretté, qui permet dans ce cas la reprise d'efforts plus importants (Figure 32). Ces systèmes d'appui, composés d'un élastomère laminé épais (avec plaques de renforcement en acier collées entre les couches d'élastomère), permettent le déplacement horizontal par déformation en parallélogramme de la couche élastomère. L'épaisseur de l'élastomère est déterminée en fonction de la charge verticale et des exigences de rotation et de déplacements horizontaux. Le coût de ce type d'appui est plus élevé. En raison de l'excentrement qu'implique cette disposition, il convient de prendre en compte, pour le dimensionnement du poteau, les moments additionnels induits.

Pour les bâtiments courants, une disposition avec un appui glissant métal sur métal, sans élastomère, peut s'avérer suffisante.

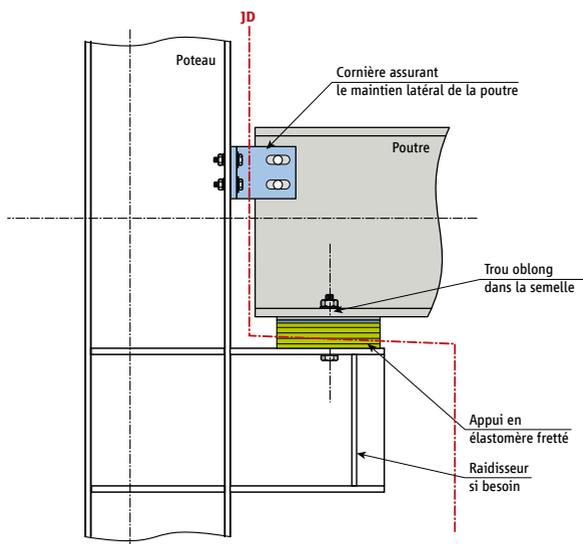


Figure 32: Joint de dilatation avec appui en élastomère fretté

2.5.4 Joint de fractionnement parasismique

En conception parasismique (cf. § 2.7), les joints de dilatation doivent être traités comme des joints de fractionnement sismique. Il est alors nécessaire de les élargir afin d'éviter que les parties du bâtiment, de part et d'autre du joint, n'entrent en contact lors d'un séisme. L'annexe nationale de la norme NF EN 1998-1 impose dans ce cas un minimum de 4 cm.

Indépendamment des joints de dilatation, des joints de fractionnement supplémentaires peuvent également être utilisés dans le but de découper le bâtiment en formes plus simples.

2.6 Sécurité et protection incendie

2.6.1 Généralités

Malgré toutes les précautions prises, le déclenchement d'un incendie reste une éventualité qui ne peut pas être écartée. Plusieurs stratégies peuvent être prévues pour s'opposer à la survenue ou au développement incontrôlé d'un feu : prévention, détection et extinction rapide. L'expérience montre toutefois qu'il peut arriver que toutes ces barrières soient dépassées, de sorte qu'un incendie peut prendre de l'ampleur dans un bâtiment. Dans cette hypothèse, les températures au sein des pièces où le feu se développe augmentent rapidement, ce qui se traduit par un échauffement des éléments porteurs exposés au feu. Compte tenu de la détérioration des propriétés des matériaux de construction avec les températures croissantes, une ruine totale ou partielle de la structure peut survenir et si cela se produit de manière inappropriée, la sécurité des personnes (occupants ou équipes de secours) pourrait être compromise.

En France, le risque incendie dans les bâtiments est régi par la réglementation, c'est-à-dire que les règles de conception et les objectifs de performance sont définis par les pouvoirs publics. Pour ce qui concerne le comportement au feu des ouvrages, deux aspects principaux sont traités : la réaction au feu, qui caractérise la contribution qu'un matériau est susceptible d'apporter au développement et à la propagation d'un incendie, et la résistance au feu qui concerne l'aptitude des éléments porteurs de construction à assurer leur rôle, malgré l'élévation importante des températures.

Afin de démontrer le respect des objectifs de performance en matière de résistance au feu, les normes s'appuient principalement sur une courbe donnant la température en fonction du temps (courbe ISO 834, cf. *Figure 34*). Cette courbe dite « d'incendie conventionnel » ou « feu normalisé » ne reflète pas le scénario d'un incendie réel, qui reste un phénomène très aléatoire et difficile à représenter de manière générique. Bien qu'arbitraire, la courbe d'incendie conventionnel permet néanmoins une comparaison aisée des performances des matériaux soumis à des essais et de conduire les études de résistance à l'incendie sur une base commune.

Dans certains cas particuliers, par exemple les bâtiments abritant de grands volumes (hors bâtiments de stockage industriel), la courbe d'incendie conventionnel est très éloignée de ce qui se passe en réalité et son utilisation conduit à des mesures de protection disproportionnées par rapport aux risques réellement encourus. L'ingénierie de la sécurité incendie, mise au point depuis une vingtaine d'années, permet alors d'adopter des scénarios plus réalistes grâce auxquels une protection optimisée peut être justifiée. Elle se traduit en contrepartie par des études plus complexes, utilisant des courbes de feu réel.

2.6.2 Réaction au feu des matériaux de construction

La réaction au feu d'un matériau de construction caractérise sa combustibilité, c'est-à-dire la quantité d'énergie susceptible de se dégager par sa combustion, et son inflammabilité. L'arrêté du 21 novembre 2002 [56] définit sept classes de performance pour la réaction au feu des matériaux, avec pour chacune d'elles les critères de performance appropriés. Ces classes peuvent être regroupées de la manière suivante :

- les classes A1, A2 et B correspondent aux produits pas ou peu combustibles, pour lesquels un embrasement généralisé éclair (phénomène flashover en anglais) n'est pas à craindre ;
- les classes C, D et E sont associées aux produits plus ou moins combustibles, pouvant contribuer au phénomène redouté d'embrasement généralisé éclair ;
- la classe F représente les matériaux ou les produits ne pouvant pas faire l'objet de mesures de performance (matériau non classé).

Pour les classes A2 à D, un critère d'opacité des fumées est pris en compte (indice s1, s2 ou s3). Pour toutes les classes, un critère additionnel désigne la susceptibilité d'un matériau de produire des gouttes enflammées.

L'acier est un matériau incombustible et est classé dans la classe la plus performante A1.

2.6.3 Critères de résistance sous feu normalisé

La résistance au feu d'un élément est caractérisée par les normes européennes au moyen de trois critères de performance, exprimés en minutes (*Figure 33*) :

- la résistance mécanique, notée R, qui représente l'aptitude de l'élément à maintenir ses fonctions porteuses, malgré la présence du feu ;
- l'étanchéité, notée E, qui mesure l'aptitude d'un élément séparatif à empêcher le passage des flammes et des gaz chauds en cas d'exposition au feu sur l'un des deux côtés ;
- l'isolation, notée I, qui détermine l'aptitude d'un élément séparatif à limiter la montée en température de la face non exposée aux flammes. Pour assurer cette performance, l'élévation de la température de la face non exposée ne doit pas être en moyenne supérieure à 140 °K et ne doit en aucun point dépasser 180 °K.

En parallèle, les critères de résistance au feu français traditionnels sont encore couramment utilisés dans les projets de construction. Ils font notamment référence aux notions de stabilité au feu (SF), coupe-feu (CF) et pare-flammes (PF), tous exprimés en heures.

La correspondance entre les deux systèmes est la suivante :



- SF = R
- PF = E
- CF = EI ou REI

Quelle que soit la norme de référence, le classement d'un élément de construction s'effectue en associant un chiffre à chaque critère de performance, représentant la durée pendant laquelle l'élément répond aux critères associés en situation d'incendie. Pour les exemples suivants, les notations sont :

- poteau stable au feu pendant 1 h : R 60 (SF 1h) ;
- cloison coupe-feu pendant 1 h : EI 60 (CF1h) ;
- mur coupe-feu pendant 1 h 30 : REI 90 (PF1h30).

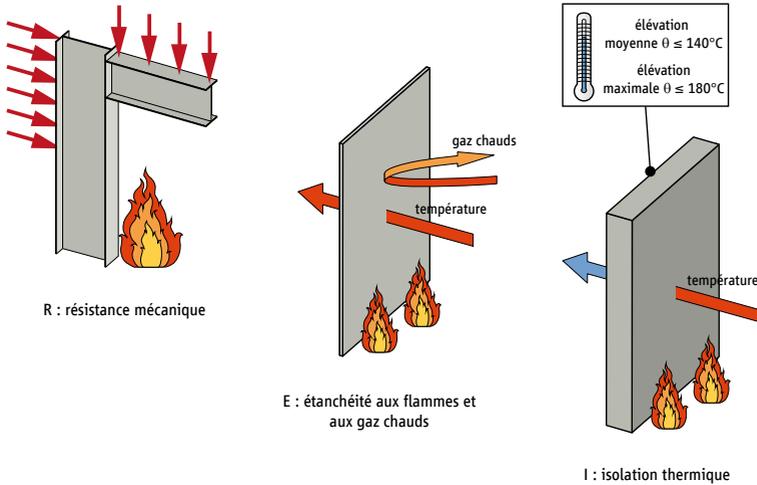


Figure 33 : Critères de résistance au feu

Il est important de rappeler que les durées mentionnées par ces critères de performance correspondent habituellement au comportement de l'élément exposé au feu normalisé, dont la température en fonction du temps suit la courbe représentée sur la [Figure 34](#). Cette courbe correspond à un consensus international, fournie par la norme ISO 834. Elle est issue de différents essais de feux dont le combustible était constitué de matières cellulosiques dans des volumes relativement faibles afin de reproduire les sollicitations thermiques induites par l'embrasement généralisé d'un incendie confiné au sein d'un bâtiment classique, de type bâtiment de bureaux.

La courbe du feu normalisé est caractérisée par une température qui augmente de façon continue avec le temps, avec un taux décroissant. Selon cette courbe, la température atteint 500°C en 3 minutes seulement, 800°C après 30 minutes et plus de $1\ 000^{\circ}\text{C}$ après 90 minutes.

Compte tenu de son caractère conventionnel, la courbe de montée en température du feu normalisé ne permet pas de représenter les sollicitations thermiques exactes pendant un incendie réel, notamment du fait qu'elle ne prend pas compte de la phase d'extinction et qu'elle est indépendante de la condition de ventilation. Elle permet toutefois une approche pratique et pertinente pour comparer la performance des éléments vis-à-vis du risque incendie.

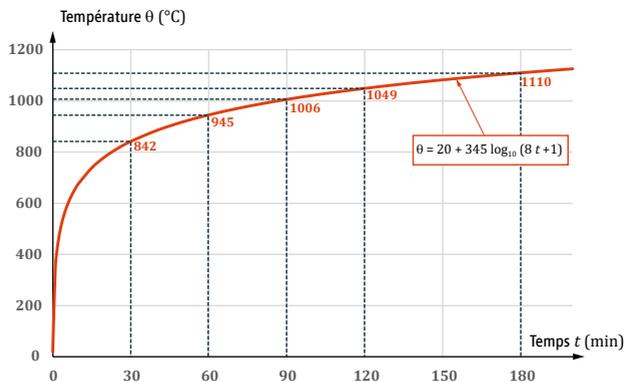


Figure 34 : Courbe de température des gaz en fonction du temps pour l'incendie normalisé ISO 834

2.6.4 Exigences réglementaires de résistance au feu

Pour ce qui concerne la sécurité incendie, les exigences s'appliquant à un bâtiment dépendent de sa destination et sont fixées par le ministère auquel il se rattache. Un bâtiment non industriel est soumis au moins à l'une des réglementations suivantes, décrites dans ce chapitre :

- réglementation relative aux établissements recevant du public (ERP) dépendant du ministère de l'Intérieur ;
- réglementation relative aux bâtiments d'habitation dépendant du ministère chargé du logement ;
- réglementation relative aux bâtiments assujettis au Code du travail dépendant du ministère chargé du travail.

Ce document ne couvre pas les immeubles de grande hauteur et les immeubles de très grande hauteur, qui font l'objet d'une réglementation spécifique dépendant du ministère de l'Intérieur.



Il ne couvre pas non plus les installations classées pour la protection de l'environnement (ICPE) dépendant du ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie.

Établissements recevant du public (ERP)

Les établissements recevant du public (ERP) sont définis par le Code de la construction et de l'habitation [49] comme étant les bâtiments, locaux et enceintes dans lesquels des personnes sont admises, soit librement, soit moyennant une rétribution ou une participation quelconque, ou dans lesquels sont tenues des réunions ouvertes à tout venant ou sur invitation, payantes ou non (cf. article R. 143-2). Sont considérées comme faisant partie du public toutes les personnes admises dans l'établissement à quelque titre que ce soit, en plus du personnel.

Les ERP sont classés en types d'après la nature de leur exploitation. On distingue de plus 5 catégories d'établissements (1^{re} à 5^e catégorie), scindées en deux groupes :

- le premier groupe pour les 1^{re} (au-dessus de 1 500 personnes), 2^e (de 701 à 1 500 personnes), 3^e (de 301 à 700 personnes) et 4^e (jusqu'à 300 personnes) catégories;
- le deuxième groupe pour la 5^e catégorie.



Le détail du décompte réglementaire du nombre de personnes au sein d'un ERP peut être trouvé dans l'article [86].

Les exigences réglementaires de résistance au feu d'un bâtiment abritant un ERP sont définies par l'arrêté du 25 juin 1980 [51]. Le **Tableau 4** en donne une synthèse pour les éléments de la structure. Plus de détails peuvent être trouvés dans l'annexe A de [71].

Établissement occupant la totalité du bâtiment	Établissement occupant partiellement le bâtiment	Catégorie d'ERP	Résistance au feu des éléments de structure
Simple rez-de-chaussée	Établissement à un seul niveau	1 ^{re} catégorie	Structure : R 30 Plancher : REI 30
		2 ^e catégorie	
		3 ^e catégorie	
		4 ^e catégorie	Aucune exigence
		5 ^e catégorie	
Plancher bas du dernier niveau à moins de 8 m du sol	Différence d'altitude entre les niveaux extrêmes de l'établissement ≤ 8 m	1 ^{re} catégorie	Structure : R 60 Plancher : REI 60
		2 ^e catégorie	Structure : R 30 Plancher : REI 30
		3 ^e catégorie	
		4 ^e catégorie	
		5 ^e catégorie	Aucune exigence
Plancher bas du dernier niveau à plus de 8 m et moins de 28 m du sol (*)	Différence d'altitude entre les niveaux extrêmes de l'établissement > 8 m	1 ^{re} catégorie	Structure : R 90 Plancher : REI 90
		2 ^e catégorie	Structure : R 60 Plancher : REI 60
		3 ^e catégorie	
		4 ^e catégorie	
		5 ^e catégorie	

(*) : Au-delà de 28 m de hauteur, la réglementation relative aux IGH s'applique

Tableau 4 : Exigences de résistance au feu applicables aux éléments de structure d'un ERP

Bâtiments d'habitation

En France, les bâtiments d'habitation sont classés en distinguant l'habitat individuel de l'habitat collectif et en prenant en compte l'indépendance des structures avoisinantes, le nombre de niveaux, la hauteur du plancher bas du logement le plus haut et l'accessibilité du bâtiment aux engins des services de secours. Ils sont répartis en quatre familles :

- **1^{re} famille** : habitations individuelles isolées ou jumelées à un étage sur rez-de-chaussée, au plus, habitations individuelles à rez-de-chaussée groupées en bande, habitations individuelles à un étage sur rez-de-chaussée, groupées en bande avec structures porteuses indépendantes de celles des habitations contiguës ;

2 - Conception générale du bâtiment

- **2^e famille** : habitations individuelles isolées ou jumelées de plus d'un étage sur rez-de-chaussée, habitations individuelles à un étage sur rez-de-chaussée seulement, groupées en bande avec structures porteuses non indépendantes, habitations individuelles de plus d'un étage sur rez-de-chaussée groupées en bande, habitations collectives comportant au plus trois étages sur rez-de-chaussée ;
- **3^e famille** : habitations dont le plancher bas du logement le plus haut est situé à 28 m au plus au-dessus du sol utilement accessible aux engins des services de secours et de lutte contre l'incendie ;
- **4^e famille** : habitations dont le plancher bas du logement le plus haut est situé à plus de 28 m et à 50 m au plus au-dessus du niveau du sol utilement accessible aux engins des services publics de secours et de lutte contre l'incendie.

Au-delà de la limite des 50 m de hauteur, la réglementation relative aux IGH s'applique.

Pour les bâtiments d'habitation, les exigences relatives à la résistance à l'incendie sont définies par l'arrêté du 31 janvier 1986 [52]. Elles sont résumées dans le *Tableau 5*.

Élément de structure	1 ^{re} famille	2 ^e famille	3 ^e famille	4 ^e famille
Éléments porteurs verticaux	R 15	R 30	R 60	R 90
Planchers	REI 15	REI 30	REI 60	REI 90

Tableau 5 : Exigences de résistance au feu applicables aux éléments de structure d'un bâtiment d'habitation

52

Bâtiments de bureaux

Les exigences en matière de stabilité au feu de la structure des immeubles de bureaux ou des établissements publics à caractère industriel et commercial sont définies par le Code du travail (articles R. 4216-24 et suivants) [53]. Les exigences ne portent que sur les bâtiments dans lesquels le plancher le plus haut est situé à plus de 8 m du niveau du sol (cf. *Tableau 6*).

Hauteur du plancher le plus haut / au niveau du sol	Résistance au feu
≤ 8 m	Aucune exigence
> 8 m	Structure: R 60 Plancher: EI 60 ou REI 60

Tableau 6 : Exigences de résistance au feu applicables aux éléments de structure d'un bâtiment de bureaux

2.6.5 Justification de la résistance au feu

Les moyens pouvant être appliqués afin de démontrer les performances de résistance au feu des structures sont définies par l'arrêté du 22 mars 2004 [58]. La justification d'un élément peut résulter :

- du résultat d'un essai de résistance au feu normalisé pour les produits, ouvrages ou éléments de construction. La réglementation fixe pour chaque type de produit, élément ou ouvrage des méthodes d'essais à utiliser et les classements qui en résultent. Les essais font l'objet de rapports d'essais produits par un laboratoire accrédité ;
- d'une analyse spécifique, prenant la forme d'un avis de chantier ou d'un avis sur étude, délivrée par un laboratoire agréé par le ministère de l'Intérieur ;
- d'une référence à un procédé de fabrication ou de construction approuvé ;
- d'une note de calcul s'appuyant sur des méthodes reconnues.

Lorsque la justification s'appuie sur des calculs, ces derniers doivent généralement être effectués conformément aux parties feu des Eurocodes structuraux : la norme NF EN 1991-1-2 [3] décrit les bases du calcul au feu ainsi que les règles nécessaires pour décrire les actions thermiques et mécaniques agissant sur les structures exposées au feu ; le calcul au feu des structures en acier est couvert par la NF EN 1993-1-2 [5] et celui des structures mixtes acier-béton par la NF EN 1994-1-2 [6]. L'application de ces normes permet de justifier principalement la capacité portante des éléments (critère R) en situation d'incendie.

L'évaluation de la résistance au feu des éléments de structure par un calcul aux Eurocodes peut être réalisée par des approches simplifiées et des modèles de calcul avancés.

Les méthodes de calcul par valeurs tabulées sont les plus simples d'application. Elles restent toutefois limitées à un ensemble très strict de conditions géométriques et aux conditions d'exposition à l'incendie normalisé. En raison de leur simplicité, elles conduisent à un dimensionnement des éléments qui se situe du côté de la sécurité.

Les méthodes de calcul simplifiées fournissent beaucoup plus de liberté dans le choix des éléments et des sections transversales pouvant être vérifiés. Bien qu'elles soient considérées comme simples, elles comportent toutefois un nombre important de paramètres qui peuvent rendre le calcul manuel relativement long, notamment pour les éléments de structure mixtes acier-béton. Comme pour les valeurs tabulées, la plupart des méthodes de calcul simplifiées, excepté celles applicables aux éléments métalliques, ne permettent que le dimensionnement pour la situation d'incendie conventionnel.

Les modèles de calcul avancés permettent une estimation plus précise et plus réaliste du comportement au feu des structures, mais nécessitent le recours à des modèles numériques, fondés généralement sur la méthode des éléments finis. Leurs paramètres d'entrée sont habituellement les données géométriques, les propriétés des matériaux, les conditions de chargement (actions thermiques et mécaniques) et les conditions aux limites des éléments de structure. Les résultats sont habituellement les temps de ruine, les déplacements des éléments en fonction du temps et les modes de ruine. À l'heure actuelle, il existe de nombreux modèles numériques (validés par rapport aux résultats d'essais) qui décrivent de manière adéquate la réponse mécanique des éléments en acier ou mixtes acier-béton exposés au feu.

En alternative à l'approche descriptive basée sur l'incendie conventionnel, il est à noter que l'arrêté du 22 mars 2004 [58] permet de suivre, pour certains types de bâtiments, une approche dite performantielle en ayant recours à l'ingénierie du comportement au feu, basée sur des scénarios d'incendie réel, pour justifier la résistance au feu des structures. Il est à noter que dans le cas d'une démarche d'ingénierie du comportement au feu, la réglementation impose une validation des scénarios d'incendie retenus dans l'étude par les autorités compétentes ainsi

2 - Conception générale du bâtiment

qu'un avis sur étude réalisé par un laboratoire agréé en résistance au feu par le ministère de l'Intérieur. Par ailleurs, la structure doit être justifiée pour une stabilité sur la durée totale de l'incendie réel, ce qui correspond en fin de compte à un degré de stabilité au feu « infini » sous les scénarios d'incendie réel retenus.

Une fois les actions thermiques définies, la vérification de la résistance au feu d'un élément de structure comprend habituellement plusieurs étapes (Figure 35). Elle nécessite tout d'abord de calculer l'échauffement de l'élément au cours du temps, pour lequel les principaux paramètres sont le facteur de massivité et l'éventuelle protection thermique, si l'élément est métallique. Le facteur de massivité est défini comme le rapport entre la surface de l'élément exposée aux flux thermiques de l'incendie et son volume (c'est-à-dire la quantité de matière à échauffer). Plus ce facteur est élevé, plus rapide sera son échauffement, toutes choses étant égales par ailleurs.

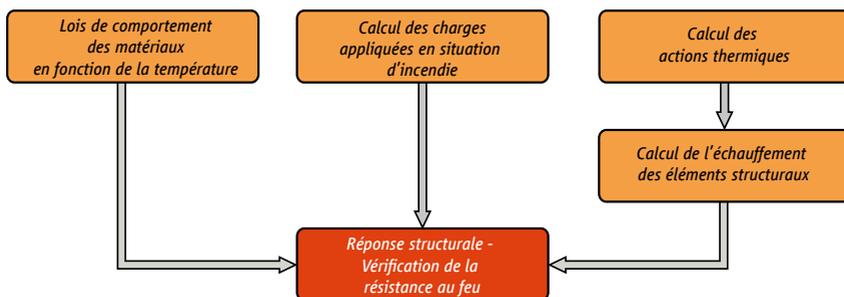


Figure 35: Organigramme pour la vérification de la résistance au feu

À partir des températures de l'élément, sa résistance peut ensuite être vérifiée, compte tenu du chargement appliqué en situation d'incendie et des propriétés des matériaux à températures élevées, qui décroissent en fonction de la température. Pour le calcul des propriétés mécaniques de l'acier, la norme NF EN 1993-1-2 propose les règles suivantes :

limite d'élasticité de l'acier : $f_{y,\theta} = k_{y,\theta} f_y$;

limite d'élasticité de l'acier pour les éléments sensibles au voilement : $f_{y,\theta} = k_{p02,\theta} f_y$;

module d'Young : $E_{a,\theta} = k_{E,\theta} E_a$

où : $f_{y,\theta}$ et $E_{a,\theta}$ représentent la limite d'élasticité et le module d'Young de l'acier à la température θ ;

f_y et E_a sont la limite d'élasticité et le module d'Young de l'acier à 20 °C ;

$k_{y,\theta}$, $k_{p02,\theta}$ et $k_{E,\theta}$ sont les facteurs de réduction en fonction de la température.

La Figure 36 donne les courbes de ces facteurs de réduction en fonction de la température pour les aciers de construction au carbone. On peut ainsi retenir que la limite d'élasticité est réduite de moitié à la température de 600 °C.

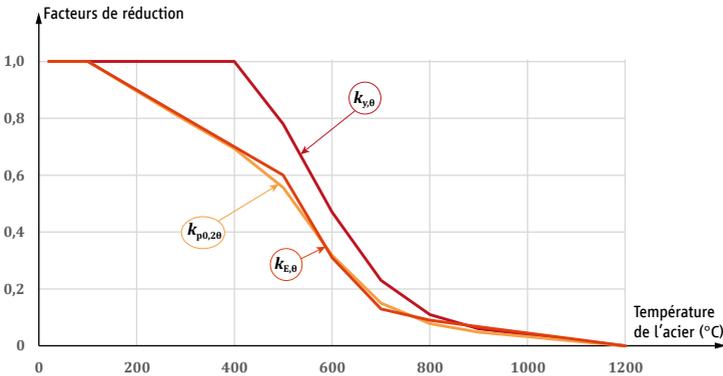


Figure 36 : Facteurs de réduction des propriétés mécaniques de l'acier au carbone en fonction de la température



Il est intéressant de souligner que l'acier de construction courant après refroidissement est l'un des rares matériaux de construction retrouvant ses propriétés d'origine. Il est donc possible de réutiliser un élément métallique ayant subi un incendie, sauf si l'échauffement a provoqué des déformations excessives dépassant les tolérances constructives.

2.6.6 Structures métalliques non protégées

Pour les bâtiments multi-étagés sans exigence de résistance au feu (cf. § 2.6.4), tels que les bâtiments de bureaux dont le plancher de l'étage le plus haut est situé à moins de 8 m du sol, il n'est pas nécessaire de prévoir une protection thermique des éléments métalliques de la structure.

Quand une résistance à l'incendie est exigée, il est en général admis que la protection incendie peut être évitée jusqu'à des résistances au feu normalisé n'excédant pas 30 minutes, quand au moins l'une des conditions suivantes est remplie :

- faible niveau de chargement ;
- faible valeur du facteur de massivité ;
- fort degré d'hyperstaticité.

Pour les bâtiments multi-étagés dont l'exigence de résistance au feu normalisé ne dépasse pas 30 minutes, il est donc possible d'envisager une construction métallique non protégée, en surdimensionnant la structure avec des profilés plus massifs ou une nuance d'acier plus élevée.

Dans les autres cas, une solution de protection doit généralement être mise en œuvre. Toutefois, le recours à l'ingénierie du comportement au feu s'appuyant sur des scénarios d'incendie réel (au lieu du feu normalisé) peut permettre d'éviter la protection des éléments métalliques, notamment dans le cas des bâtiments présentant de grands volumes, tels que les atriums, dans lesquels la quantité de matériaux combustibles est alors suffisamment faible pour qu'une généralisation de l'incendie ne soit pas possible.

2.6.7 Protection des structures métalliques

Pour remplir les degrés de résistance au feu au-delà de R30 (30 minutes sous feu normalisé), il n'est plus concevable, d'un point de vue économique, d'envisager une solution non protégée de la structure métallique. Dans ce cas, les éléments en acier doivent être traités par des moyens appropriés de sorte que leur échauffement reste inférieur à leurs températures critiques durant le temps de résistance au feu requis. Le procédé le plus courant consiste à protéger l'acier en l'entourant d'un matériau plus ou moins isolant dont la présence retardera la montée en température. Bien sûr, l'efficacité de cette protection dépendra de sa nature et de son épaisseur.

Une alternative à la protection traditionnelle de l'acier est offerte par la construction mixte acier-béton, l'association des points forts de ces deux matériaux permettant d'améliorer, de façon significative et économique, la résistance au feu des éléments métalliques. Le béton permet non seulement de réduire l'augmentation de la température de l'acier mais également de redistribuer les efforts internes vers les parties protégées, donc plus froides, de la section.

Parmi les procédés couramment utilisés, il faut mentionner les poteaux partiellement ou totalement enrobés (cf. § 3.4.1 et § 3.4.2), les poteaux en profil creux remplis de béton (cf. § 3.3.4), les poutres partiellement enrobées (cf. § 4.4) et les poutres mixtes connectées à une dalle (cf. § 4.5). L'intérêt principal de ces typologies est que le béton utilisé pour la protection thermique des éléments métalliques est aussi mis à contribution pour améliorer les performances de ces éléments hors des situations d'incendie, grâce à leur comportement mixte.

Afin de donner des ordres de grandeur, le **Tableau 7** donne les résistances au feu normalement atteignables par les éléments de structure en acier exposés au feu normalisé.

Protection	Résistance au feu
Sans protection	jusqu'à R30
Revêtement (plaques ou produits projetés)	R30 à R180
Peinture intumescente	R30 à R120
Structures mixtes acier-béton	R30 à R240

Tableau 7 : Ordre de grandeur des résistances au feu normalisé

2.6.8 Systèmes de protection incendie rapportés

Pour la protection des structures contre l'incendie, dans le domaine du bâtiment, plusieurs types de produits de protection peuvent être envisagés. Les trois grandes familles de produits de protection les plus utilisés sont (*Figure 37*) :

- les produits projetés (fibreux/pâteux) ;
- les produits en plaques ;
- les produits dits « réactifs » (intumescents/ablatifs).

Le choix d'utilisation de l'un ou l'autre de ces produits, outre le facteur économique, dépend de la configuration de la structure et des conditions climatiques qu'elle subit. Ces différents systèmes de protection sont brièvement présentés dans la suite de ce chapitre.

Quel que soit le type de protection adoptée, l'épaisseur de produit à appliquer est déterminée par un calcul qui dépend du facteur de massiveté de l'élément protégé, de la température critique et de la durée requise de stabilité au feu. Ce calcul repose sur des abaques ou des valeurs tabulées établis pour chaque produit par des essais et formalisés dans des documents certifiés (procès-verbaux).

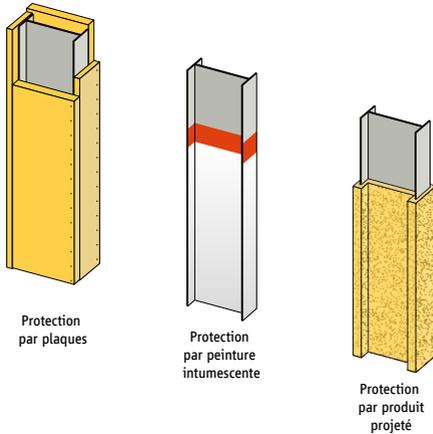


Figure 37 : Systèmes de protection au feu d'un profilé

Produits en plaque

Les produits en plaque (à base de plâtre, fibres minérales, produits silico-calcaires...) sont mis en œuvre de manière à « encoffrer » l'élément métallique à protéger. La confection des caissons peut se faire sur trois ou quatre faces, selon la condition d'exposition de l'élément, par exemple en présence ou non d'une dalle reposant sur la semelle supérieure d'une poutre en acier. Les plaques peuvent être soit directement posées en contact avec les profilés en acier, avec l'insertion d'entretoises entre les ailes des profilés, soit fixées sur une ossature métallique secondaire préalablement installée autour des profilés. L'étanchéité des caissons est réalisée par encollage des bords assemblés ou par une finition des joints avec un enduit spécial. La fixation des plaques se fait à l'aide d'agrafes, de clous, de vis ou de colles spéciales.

La protection par caisson permet d'habiller les éléments structuraux métalliques de façon à en dissimuler les contours. C'est une méthode sèche et propre qui, par conséquent, n'engendre pas de salissures et n'impose pas de nettoyage important à la fin des travaux. Les produits en plaque présentent une certaine résistance aux chocs. Les plaques de plâtre sont les plus couramment utilisées. Toutefois, elles ne peuvent être employées qu'en intérieur. En extérieur, les plaques silico-calcaires et les panneaux de laine de roche doivent être protégés de l'humidité soit par une mise en peinture (plaques silico-calcaires), soit par un film étanche (film aluminium pour les panneaux de laine de roche). Les panneaux de laine de roche sont plutôt destinés à la protection de structures métalliques non accessibles.

2 - Conception générale du bâtiment

Les durées de résistance au feu pouvant être obtenues avec les produits en plaque varient d'une demi-heure à deux heures.

Faux plafonds

Il convient également de mentionner les faux plafonds suspendus ou cloisons qui font office d'écran contre un échauffement excessif des poutres et des dalles (Figure 38). Les produits utilisables pour réaliser des plafonds suspendus destinés à protéger des structures peuvent être classés en quatre principales familles : plaques de plâtre, plaques silico-calcaires, dalles minérales (à base de laine de roche ou de vermiculite), produits projetés sur un support.

Les plaques de plâtre ou silico-calcaires sont vissées sur une ossature légère non apparente qui est reprise par la structure métallique à protéger. Les dalles minérales sont maintenues par une ossature métallique qui peut être partiellement apparente, et le support d'enduit recevant les produits projetés est généralement accroché à la structure métallique à protéger.

La protection par faux plafonds suspendus peut être mise en œuvre sur les structures métalliques sans aucune préparation préalable de celles-ci. Pour la plupart d'entre elles, il s'agit d'une technique propre et sèche, ne générant pas de salissures importantes. Le plénum peut également être utilisé pour le cheminement de nombreux réseaux aérauliques ou électriques, à condition toutefois d'en limiter le potentiel calorifique. L'installation d'un faux plafond suspendu peut nécessiter une emprise de 200 à 300 mm sous l'élément structural à protéger le plus bas, ce qui réduit d'autant le volume utilisable du bâtiment.

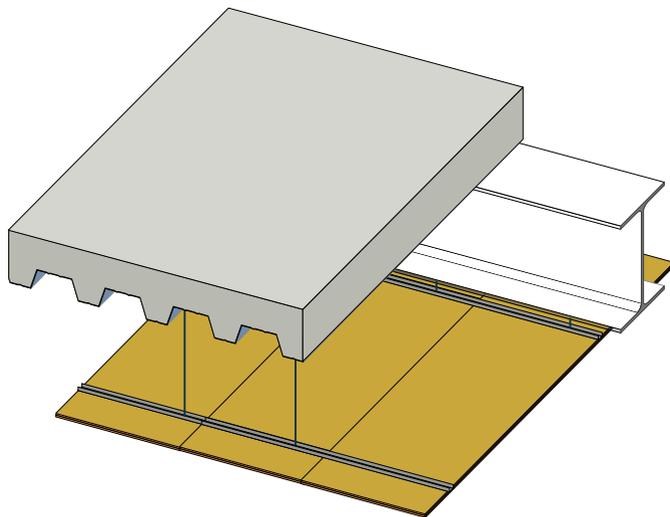


Figure 38 : Protection d'un plancher par un faux plafond

Produits projetés

Les éléments métalliques peuvent être protégés par application de produits projetés qui se présentent sous la forme de mélanges pâteux et fibreux. Ils sont appliqués sur le contour en adhérent directement à l'acier ou sont projetés sur un grillage métallique suivant le contour

ou formant un caisson autour du profilé. Le procédé est peu onéreux, quelle que soit la durée de résistance au feu requise, d'une mise en œuvre rapide, et il se prête bien à la protection de détails constructifs complexes. Il peut toutefois occasionner des poussières et des salissures lors de la projection et exiger l'isolement des parties d'ouvrage adjacentes.

Compte tenu de leur nature, les produits projetés ne peuvent être mis en œuvre que sur des structures métalliques intérieures et facilement accessibles. En cas d'utilisation extérieure, ils doivent être impérativement protégés contre les intempéries, et notamment contre la pluie et la neige, par un capotage parfaitement étanche.

La technique de protection par projection nécessite un contrôle des épaisseurs appliquées, une vérification de leur densité et, pour certains produits, des délais d'attente entre passes d'application successives. Certains produits, notamment les produits fibreux ou les produits pâteux à faible masse volumique, sont assez fragiles même après leur durcissement. Il est donc préférable de les mettre en œuvre sur des structures métalliques non accessibles.

Les durées de résistance au feu pouvant être obtenues avec les produits projetés varient d'une demi-heure à trois heures.

Peinture intumescente

Il est possible de protéger les éléments métalliques contre l'incendie par application de peintures intumescentes qui ont la particularité de gonfler lorsque la température de l'élément métallique atteint 250 à 300 °C, formant alors une meringue de quelques centimètres autour des profilés. Cette dernière présente, selon les peintures, une cohésion interne plus ou moins importante; elle peut être sensible aux mouvements d'air ou de gaz chauds. La poursuite de l'échauffement conduit à une dégradation progressive de la meringue qui, après une certaine durée, perd ses propriétés isolantes.

Les peintures intumescentes sont en phase aqueuse ou à base de solvant et peuvent être appliquées par projection, à la brosse ou au rouleau, autorisant le traitement des détails constructifs complexes. Seules les peintures intumescentes à base de solvant peuvent être employées en extérieur.

La protection contre l'incendie par peinture intumescente est un système composé de deux ou trois types de peintures: une peinture anti-corrosion, une peinture intumescente proprement dite et une peinture de finition, facultative au sens de la protection incendie. Contrairement à la plupart des autres systèmes de protection incendie, les peintures n'apportent pas d'augmentation notable des dimensions extérieures de la structure. Elles nécessitent une préparation particulière des profilés en acier et, selon leur nature, peuvent être appliquées par couches successives espacées d'un à plusieurs jours de séchage et d'épaisseur de film humide pouvant aller jusqu'à 600 µm.

Les délais de séchage entre les différentes passes de peinture intumescente peuvent conduire à des délais d'application assez importants. En outre, les épaisseurs de film sec de peinture intumescente à appliquer pour atteindre des durées de stabilité au feu d'1 h 30 et 2 heures sont relativement importantes (plusieurs millimètres). Par ailleurs, une distance suffisante des parois doit être respectée avec la peinture de manière à ne pas faire obstacle à l'intumescence, en particulier quand un habillage est réalisé.

2.6.9 Optimisation de la protection incendie par le concept Fracof

Pour optimiser la protection incendie requise sur les éléments d'un plancher mixte acier-béton, généralement constitué de poutres mixtes en association avec une dalle mixte, un nouveau concept de résistance au feu, basé sur la performance globale des planchers, a été développé pour assurer la résistance au feu nécessaire de ce type de planchers. Il s'agit du concept Fracof, qui considère la dalle et ses poutres supports comme un ensemble et non comme des éléments séparés. Ce concept prend notamment en compte l'interaction entre les différents éléments constituant les planchers mixtes acier-béton. Plus précisément, il permet en situation d'incendie d'assurer la capacité portante des planchers en s'appuyant sur l'effet de membrane de la dalle mixte et la capacité portante en flexion des poutres mixtes, la protection incendie n'étant appliquée qu'à certaines poutrelles métalliques (Figure 39).



Figure 39: Exemple d'un plancher avec protection incendie partielle

En situation d'incendie, lorsque les déformations des planchers deviennent significatives, un comportement spécifique de la dalle, dit « effet de membrane », peut être activé, en présence d'une nappe de treillis soudé continue dans les deux directions. En effet, en raison des grands déplacements, la dalle simplement appuyée verticalement sur ses quatre côtés est soumise à des efforts de traction en partie centrale, repris par la nappe du treillis soudé, et équilibrés en périphérie par un anneau de compression, repris par le béton (Figure 40).

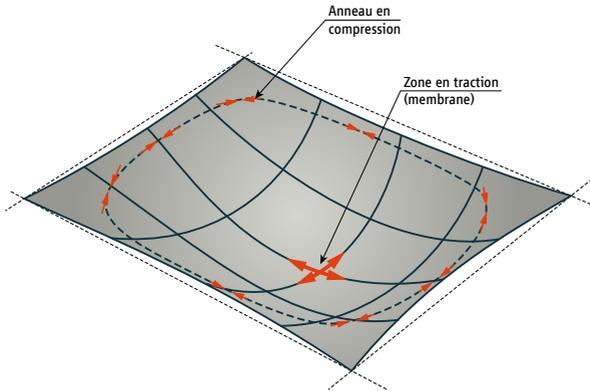


Figure 40: Comportement de membrane d'un plancher avec poutres mixtes en situation d'incendie

En principe, les zones dans lesquelles peuvent se former les grandes déformations par effet de membrane sont délimitées par les poteaux, c'est-à-dire par les points d'appui verticaux du plancher. Le concept Fracof implique donc de subdiviser le plancher global en zones rectangulaires élémentaires, délimitées par les poutres principales supportées par des poteaux (Figure 41). Il impose la protection incendie de toutes les poutres principales et solives aux limites des zones rectangulaires mais permet de garder toutes les solives à l'intérieur des zones sans aucune protection. La définition des zones élémentaires doit respecter les critères suivants :

- le rapport entre la plus grande et la plus petite dimension de la zone élémentaire ne doit pas excéder 2,5 ;
- toutes les solives de la zone sont orientées dans la même direction ;
- il n'y a aucun poteau au sein de la zone.

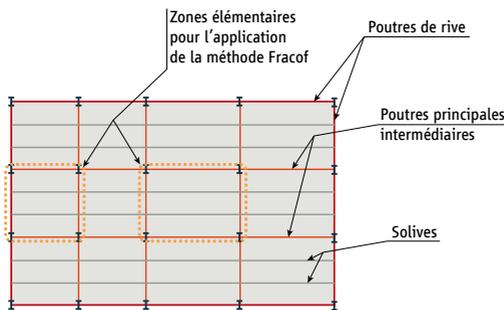
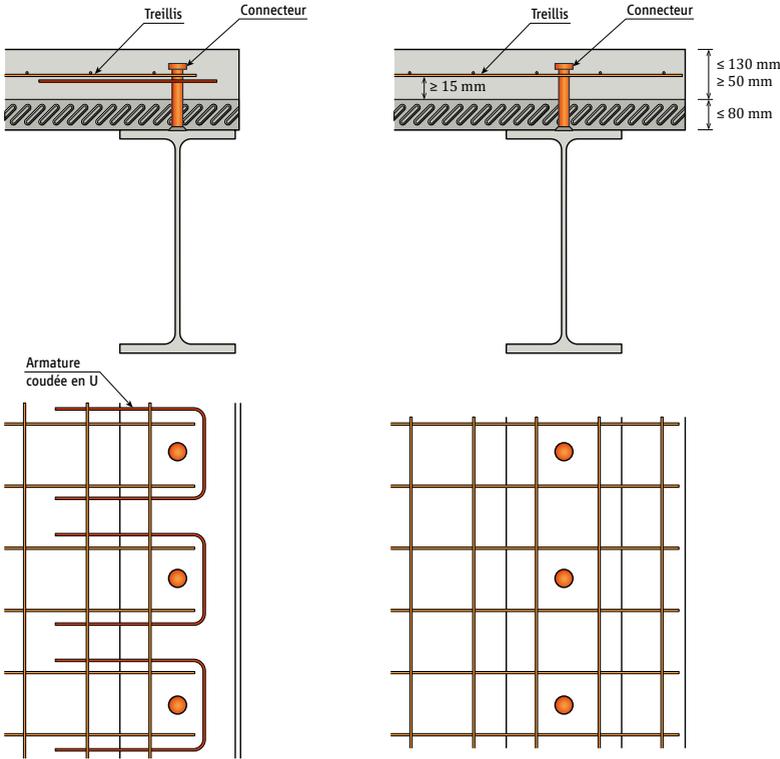


Figure 41: Principe de découpage d'un plancher en zones élémentaires pour l'application de la méthode Fracof

2 - Conception générale du bâtiment

Le concept n'est applicable qu'aux seuls bâtiments à ossature métallique contreventés par des noyaux béton ou des palées de contreventement, avec des dalles mixtes et des poutres mixtes acier-béton, respectant les conditions suivantes :

- tous les assemblages de l'ossature sont conçus comme des articulations, et sont constitués avec des platines d'extrémité, des goussets d'âme ou des doubles cornières ;
- la dalle des planchers doit être une dalle mixte acier-béton (cf. § 5.2), avec un bac collaborant. La hauteur de béton au-dessus des nervures doit être au moins égale à 50 mm. Le béton de la dalle peut être normal ou léger ;
- un lit d'armatures constitué de treillis soudé doit être prévu dans la partie supérieure de la dalle, toutefois situé sous la tête des connecteurs et à une distance d'au moins 15 mm des nervures du bac acier. La section minimale des armatures est de 142 mm²/m dans chaque direction ;
- la continuité de la nappe du treillis soudé doit être assurée dans les deux directions par un recouvrement d'au moins 250 mm entre deux nappes de treillis adjacentes ;
- sur les poutrelles de rive des planchers, les treillis doivent être ancrés sur les connecteurs reliant la dalle et la poutrelle (Figure 42) ;
- les poutres principales et les solives doivent être connectées à la dalle, avec un entraxe entre les connecteurs n'excédant pas 300 mm.



a) ancrage dans la partie de dalle en console

b) ancrage par des armatures coudées

Figure 42: Ancre des treillis du plancher au droit des poutres de rive

La protection contre l'incendie est limitée à certains éléments de la charpente, selon les règles suivantes :

- les poutres et les solives bordant chaque zone élémentaire, qu'elles soient en rive ou intermédiaires, doivent être protégées contre l'incendie, cette protection pouvant être réalisée soit par l'un des systèmes mentionnés au § 2.6.8 soit par un enrobage partiel entre les semelles (cf. § 4.4) ;
- les poutres à protéger doivent être dimensionnées pour pouvoir supporter les charges appliquées sur le plancher en situation d'incendie ;
- les assemblages de toutes les poutres protégées doivent eux-mêmes être protégés contre l'incendie ;
- les assemblages des solives non protégées sur les poutres principales protégées doivent être eux-mêmes protégés, la protection couvrant alors une longueur de solive au moins égale à la demi-largeur de semelle (Figure 43).

2 - Conception générale du bâtiment

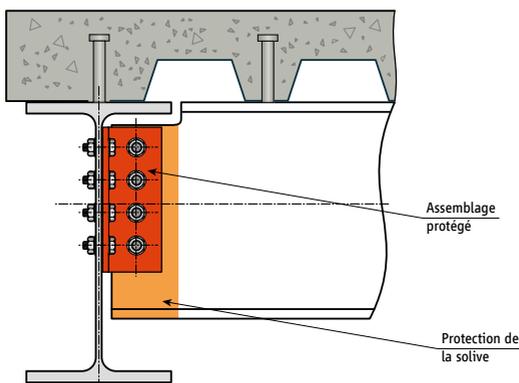


Figure 43 : Protection des assemblages solives/poutres



La méthode Fracof est pour le moment uniquement décrite dans les documents issus des travaux de recherche européens [73][83][84]. Elle sera reprise dans une annexe normative de la future génération de la norme NF EN 1994-1-2, à paraître à partir de 2025.

2.7 Conception parasismique

2.7.1 Contexte réglementaire

Un séisme est un mouvement du sol engendré par le frottement entre deux parties de l'écorce terrestre. Pour caractériser l'effet d'un séisme, l'outil communément utilisé par les ingénieurs est le spectre de calcul, qui représente, de manière simplifiée, l'accélération maximale subie par une structure pendant le séisme, en fonction de sa période propre (Figure 44).

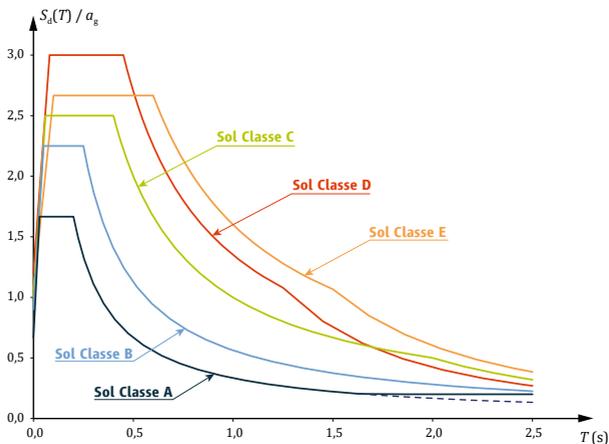


Figure 44 : Allure des spectres réglementaires applicables en France métropolitaine



La période propre d'un bâtiment ordinaire en charpente métallique, comportant jusqu'à 3 niveaux, se situe typiquement entre 0,5 s (contreventement par triangulation – cf. § 6.2.2) et 0,8 s (contreventement par effet portique – cf. § 6.2.3).

La période propre augmente quand la raideur diminue ou quand la masse augmente.

Un séisme est un évènement rare et imprévisible. Pour les bâtiments à risque normal, les normes de construction parasismique modernes, dont l'Eurocode 8, se basent sur un séisme dont la période de retour est de 475 ans, correspondant pour un bâtiment d'une durée de vie de 50 ans à une probabilité de dépassement de 10 %. Pour quantifier cet aléa, la France a été découpée en zones sismiques, de la zone 1 pour l'aléa le plus faible à la zone 5 pour celui le plus élevé, chaque zone étant associée à l'accélération maximale du sol dans une direction horizontale pour une période de retour de 475 ans (cf. *Tableau 8*).

Zones de sismicité	Aléa	a_{gr} (m/s ²)
1	très faible	0,4
2	faible	0,7
3	modéré	1,1
4	moyen	1,6
5	fort	3,0

a_{gr} : accélération maximale du sol, dans une direction horizontale, pour un sol rocheux

Tableau 8 : Aléa et accélération maximale du sol

Compte tenu de la très faible occurrence des évènements sismiques combinée à leur potentiel destructeur, les règles de construction parasismique ne sont pas laissées à la libre appréciation des acteurs du marché mais sont définies en France par la puissance publique à l'aide de décrets [59][60] et d'arrêtés [61]. Pour les bâtiments à risque normal, l'arrêté du 22 octobre 2010 impose la construction parasismique aux bâtiments neufs (cf. *Tableau 9*), en fonction de leur catégorie d'importance (cf. *Tableau 10*) et de la zone de sismicité de leur implantation. En outre, lorsque la construction parasismique est rendue obligatoire, elle doit suivre les prescriptions de la norme Eurocode 8 [7].



Les bâtiments de bureaux courants sont classés en catégorie d'importance II. Lorsque leur hauteur dépasse 28 m, c'est-à-dire pour des IGH (cf. § 2.2.2), ou lorsqu'ils peuvent accueillir plus de 300 personnes, ils passent en catégorie d'importance III.

Zone de sismicité	Catégorie d'importance			
	I	II	III	IV
1	Pas d'obligation			
2				
3	Obligation de construction parasismique			
4				
5				

Tableau 9 : Obligations réglementaires de construction parasismique

Catégorie d'importance	Coefficient d'importance γ_1	Bâtiments
I	0,8	Bâtiments dont est exclue toute activité humaine nécessitant un séjour de longue durée et non visés par les autres catégories
II	1,0	Maisons individuelles ; Bâtiments d'habitation collective, de bureaux et de commerce non visés par la catégorie III ; Bâtiments industriels non visés par la catégorie III ; Parcs de stationnement ouverts au public ; ERP des 4 ^e et 5 ^e catégories.
III	1,2	Bâtiments d'habitation collective ou de bureaux dont la hauteur dépasse 28 m ; ERP des 1 ^{re} , 2 ^e et 3 ^e catégories ; Bâtiments pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes (notamment commerces, bureaux, bâtiments industriels) ; Établissements scolaires ; Bâtiments des centres de production collective de l'énergie.
IV	1,4	Bâtiments abritant les moyens opérationnels de secours ou de la défense (homme ou matériel) ; Bâtiments assurant le maintien des communications (tours hertziennes, centres vitaux des réseaux de télécommunication...); Bâtiments assurant le contrôle de la circulation aérienne ; Établissements de santé (en particulier les hôpitaux) ; Bâtiments de distribution ou de stockage de l'eau potable ; Bâtiments des centres de distribution publique de l'énergie ; Bâtiments des centres météorologiques.

Tableau 10: Catégories d'importance des bâtiments à risque normal

2.7.2 Types de conception parasismique

Une des premières décisions résultant de l'application de la norme NF EN 1998-1 est le choix de la classe de ductilité, parmi les 3 classes disponibles DCL (ductilité limitée), DCM (ductilité moyenne) et DCH (ductilité haute). La classe de ductilité représente la propriété qu'a une structure de se déformer dans le domaine post-élastique sans rupture. Ces déformations plastiques, grâce à l'énergie qu'elles absorbent, permettent de limiter le niveau des actions sismiques subies par la structure, ce qui se traduit par le coefficient de comportement q , dont la valeur est d'autant plus élevée que la ductilité est importante (cf. [Tableau 11](#)). Ce coefficient est utilisé directement pour diviser les efforts sismiques dans l'analyse du bâtiment. En d'autres termes, plus la ductilité d'un bâtiment est utilisée dans la conception parasismique, plus il est possible de réduire les actions sismiques agissant sur la structure.



Le choix de la classe de ductilité concerne tout le bâtiment et toutes ses directions. Il doit intervenir au début de la phase de conception, idéalement en APD.

Principe de dimensionnement	Classe de ductilité	Coefficient de comportement q
Comportement non dissipatif (ou faiblement dissipatif)	DCL - limitée	$1 \leq q \leq 2$ valeur de référence : $q = 1,5$
	DCM - moyenne	$2 \leq q \leq 4$
Comportement dissipatif	DCH - haute	$4 \leq q \leq 8$

Tableau 11 : Classes de ductilité et coefficients de comportement

Lorsque l'ingénieur choisit une classe de ductilité DCM ou DCH, il suppose implicitement l'apparition de zones dissipatives dans la structure pendant un séisme, qui vont en quelque sorte jouer le rôle de fusibles en absorbant l'énergie sismique et en réduisant les actions sismiques dans la structure. En contrepartie, il est nécessaire de s'assurer que les zones dissipatives prévues puissent effectivement se former. Une démarche spécifique est alors imposée à cet effet par l'Eurocode 8 : le dimensionnement en capacité permet d'établir une hiérarchie dans l'apparition des plastifications des éléments de la structure. Cela se traduit par des études nettement plus complexes, des exigences constructives plus sévères et finalement par des coûts de construction a priori plus importants. On réserve donc l'usage des classes de ductilité DCM ou DCH aux zones les plus sismiques.



Une conception en classe de ductilité DCM ou DCH suppose l'apparition des zones dissipatives où se forment des plastifications contrôlées des éléments de la structure. Il est alors nécessaire de prévoir la réparation de ces zones plastifiées après la survenue d'un séisme.

Inversement, le choix de la classe de ductilité DCL repose sur l'hypothèse sous-jacente que la structure reste pendant tout événement sismique dans le domaine élastique. Il n'y a donc pas d'absorption d'énergie sismique possible ni de réduction des efforts sismiques. La valeur de référence du coefficient de comportement q pour la classe de ductilité DCL est de $q = 1,5$. En France, les conditions d'application de la classe de ductilité DCL sont régies par les « Recommandations pour le dimensionnement parasismique des structures en acier et mixtes non ou faiblement dissipatives » de la CNC2M [27]. Elles peuvent être résumées de la manière suivante :

- La classe de ductilité DCL avec $q = 1,5$ peut être adoptée partout en France, quand les éléments de la structure contribuant directement à la stabilité de l'ouvrage ne sont pas sensibles au voilement de plaque (pas de classe 4).
- Dans certains cas particuliers, il est possible d'utiliser la classe de ductilité DCL avec $q = 1$, par exemple si les éléments de structure comportent des sections de classe 4 ou pour des bâtiments devant fonctionner après séisme (catégorie d'importance IV selon le [Tableau 10](#)).
- En respectant certaines conditions, non détaillées ici, la classe de ductilité DCL peut être appliquée avec une valeur du coefficient de comportement $q = 2$, traduisant la bonne ductilité intrinsèque du matériau acier. Dans ce cas, une dissipation limitée de l'énergie sismique est admise, sans qu'il ne soit toutefois nécessaire de la localiser dans des zones dissipatives.

Dans la plupart des cas, pour des bâtiments courants situés en France métropolitaine, une conception non dissipative en classe de ductilité DCL peut être adoptée, avec un coefficient de comportement $q = 1,5$.

2.7.3 Règles de bonne conception parasismique

Quelle que soit la zone de sismicité et quelle que soit la classe de ductilité adoptée, la conception parasismique d'un bâtiment courant doit suivre quelques principes de base. À cet égard, il est particulièrement important de ne pas résoudre les problèmes de dimensionnement sismique d'un bâtiment uniquement par une approche calcul. L'adoption de règles de bonne conception doit constituer le socle d'un projet en zone sismique. Il reste possible de déroger à certaines de ces règles, par exemple pour des contraintes d'ordre architectural. Il convient dans ce cas d'en être conscient et de maîtriser les conséquences de ces écarts avec les bonnes pratiques.

Pour favoriser le bon comportement sismique d'une structure en général et d'un bâtiment en particulier, il est préférable d'éviter les formes complexes et de privilégier les géométries simples, symétriques et compactes. La *Figure 45* montre le comportement sismique d'un bâtiment en L: les raideurs différentes des deux ailes ainsi que l'excentrement entre les centres de masse et de torsion conduisent à des effets de torsion importants et une concentration de contraintes préjudiciable. Quand on souhaite adopter une forme en plan complexe, par exemple en L, en U ou en T, il est possible de découper le bâtiment en structures indépendantes de forme rectangulaire simple, à l'aide de joints de fractionnement (*Figure 46*). La distance requise pour le joint est généralement plus importante que celle d'un joint de dilatation; elle doit être calculée pour se prémunir du risque d'entrechoquement entre les deux parties séparées par le joint. En France, l'annexe nationale de la norme NF EN 1998-1 [7] recommande une largeur de joint qui ne soit pas inférieure à 4 cm.

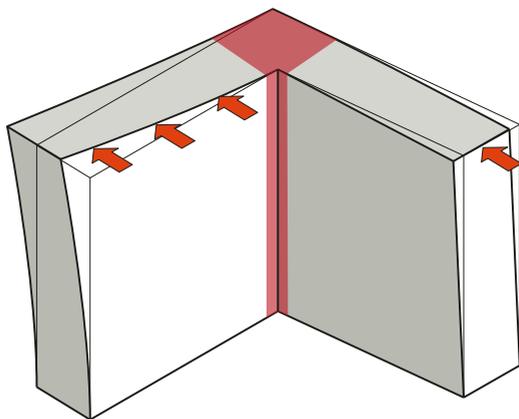


Figure 45 : Comportement sismique d'un bâtiment en L

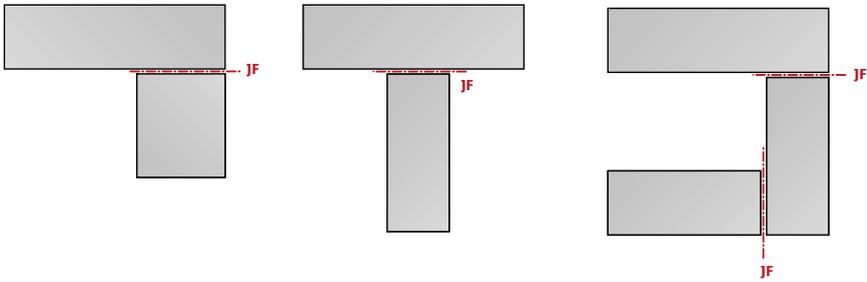


Figure 46 : Utilisation de joints de fractionnement pour traiter des formes en plan complexes

Le concepteur doit en outre rechercher des configurations régulières en plan et en élévation. La régularité en plan traduit le fait que le bâtiment est relativement peu sensible aux effets de la torsion d'ensemble. Elle est obtenue en s'assurant que l'excentricité structurale, définie comme la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, est aussi faible que possible. En pratique, il convient de privilégier des configurations en plan où les palées de contreventement sont placées en périphérie des planchers, de manière symétrique par rapport au centre géométrique du niveau. Il convient de s'abstenir d'utiliser un système de contreventement beaucoup plus souple que ceux utilisés dans les autres plans de contreventement parallèles. Remplacer une palée triangulée par une palée cadre est ainsi à éviter (Figure 47).

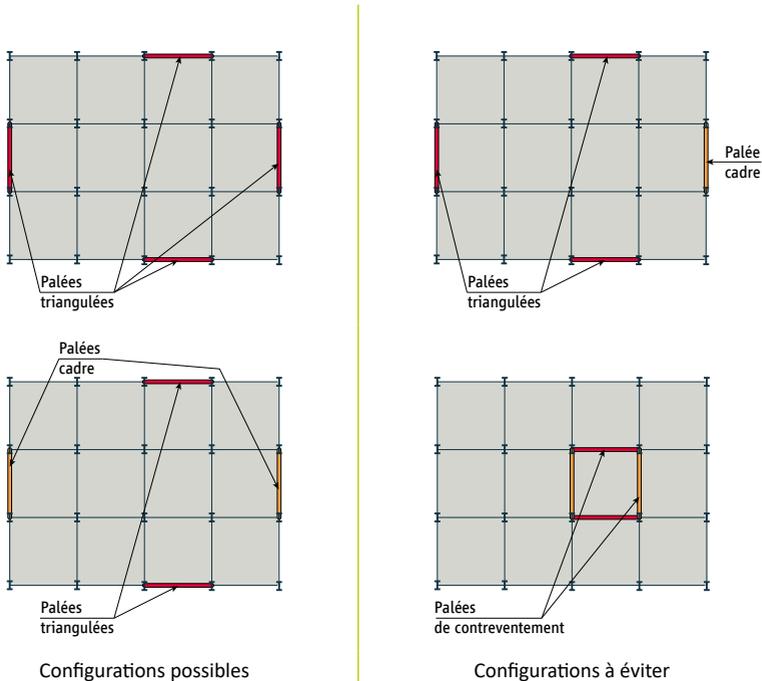


Figure 47 : Exemples de configurations de contreventement (trames en plan)

2 - Conception générale du bâtiment

La régularité en élévation est associée aux bâtiments pour lesquels le comportement sismique peut être considéré comme mono-modal, c'est-à-dire pour lesquels la disposition des éléments structuraux d'un étage à l'autre n'aggravent pas les effets du séisme. Pour obtenir une structure régulière en élévation, il convient de privilégier une répartition homogène, ou décroissant progressivement dans les étages, de la masse et de la raideur. À cet effet, il est préférable d'éviter les configurations suivantes :

- étage anormalement plus haut ou plus bas que les autres étages ;
- interruption d'une palée de contreventement ;
- création d'un niveau avec des raideurs beaucoup plus souples que celles des niveaux supérieurs, pour des critères de transparence (cf. *Figure 179* au § 6.1) ;
- interruption d'un poteau sur une poutre (cf. *Figure 187* au § 6.2.2).

Il est recommandé de ne pas adopter d'étages en porte-à-faux (*Figure 48*). Lorsque la dimension du bâtiment varie entre deux étages, cette variation doit être progressive sur la hauteur du bâtiment et toujours dans le sens de la diminution (*Figure 49*).

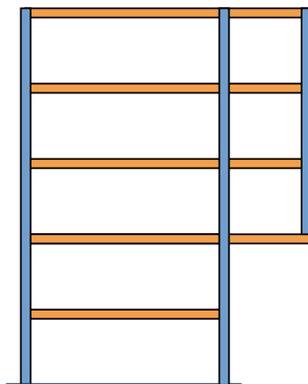


Figure 48 : Bâtiment comportant des niveaux en porte-à-faux (à éviter)

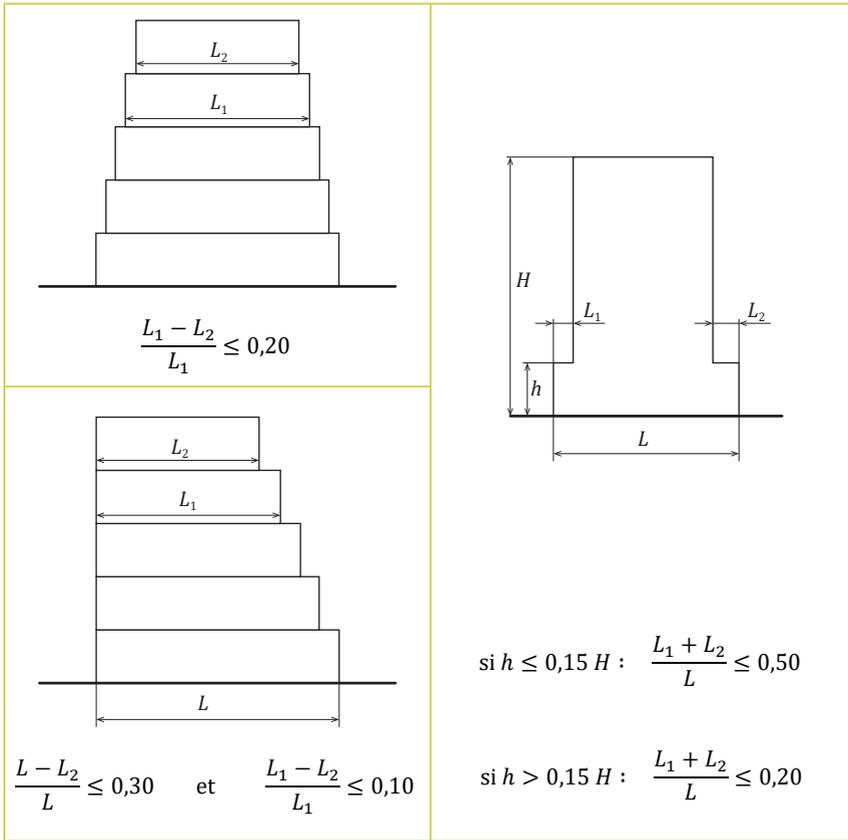


Figure 49: Critères de régularité en élévation pour la variation progressive des dimensions des niveaux

2.7.4 Utilisation de l'acier pour la construction parasismique

Les constructions métalliques sont parmi celles qui se comportent le mieux sous actions sismiques. Dans un contexte de sismicité moyenne ou élevée, il convient donc de privilégier ce matériau.

Le bon comportement des structures en acier provient de leur rapport résistance sur masse très favorable. À charges d'exploitation équivalentes, une solution en acier sera toujours plus légère. Or le séisme a un effet inertiel, c'est-à-dire qu'il déplace les masses: plus faibles sont ces dernières, plus réduites seront les actions sismiques et les descentes de charge.

Le matériau acier présente aussi une très bonne ductilité (cf. § 2.8.1), ce qui lui permet quand il est bien utilisé de se déformer sans ruine. Dans les zones les plus sismiques, cette capacité de déformation peut être mise à profit pour réduire les actions sismiques dans la structure (cf. § 2.7.2). En outre, grâce au niveau de préfabrication élevé – la plupart des éléments de construction étant réalisés en atelier – les aléas de construction sont bien maîtrisés.

2.8 Matériaux

2.8.1 Acier de construction

Les aciers utilisés en France pour un projet de bâtiment à ossature métallique doivent répondre aux exigences de la norme produit européenne NF EN 10025 [8]. Ils sont désignés par leur nuance, comprenant le symbole «S», pour «Structural», suivi d'un nombre correspondant à leur limite d'élasticité nominale f_y (en MPa). Les nuances les plus courantes sont le S235, le S275 et le S355. Les nuances S420 et S460 sont plus rares mais leur usage se développe, en particulier pour les bâtiments multi-étagés. Le *Tableau 12* donne les principales propriétés des aciers de construction, dont la signification est illustrée par la *Figure 50*.

Nuances	f_y (MPa)		f_u (MPa)
	$ep. \leq 16$ mm	$16 \text{ mm} \leq ep. \leq 40$ mm	$ep. \leq 40$ mm
S235	235	225	360
S275	275	265	370
S355	355	345	470
S420	420	400	520
S460	460	440	540

f_y : limite d'élasticité nominale (= R_e dans la norme produit [8])

f_u : résistance ultime à la traction (= R_m dans la norme produit [8])

La valeur indiquée pour f_u correspond à la valeur minimale disponible dans les parties 2, 3 et 4 de [8]

Tableau 12 : Principales nuances d'acier en construction métallique

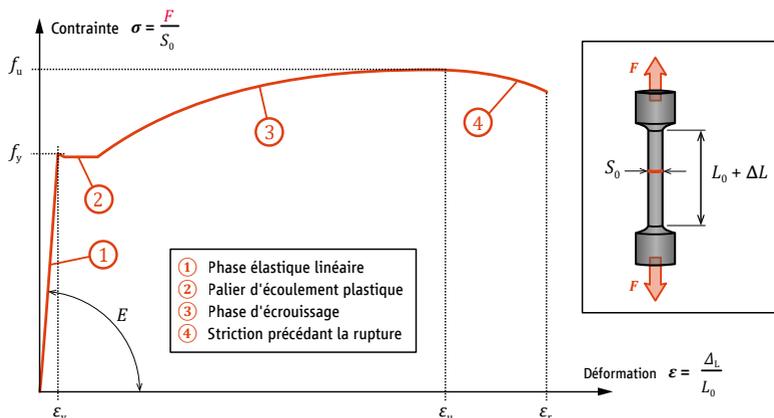


Figure 50 : Courbe expérimentale contrainte-déformation pour un acier de construction courant

L'acier de construction se distingue par la symétrie de ses propriétés en traction et en compression. Il présente en outre une capacité de déformation dans le domaine plastique (phases 2 et 3 sur la *Figure 50*) très importante. Pour les aciers courants, la déformation ϵ_y à la fin du domaine élastique vaut environ 0,1% tandis que la déformation ϵ_u atteinte avec la résistance

ultime à la traction est supérieure à 15 %. Pour caractériser cette propriété, on dit de l'acier qu'il est ductile, par opposition à un matériau fragile qui ne peut pas se déformer une fois atteinte sa résistance ultime.

2.8.2 Béton

Le béton est un assemblage de matériaux comprenant du ciment, des granulats et de l'eau. L'homogénéité de cet ensemble est assurée lorsque le ciment prend et durcit, en vertu d'une réaction chimique à l'eau dénommée hydratation. Le dosage de l'eau comprend le volume nécessaire à l'hydratation et celui permettant la malléabilité du béton sur chantier.

La *Figure 51* montre la courbe expérimentale contrainte-déformation d'une éprouvette cylindrique soumise à une charge de compression. On distingue une première phase (phase ① sur la courbe) de comportement élastique et linéaire, où le béton suit la loi de Hooke $\sigma_c = E_{c,0} \varepsilon_c$. L'apparition progressive de micro-fissurations dans le béton se traduit par une perte progressive de rigidité jusqu'à l'atteinte de la résistance maximale à la compression du béton (phase ②). Au-delà de ce seuil, la rupture par fissuration se propage dans l'éprouvette, et la courbe redescend (phase ③) jusqu'au moment où le béton perd toute cohésion et est désagrégé au point de se comporter comme un sol (phase ④).

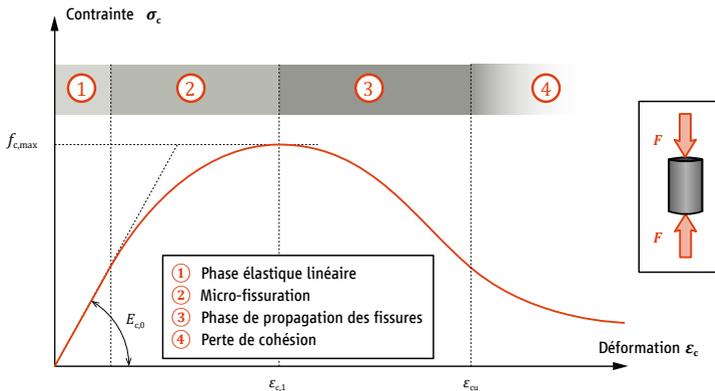


Figure 51: Courbe expérimentale contrainte-déformation pour un béton non armé en compression

À la différence de l'acier, le comportement du béton n'est pas symétrique en traction et en compression. Si la résistance à la compression est relativement simple à mesurer par des essais comme celui présenté sur la *Figure 51*, la résistance à la traction du béton est incertaine et difficile à caractériser expérimentalement. Elle est toujours très faible, généralement autour d'un douzième de la résistance à la compression, c'est-à-dire de 2 à 3 MPa pour un béton courant. Afin de compenser cette faiblesse intrinsèque, des armatures en acier sont placées dans le béton pour constituer le béton armé.

2 - Conception générale du bâtiment



Il ne suffit pas de placer des armatures dans le béton pour que celui-ci devienne du béton armé. Il faut au préalable remplir plusieurs conditions : pour constituer un matériau homogène, les armatures doivent tout d'abord adhérer suffisamment au béton pour que les efforts de traction qu'elles reprennent puissent transiter effectivement depuis le béton. Ces armatures doivent ensuite être positionnées dans les sections de telle sorte que les éléments structuraux continuent à jouer leur rôle même quand la résistance à la traction du béton est totalement ignorée.

Pour un projet de construction impliquant des éléments en béton armé, le béton utilisé se définit par sa classe de résistance dénotée par la lettre C, suivie de deux nombres, le premier donnant la résistance caractéristique du béton à la compression sur une éprouvette cylindrique (f_{ck}) et le second celle sur éprouvette cubique, ces deux valeurs étant exprimées en MPa. Ces valeurs correspondent aux propriétés du béton obtenues 28 jours après le coulage.



L'utilisation de ces deux chiffres pour définir la résistance du béton provient des usages différents entre les pays pour la forme des éprouvettes utilisées lors des essais.

La norme NF EN 1992-1-1 propose 14 classes de résistance, de C12/15 jusqu'à C90/105. Pour des éléments mixtes acier-béton, la norme NF EN 1994-1-1 réduit le domaine d'application aux 9 classes de résistance C20/25 à C60/75. Parmi celles-ci, le [Tableau 13](#) donne les propriétés suivantes pour les 3 classes couramment utilisées pour les bâtiments :

- la résistance caractéristique à la compression f_{ck} ;
- la résistance moyenne à la compression f_{cm} ;
- la résistance moyenne à la traction f_{ctm} ;
- le module d'élasticité E_{cm} .

Classe de béton	C20/25	C25/30	C30/37
f_{ck} (MPa)	20	25	30
f_{cm} (MPa)	28	33	38
f_{ctm} (MPa)	2,2	2,6	2,9
E_{cm} (GPa)	30	31	33

Tableau 13 : Classes de résistance du béton



La valeur du module d'élasticité dépend de plusieurs paramètres, en particulier du type de granulats. Les valeurs du [Tableau 13](#) sont une bonne approximation pour les bétons de densité comprise entre 2,5 et 2,7, correspondant généralement à des granulats de type silico-calcaire. En dehors de ce domaine, des variations de plusieurs dizaines de % sont possibles.

Le béton est un matériau dont le comportement est relativement complexe à appréhender et pour lequel il existe plusieurs représentations mathématiques. La [Figure 52](#) représente les lois non linéaires contraintes-déformations utilisées en compression pour l'analyse des structures et pour la résistance des sections. En traction, la résistance du béton est négligée. Les efforts correspondant sont repris par les armatures.

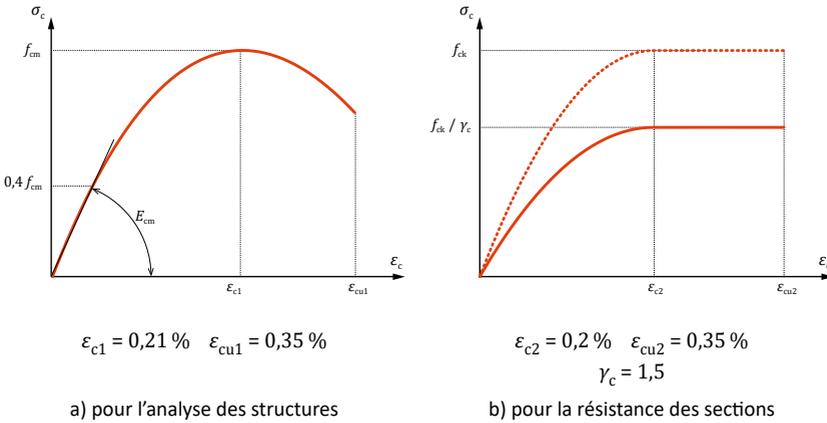


Figure 52 : Courbe contrainte-déformation en compression pour les bétons du Tableau 13

L'acier de construction et celui des armatures sont obtenus en amont du chantier dans des usines, où leurs propriétés sont contrôlées tout au long du processus de fabrication. Les éléments métalliques livrés sur un chantier ont donc des propriétés parfaitement connues au moment de leur utilisation sur site et la dispersion des valeurs est relativement faible. Le béton est quant à lui produit juste avant son utilisation sur le chantier. Ses propriétés doivent être contrôlées avant coulage par des essais pratiqués sur des éprouvettes prélevées dans le béton. La dispersion des valeurs pour une classe de résistance donnée est beaucoup plus importante que pour l'acier, ce qui se traduit par un coefficient de sécurité plus élevé (coefficient partiel dans les Eurocodes).



Dans le corpus des Eurocodes, les coefficients partiels sont calibrés de telle sorte que la fiabilité de tous les éléments de construction atteignent un seuil minimal, identique quel que soit le matériau utilisé.

La masse volumique du béton normal peut varier entre 2 200 et 2 500 kg/m³, voire jusqu'à 2 700 kg/m³. Il existe aussi des bétons dits légers, dont la masse volumique peut varier entre 1 700 et 2 000 kg/m³. Ces bétons sont désignés par une classe de résistance commençant par « LC » (pour « light concrete ») puis, comme pour le béton normal, deux chiffres pour la résistance caractéristique à la compression sur éprouvette cylindrique et sur éprouvette rectangulaire. Ils sont obtenus à partir de granulats plus légers et leur résistance à la compression est plus faible que celle des bétons normaux équivalents. Ces bétons sont rarement utilisés dans des projets de bâtiments multi-étagés.

Le fait que les propriétés du béton varient au cours du temps constitue une autre différence importante avec celles de l'acier. Il est nécessaire de prendre en compte l'effet du temps sur le béton pour :

- la phase de durcissement ;
- le retrait ;
- le fluage.

Durcissement du béton

Les propriétés du béton, telles que définies par la norme pour le calcul des structures, ne sont acquises qu'au bout de 28 jours après le coulage. Entre-temps, la résistance du béton augmente progressivement, selon la courbe indiquée sur la *Figure 53*. La résistance du béton ne doit jamais être escomptée avant un temps de 3 jours. Pour le retrait des éventuels étais, il est recommandé d'attendre au moins 10 jours, à partir desquels la résistance du béton dépasse 80 % de sa valeur finale. Si un chargement intervient avant 28 jours, par exemple lorsque les étais sont retirés, une justification appropriée de la structure doit être effectuée, en se basant sur la résistance réellement disponible à la date du chargement.

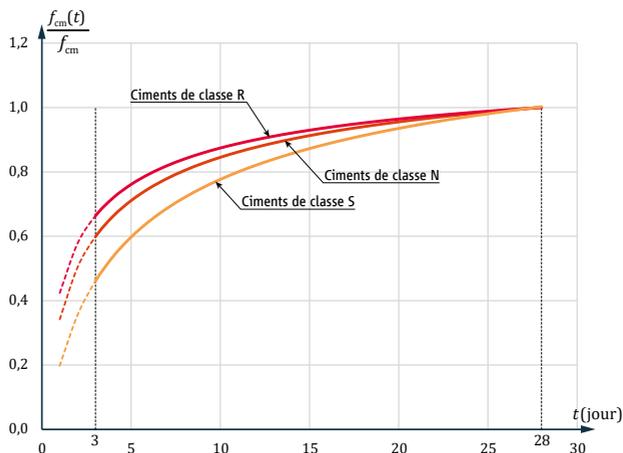


Figure 53 : Évolution de la résistance moyenne à la compression après coulage du béton



La résistance à la compression du béton continue légèrement à croître avec le temps au-delà de 28 jours, mais cet effet n'est pas pris en compte dans le dimensionnement.

Retrait du béton

Le retrait du béton provient d'une perte de l'eau contenue dans le béton vers le milieu extérieur. Il se traduit par une réduction des dimensions des éléments en béton. Il intervient au moment de la prise du béton, dans les jours qui suivent le coulage (retrait endogène) et à plus long terme jusqu'à l'atteinte d'un équilibre avec le milieu ambiant (retrait de dessiccation).

Le retrait augmente avec le temps. Il est d'autant plus élevé que l'humidité relative du milieu ambiant est faible, ou que l'épaisseur des éléments en béton diminue. Le retrait est indépendant de la charge appliquée.

Quand une pièce en béton est bridée de telle sorte que sa longueur ne peut pas varier librement, l'effet de retrait est équivalent à l'application d'un effort de traction sur la pièce, car celle-ci veut se raccourcir mais est empêchée par le bridage. Il résulte d'un retrait empêché l'apparition inévitable de fissures, qui peuvent être maîtrisées par la mise en place d'armatures

anti-fissuration. De même, pour limiter cette fissuration, des joints de dilatation doivent être prévus lorsque la longueur du bâtiment dépasse un certain seuil (cf. § 2.5).

Pour une poutre mixte (cf. § 4.5), le retrait est directement empêché par le profilé métallique supportant la dalle en béton. Il en résulte un équilibre des forces avec une traction dans la dalle en béton sous l'effet du raccourcissement de retrait et d'une compression dans le profilé qui s'oppose à ce raccourcissement. Compte tenu du bras de levier entre la dalle et le profilé, la poutre est soumise à un moment qui la fléchit vers le bas, ce qui provoque donc une flèche additionnelle. Cette flèche est généralement peu importante pour les poutres de faible portée. Elle peut par contre devenir significative pour les portées les plus élevées (Figure 54). Il est alors possible de la compenser par une contreflèche de la poutre (cf. § 4.9).

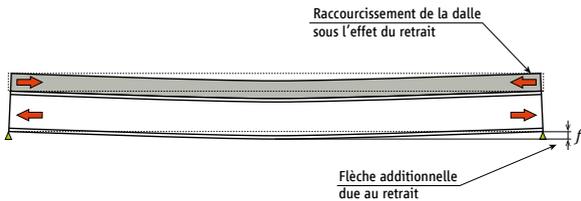


Figure 54: Effet du retrait du béton sur une poutre mixte

Fluage du béton

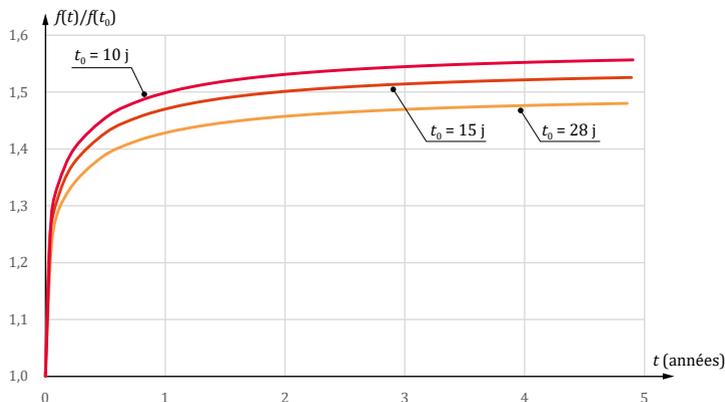
Lorsqu'un élément en béton est soumis à une charge, il subit une déformation instantanée ainsi qu'une déformation différée irréversible qui croît au cours du temps, si la charge est maintenue.

Le fluage correspond à cet effet de déformation différée. Il dépend principalement de la charge appliquée, des caractéristiques du béton, du taux d'humidité de l'atmosphère ambiante et de l'âge du béton au moment du chargement (plus le béton est jeune, plus il flue). Pour donner un ordre de grandeur, l'effet du fluage peut être représenté par une réduction du module d'élasticité du béton E_{cm} par un coefficient de 3 approximativement.

Le fluage a pour conséquence que les flèches des éléments en béton (ou des éléments mixtes acier-béton) sous l'effet des charges permanentes, telles que le poids propre, sont relativement importantes (Figure 55). Il est possible de compenser ces flèches permanentes par une contreflèche des poutres (cf. § 4.9).

Pour l'étude d'une structure comportant des éléments en béton, il convient de prendre en compte l'influence du fluage. Pour des structures comportant des poutres ou des dalles mixtes, il est nécessaire de distinguer trois phases principales dans la vie de l'ouvrage :

- phase de coulage du béton : si la structure n'est pas étayée, les charges gravitaires ne sont reprises que par les seuls éléments métalliques de la charpente ;
- phase mixte sous charges permanentes : les charges sont reprises par les éléments fonctionnant en mixité acier-béton ; le fluage conduit à une majoration des flèches ;
- phase mixte sous charges d'exploitation : les charges sont reprises là aussi par les éléments fonctionnant en mixité acier-béton mais le fluage n'a pas d'influence.



t_0 représente le temps après le coulage du béton à partir duquel la poutre est mise en charge, par exemple lors du retrait des étais.

Figure 55 : Évolution au cours du temps de la flèche sous poids propre d'une poutre mixte

2.8.3 Armatures

78

Les armatures servent à la reprise des efforts de traction dans les parties du béton soumises à des elongations. Elles sont aussi utilisées pour limiter la taille des fissures générées par divers effets tels que les moments secondaires ou le retrait du béton (cf. § 2.8.2). Sauf cas particulier, tout élément en béton doit ainsi contenir un minimum d'armatures, même quand il n'est soumis qu'à des charges de compression.

Les armatures utilisées pour les éléments mixtes (poutres, poteaux, dalle) d'un projet de bâtiment multi-étagé en charpente métallique doivent être à haute adhérence, afin de former un système homogène avec les autres composants du béton. L'adhérence entre le béton et une armature est assurée par des verrous ou des empreintes régulièrement espacées sur le périmètre extérieur des barres (Figure 56). Elle permet de garantir une association entre les matériaux en évitant le glissement de l'un par rapport à l'autre.



Figure 56 : Barre d'armature à haute adhérence

Les armatures sont utilisées sous forme de treillis, généralement pour s'opposer aux effets du retrait du béton dans les dalles, sous forme de barres, pour la reprise d'efforts de cisaillement (connexion) ou de traction (poutres continues sur appuis) ou sous forme de cadre pour le confinement du béton (poteaux partiellement ou totalement enrobés). Le Tableau 14 donne les disponibilités et les diamètres nominaux pour les barres et les treillis, ainsi que leur section nominale et leur masse linéique.

Diamètre nominal (mm)	Barres	Treillis	Section nominale (mm ²)	Masse linéique (kg/m)
5,0		x	19,6	0,154
5,5		x	23,8	0,187
6,0	x	x	28,3	0,222
6,5		x	33,2	0,260
7,0		x	38,5	0,302
7,5		x	44,2	0,347
8,0	x	x	50,3	0,395
8,5		x	56,7	0,445
9,0		x	63,6	0,499
9,5		x	70,9	0,556
10,0	x	x	78,5	0,617
11,0	x	x	95,0	0,746
12,0	x	x	113	0,888
14,0	x	x	154	1,21
16,0	x	x	201	1,58
20,0	x		314	2,47
25,0	x		491	3,85
28,0	x		616	4,83
32,0	x		804	6,31

Tableau 14: Disponibilité et propriétés des armatures

Les aciers d'armature se distinguent des aciers de construction par leur forme, leur mode de fabrication et leur composition chimique. La courbe contrainte-déformation reste similaire à celle présentée en *Figure 50* pour les aciers de construction. Le *Tableau 15* donne la limite d'élasticité (f_{yk}) et la résistance ultime à la traction (f_{tk}) des classes d'acier pour les armatures.

La dernière lettre de la dénomination de l'acier désigne la classe de ductilité, dont les critères sont définis par le *Tableau 16*. Les barres d'armature dont la classe de ductilité est la plus faible (A) sont à limiter aux usages anti-retrait. Pour les poutres mixtes dont une partie est située en zone de moment négatif, ce qui implique donc une traction dans la dalle, les armatures utilisées pour cette dernière doivent présenter une ductilité minimale correspondant aux classes B ou C.

Classe technique d'acier	f_{yk} (MPa)	f_{tk} (MPa)
B 500 A	500	≥ 525
B 500 B	500	≥ 540
B 500 C	500	≥ 575
B 450 B	450	≥ 486
B 450 C	450	≥ 517

Tableau 15 : Types d'acier pour les armatures

Classe de ductilité	A	B	C
Limite d'élasticité caractéristique f_{yk} (MPa)	400 à 600 MPa		
Valeur minimale de f_{tk} / f_{yk}	≥ 1,05	≥ 1,08	≥ 1,15 < 1,35
Valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale ϵ_{uk}	≥ 2,5 %	≥ 5,0 %	≥ 7,5 %

Tableau 16 : Classe de ductilité des aciers d'armature – d'après Tableau C.1 de la NF EN 1992-1-1

2.8.4 Boulonnerie

Les produits de boulonnerie sont fabriqués à partir d'aciers alliés spécifiques, différents des aciers de construction utilisés pour la structure (§ 2.8.1). En outre, ces aciers subissent la plupart du temps des traitements mécaniques et thermiques afin d'améliorer leurs propriétés.

Les performances mécaniques des aciers de boulonnerie sont regroupées par classes. Le *Tableau 17* donne les classes qu'il convient de privilégier pour les boulons ordinaires dits SB (Structural Bolts) dans les structures métalliques, ainsi que leurs principales propriétés. Actuellement, la classe couramment utilisée pour les boulons ordinaires est la classe 8.8.

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 17 : Classes de boulonnerie à privilégier en construction métallique



La désignation de la classe de boulonnerie contient les informations relatives aux contraintes f_y et f_u . Multiplier le premier nombre par 100 donne directement la contrainte ultime à la traction f_u en MPa. Pour obtenir f_y il suffit de multiplier f_u par le second chiffre et de diviser le tout par 10. Par exemple, pour la classe 10.9 :

- $f_u = 10 * 100 = 1\ 000$ MPa
- $f_y = 1\ 000 * 9 / 10 = 900$ MPa

On peut noter que les normes proposent aussi les classes de boulonnerie 4.8, 5.8 et 6.8, qui ne sont pas mentionnées dans le [Tableau 17](#). Ces classes sont toutefois moins ductiles et présentent une résilience médiocre : leur utilisation pour de la charpente métallique n'est pas recommandée.

Le guide « Conception des bâtiments simples à ossature en acier » [\[68\]](#) peut être consulté pour plus de détails sur les produits de boulonnerie.

3.1 Général

Les poteaux sont les éléments verticaux qui transmettent aux fondations les efforts intérieurs et extérieurs qui sont appliqués à un bâtiment (*Figure 57*). Dans les bâtiments multi-étagés, les poteaux travaillent essentiellement en compression et très peu en flexion. La trame des poteaux à l'intérieur du bâtiment est normalement définie en phase esquisse (cf. § 2.1.2 et 2.3). Néanmoins, lors de la phase d'avant-projet (cf. § 2.1.3), la position des poteaux de façade peut être ajustée en fonction des éléments qui seront mis en œuvre.

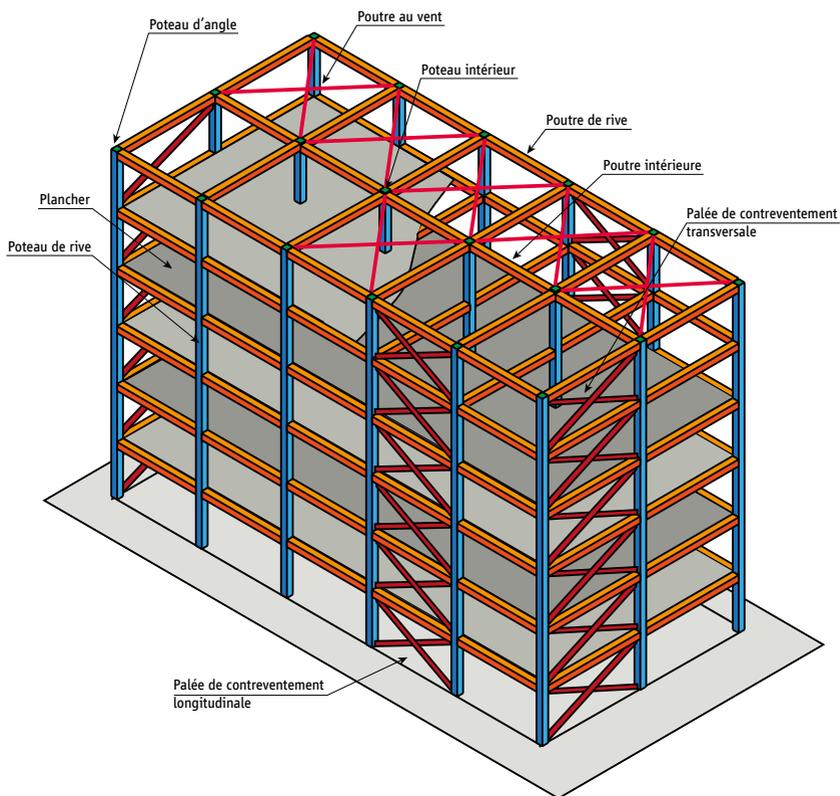


Figure 57: Éléments principaux d'une charpente métallique pour un bâtiment multi-étagé

Pour les projets courants, les sections de poteaux sont choisies parmi les gammes de profilés laminés telles que les HE ou celles des profils creux, circulaires ou rectangulaires. Les profils creux formés à froid sont peu utilisés pour des projets de bâtiments multi-étagés contreventés, car moins performants en compression. Comme les poteaux de rive sont moins chargés que les poteaux intérieurs, ils sont souvent réalisés avec des sections plus faibles. Le *Tableau 18* donne pour des bâtiments de bureaux et d'habitation l'ordre de grandeur des profils.

Nombre d'étages supportés	Dimension principale (mm)
1	150 à 200
2-4	200 à 250
3-6	250 à 300
5-9	300 à 400

Tableau 18: Ordre de grandeur des dimensions des poteaux

L'utilisation de poteaux métalliques ou mieux encore de poteaux mixtes acier-béton permet d'obtenir des sections plus faibles que celles qui auraient été exigées dans une configuration entièrement en béton. Cela se traduit par un gain de surface utile et une intégration plus facile des poteaux en façade.

3.2 Descentes de charges

Il n'est pas nécessaire, au stade de l'esquisse, d'estimer la descente de charges sur tous les poteaux. En revanche, il est intéressant d'évaluer la charge gravitaire correspondant à chaque étage (Poids propre + Charges Permanentes + Charges d'exploitation), cette première estimation pouvant conduire au pré-dimensionnement des poteaux.

Le *Tableau 19* donne les ordres de grandeur du poids des éléments principaux de la charpente par niveau de plancher. Il faut ajouter à ces charges les autres charges permanentes et les charges d'exploitation du projet.

Type de bâtiment	Quantité d'acier (kg/m ² de plancher)			
	Poutres	Poteaux	Contrevent ^{mmt}	Total
Bâtiment rectangulaire R+3/4	30 à 35	8 à 10	2 à 3	35 à 48
Bâtiment rectangulaire R+6/8	30 à 35	12 à 15	3 à 5	40 à 55
Bâtiments R+8/10 grandes portées	35 à 40	12 à 15	4 à 6	50 à 61

Tableau 19: Ordre de grandeur des quantités d'acier dans un bâtiment multi-étagé (hors façades)

3.3 Sections des poteaux

3.3.1 Choix des sections

Les sections de poteaux doivent être définies par une analyse du bâtiment en phase de projet (cf. § 2.1.4). Pour faciliter l'approvisionnement, l'exécution et le montage de la charpente, il est préférable de rationaliser les sections et d'effectuer des regroupements. En général il est d'usage de se limiter à deux sections de poteaux par niveau, une pour les poteaux de façade,

l'autre pour les poteaux intérieurs. Il en va de même pour utiliser la même section de poteaux sur plusieurs niveaux consécutifs : un changement de section s'effectue en général tous les 3 ou 4 niveaux. En fonction des exigences architecturales, la section d'un poteau peut aussi être gardée constante sur toute la hauteur du bâtiment.

3.3.2 Profilés laminés

Les profilés en H sont les éléments les plus couramment utilisés pour réaliser des poteaux. Ils offrent une bonne résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilité et permettent de franchir une hauteur de niveau courant sans qu'il soit nécessaire de les maintenir. La gamme des sections disponibles sur le marché est assez étendue, allant du simple HEA au HEM très massif (*Figure 58*).

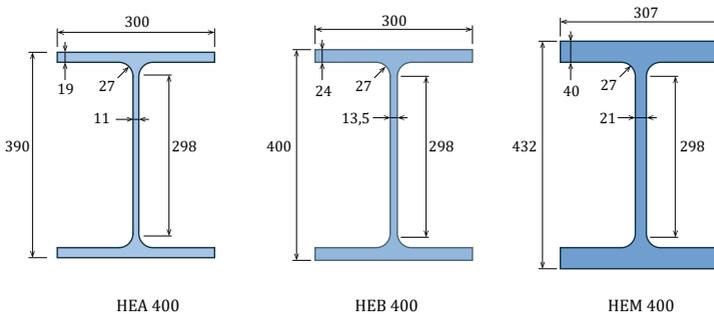


Figure 58 : Exemples de profilés HE

Pour des raisons architecturales, il est également fréquent que le choix du concepteur s'oriente vers des profils creux, circulaires ou rectangulaires (*Figure 59*). La résistance à la compression d'un profil creux est également très élevée. Par contre, les assemblages qui impliquent des sections creuses sont souvent plus complexes à réaliser, en particulier dans le cas de profils circulaires (*Figure 60*).

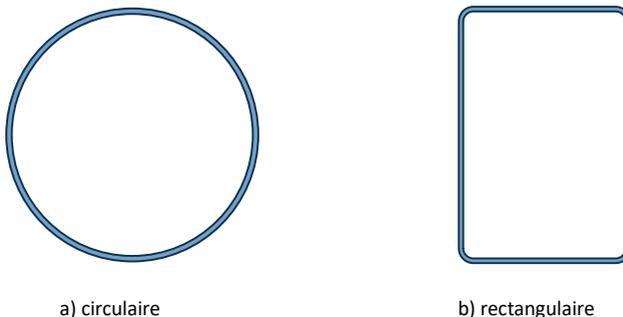


Figure 59 : Sections creuses



Figure 60: Exemple de poteau à section creuse carrée

3.3.3 Profilés reconstitués par soudage

Le principal intérêt des profilés reconstitués par soudage (PRS) est d'optimiser la section tout le long de l'élément porteur. Dans le cas de poteaux de portiques à un seul niveau, qui sont fortement sollicités en flexion, il peut être pertinent de chercher à réduire la section du poteau en se rapprochant du pied. Pour des bâtiments multi-étagés par contre, la section d'un poteau reste constante sur la hauteur d'un niveau. Le recours à des PRS est alors généralement lié à des questions de production, plus que d'optimisation des quantités de matière.

3.3.4 Poteaux mixtes

La mixité permet d'améliorer les performances mécaniques des poteaux et d'assurer une bonne stabilité au feu.

Il existe deux procédés pour réaliser un poteau mixte : soit le poteau métallique est entièrement ou partiellement enrobé de béton, soit, dans le cas de profils creux, du béton est coulé directement à l'intérieur du profil.

Dans le premier cas (Figure 61), le poteau doit être coffré et des armatures sont nécessaires afin de maîtriser la fissuration du béton. Dans le second cas (Figure 62), c'est le poteau métallique qui sert de coffrage au béton qui est alors confiné. Des armatures, voire un second profilé

métallique, peuvent être placés à l'intérieur du profil creux, en général pour assurer la résistance en situation d'incendie (cf. § 2.6 et 2.6.7).



Il est aussi possible d'utiliser le béton de l'enrobage uniquement pour la protection contre l'échauffement qu'il procure en cas d'incendie. Dans ce cas, la contribution du béton à la résistance du poteau est négligée et le poteau est calculé comme un poteau métallique non mixte.

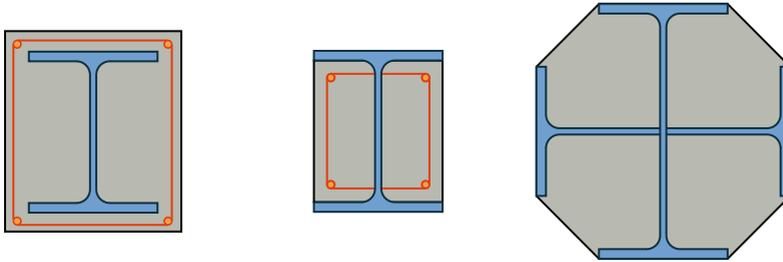


Figure 61: Sections de poteaux mixtes avec profilés totalement ou partiellement enrobés

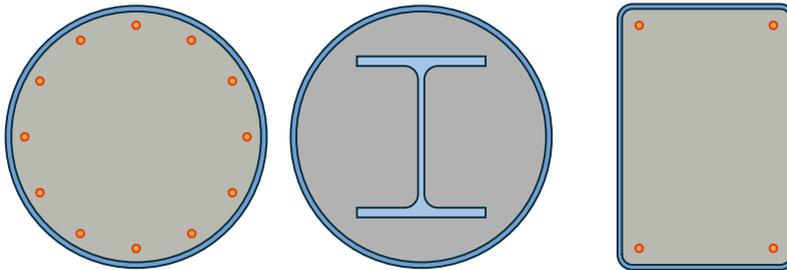
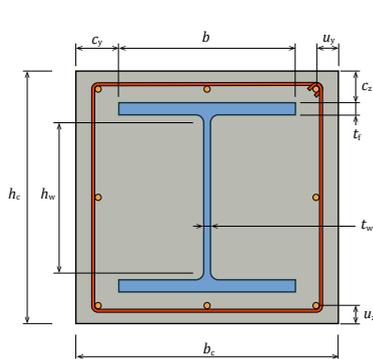


Figure 62: Sections de poteaux mixte avec profils creux remplis de béton

3.4 Dispositions constructives pour les poteaux mixtes

3.4.1 Poteaux mixtes totalement enrobés

Pour un profilé entièrement enrobé de béton, un enrobage minimal doit être réalisé afin d'assurer la transmission des efforts d'adhérence, de protéger l'acier contre la corrosion et d'éviter le risque d'éclatement du béton. À cet effet, l'enrobage de la semelle c_y et c_z doit vérifier les relations indiquées sur la Figure 63. En outre, même si le béton armé assure un maintien efficace des parois, il est recommandé de ne pas dépasser les élancements maximaux de la semelle et de l'âme donnés sur cette même figure.



$$0,2 \leq \frac{h_c}{b_c} \leq 5$$

$$c_z \geq 40 \text{ mm}$$

$$c_y \geq 40 \text{ mm}$$

$$c_z \geq b / 6$$

$$c_y \geq b / 6$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 124 \varepsilon$$

$$\frac{b}{t_f} \leq 44 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$$

f_y : limite d'élasticité du profilé en MPa
Suivant la norme NF EN 1994-1-1

Figure 63 : Enrobage minimal et recommandations sur les dimensions du profilé

En situation d'incendie, les dimensions du poteau et les épaisseurs d'enrobage doivent respecter les conditions indiquées au **Tableau 20** en fonction de la résistance au feu normalisée recherchée. Si le béton qui enrobe le profilé n'est utilisé que pour sa fonction d'isolation thermique, les résistances au feu normalisé R30 à R180 peuvent être obtenues avec une épaisseur d'enrobage c du profilé en acier (c_y ou c_z) conforme aux valeurs données dans le **Tableau 21**.

	Résistance au feu normalisé					
	R30	R60	R90	R120	R180	R240
Dimensions minimales h_c et b_c [mm]	150	180	220	300	350	400
Enrobage minimal du profilé c_y et c_z [mm]	40	50	50	75	75	75
Distance d'axe minimale des armatures u_y et u_z [mm]	20	30	30	40	50	50
Ou						
Dimensions minimales h_c et b_c [mm]		200	250	350	400	
Enrobage minimal du profilé c_y et c_z [mm]		40	40	50	60	
Distance d'axe minimale des armatures u_y et u_z [mm]		20	20	30	40	

source : Tableau 4.4 de la norme NF EN 1994-1-2

Tableau 20 : Dimensions minimales et enrobages minimaux pour les sections de profilés totalement enrobés en situation d'incendie

	Résistance au feu normalisé				
	R30	R60	R90	R120	R180
Enrobage minimal du profilé c_y et c_z [mm]	0	25	30	40	50

source : Tableau 4.5 de la norme NF EN 1994-1-2

Tableau 21 : Enrobage minimal d'un profilé en acier avec le béton comme protection au feu

La section des barres d'armature longitudinales doit représenter au minimum 0,3 % de l'aire du béton, ce qui se traduit par la relation suivante :

$$A_s = n \pi \phi^2 / 4 \geq 0,003 (h_c b_c - A_a)$$

où : n est le nombre de barres d'armature longitudinales ;

ϕ est leur diamètre ;

A_a est l'aire du profilé métallique ;

A_s est l'aire cumulée des barres d'armature longitudinales.

Le diamètre minimal des barres d'armature longitudinales est de 8 mm ($\phi \geq \phi_{\min} = 8$ mm). En outre, la section des armatures longitudinales doit vérifier la condition :

$$A_s \geq 0,010 N_{Ed,c} / f_{yd}$$

où : $N_{Ed,c}$ est la part de l'effort normal de compression du poteau reprise par la section en béton ;

f_{yd} est la limite d'élasticité de calcul de l'acier des armatures.

Le diamètre des barres transversales doit être au moins égal à 6 mm ou au quart du diamètre des barres longitudinales. L'espacement maximal entre barres transversales (cadres) ne doit pas excéder la plus petite des valeurs suivantes (*Figure 64*) :

- 20 fois le diamètre des barres d'armature longitudinales ;
- la plus petite dimension de la section ($\min\{h_c; b_c\}$) ;
- 400 mm.

Cet espacement maximal doit être réduit par un coefficient de 0,6 pour les tronçons du poteau situés à une distance de l'assemblage poutre-poteau le plus proche inférieure selon les indications de la *Figure 64*.

L'enrobage des armatures dépend de l'environnement et doit suivre les règles indiquées au § 3.4.4.

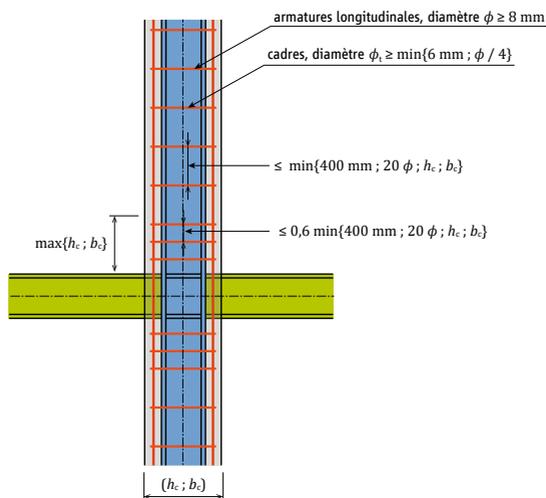


Figure 64: Disposition des armatures d'un poteau mixte totalement enrobé

3.4.2 Poteaux mixtes partiellement enrobés

Le béton d'enrobage placé entre les semelles d'un poteau partiellement enrobé doit être armé par des armatures longitudinales et des étriers transversaux. Il doit être connecté au profilé métallique par l'un ou plusieurs des procédés suivants (Figure 65) :

- des goujons soudés sur l'âme d'un diamètre au moins égal à 10 mm ;
- le soudage des cadres transversaux sur l'âme du profilé ;
- des barres d'armature traversantes d'un diamètre au moins égal à 10 mm.

La distance entre le nu intérieur des semelles et la file la plus proche de fixation (goujons soudés, soudure des barres ou barre traversante, voir la distance d sur la Figure 65) ne doit pas excéder 200 mm. L'espacement longitudinal entre les fixations ne doit pas dépasser 400 mm.



cf. clause 5.5.3 (2) de la norme NF EN 1994-1-1

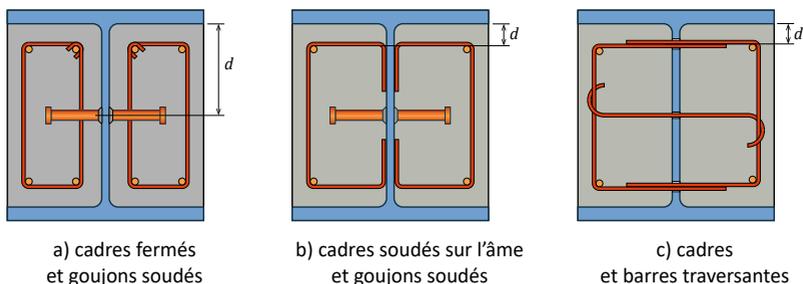


Figure 65: Procédés de fixation du béton d'enrobage sur l'âme du profilé

Le béton d'enrobage doit remplir les chambres du profilé. La *Figure 66* donne les exigences dimensionnelles. Le rapport b / t_f est limité pour éviter les risques de voilement des semelles comprimées.

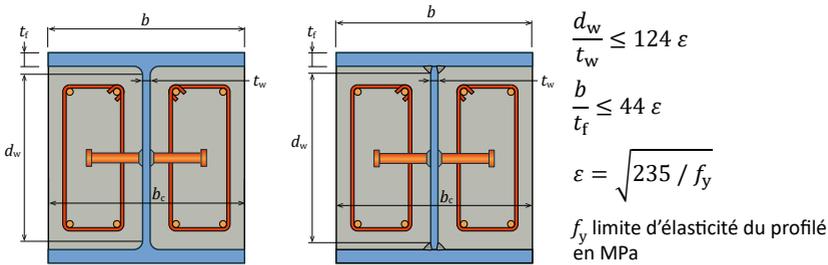


Figure 66: Exigences dimensionnelles

Les mêmes dispositions minimales d'armatures longitudinales et transversales que celles mentionnées au § 3.4.1 doivent être appliquées. L'enrobage des armatures dépend de l'environnement et doit suivre les règles indiquées au § 3.4.4.

3.4.3 Profils creux remplis de béton

Les armatures ne sont pas nécessaires au fonctionnement normal des poteaux creux remplis de béton. L'exigence de résistance à l'incendie (§ 2.6) oblige toutefois l'adoption d'armatures, en particulier lorsqu'elle est supérieure à R30.

3.4.4 Conditions minimales d'enrobage des armatures

L'enrobage est l'épaisseur de béton qui sépare le bord d'une armature et la surface du béton en contact avec l'atmosphère. Pour toute armature, une valeur minimale d'enrobage doit être respectée afin de garantir :

- la bonne transmission des forces d'adhérence entre les armatures et le béton ;
- l'absence d'épaufrures ;
- la protection de l'acier contre la corrosion ;
- si besoin une résistance au feu convenable.

L'enrobage nominal spécifié sur les plans, noté c_{nom} , est défini comme la somme de l'enrobage minimal c_{min} et d'une marge pour les tolérances d'exécution Δc_{dev} (*Figure 67*) :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

En France, la valeur de Δc_{dev} utilisée dans les projets est de 10 mm.

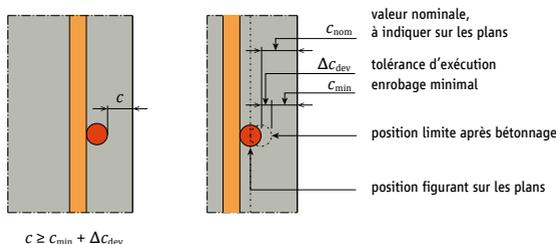


Figure 67: Conditions d'enrobage des armatures



Les conditions d'enrobage minimal des armatures sont définies dans le chapitre 4 de la norme NF EN 1992-1-1.

L'enrobage minimal c_{\min} est la plus grande des valeurs suivantes :

- $c_{\min,b}$ l'enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence (transmission des efforts),
- $c_{\min,dur}$ l'enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement (protection contre la corrosion).

En outre, c_{\min} ne peut pas être inférieur à 10 mm. La condition s'écrit finalement :

$$c_{\min} = \max\{c_{\min,b} ; c_{\min,dur} ; 10 \text{ mm}\}$$

Pour assurer un bon transfert des efforts d'adhérence, l'enrobage des armatures doit au moins être égal au diamètre de la barre recouverte :

$$c_{\min,b} = \phi$$

Pour procurer une protection suffisante de l'acier des armatures, l'enrobage des armatures $c_{\min,dur}$ ne doit pas être inférieur à la valeur indiquée dans le [Tableau 22](#), en fonction de la classe d'exposition du béton et de la classe structurale du bâtiment. La classe structurale recommandée est la classe S4, correspondant à une durée de vie de 50 ans. Le [Tableau 23](#) donne les modifications de classe structurale qu'il convient de prendre en compte en fonction de la classe d'exposition, de la classe de résistance et de la durée du projet. Le [Tableau 24](#) décrit les classes d'exposition du béton, d'après la norme NF EN 206/CN.

La classe d'exposition du béton pour un bâtiment clos et couvert à usage de bureaux ou d'habitation est la classe XC1. Pour les projets courants, la valeur de $c_{\min,dur}$ est donc égale à 15 mm, et la valeur nominale d'enrobage correspondante est égale à 25 mm.

Classe structurale	Classe d'exposition du béton						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

source : Tableau 4.4 N de la norme NF EN 1992-1-1

Tableau 22 : Enrobage minimal des armatures vis-à-vis des conditions d'environnement

Critère	Classe d'exposition du béton						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
Durée de vie	100 ans : +2						
	25 ans et moins : -1						
Classe de résistance du béton	≥ C30/37 et < C50/60 -1	≥ C30/37 et < C55/67 -1	≥ C35/45 et < C60/75 -1	≥ C40/50 et < C60/75 -1	≥ C45/55 et < C70/85 -1		
	≥ C50/60 -2	≥ C55/67 -2		≥ C50/60 -2	≥ C70/85 -2		
Nature du liant		Béton de classe ≥ C35/45 à base de CEM I sans cendres volantes -1	Béton de classe ≥ C40/50 à base de CEM I sans cendres volantes -1				

source : Tableau 4.3 NF de la norme NF EN 1992-1-1/AN

Tableau 23 : Modifications de classe structurale

Classe d'exposition	Environnement	Béton concerné
X0	Aucun risque de corrosion ou d'attaque	Béton non armé Béton armé en environnement très sec
XC – Corrosion induite par la carbonatation		
XC1	Sec ou humide en permanence	
XC2	Humide, rarement sec	Béton armé ou béton contenant des éléments métalliques, exposé à l'air et à l'humidité
XC3	Humidité modérée	
XC4	Alternance d'humidité et de séchage	
XD – Corrosion induite par les chlorures ayant une origine autre que marine		
XD1	Humidité modérée	Béton armé ou béton contenant des éléments métalliques, soumis au contact d'une eau autre que l'eau de mer, contenant des chlorures, y compris les sels de déverglaçage
XD2	Humide, rarement sec	
XD3	Alternance d'humidité et de séchage	
XS – Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer		
XS1	Exposé à l'air véhiculant le sel marin mais pas au contact direct de l'eau de mer	Béton armé ou béton contenant des éléments métalliques, soumis au contact des chlorures présents dans l'eau de mer ou à l'action de l'air véhiculant du sel marin
XS2	Immergé en permanence	
XS3	Zone de marnage, zone soumise à des embruns ou à des projections	
XF – Attaque gel/dégel avec ou sans agent de déverglaçage		
XF1	Saturation modérée en eau, sans agent de déverglaçage	
XF2	Saturation modérée en eau, avec agent de déverglaçage	Béton soumis à une attaque significative due à des cycles gel/dégel alors qu'il est mouillé
XF3	Forte saturation en eau, sans agent de déverglaçage	
XF4	Forte saturation en eau, avec agent de déverglaçage	
XA – Attaques chimiques		
XA1	Faible agressivité chimique	Béton exposé aux attaques chimiques se produisant dans les sols naturels, les eaux de surface et les eaux souterraines
XA2	Agressivité chimique modérée	
XA3	Forte agressivité chimique	

Tableau 24: Classes d'exposition des bétons

3.5 Pieds de poteaux

3.5.1 Classification des pieds de poteaux

En fonction de leur capacité de rotation, les pieds de poteaux peuvent être soit articulés, soit encastés. Un pied de poteau articulé permet une rotation suffisante pour que les moments transmis restent négligeables. Inversement, un pied de poteau encasté permet de transmettre un moment de flexion sans rotation significative de l'assemblage.

D'une manière générale, un pied de poteaux articulé revient moins cher à construire : il exige en effet moins de tiges d'ancrage, des épaisseurs de platine plus faibles et il ne transmet pas de moment de flexion à la fondation, ce qui conduit à des sollicitations réduites dans le béton. Inversement, un pied de poteau encastré nécessite plus de matière aussi bien côté pied de poteau que côté béton.

Le concepteur privilégie donc l'adoption de pieds de poteaux articulés, en particulier pour les bâtiments multi-étagés. Des pieds de poteaux encastrés peuvent cependant parfois s'avérer indispensables dans de rares cas, en particulier lorsqu'il est nécessaire de limiter les déformations de la charpente.

Cette classification entre assemblages articulés et encastrés concerne aussi bien les poteaux en acier que ceux mixtes acier-béton. Dans ce dernier cas, il convient d'adopter quelques mesures spécifiques pour les pieds de poteaux mixtes, qui sont abordées dans les chapitres qui suivent.

3.5.2 Pieds de poteaux articulés

Dans les bâtiments multi-étagés, les poteaux sont généralement articulés en pied, au niveau des fondations. Sont classés dans cette catégorie tous les assemblages qui autorisent un degré de liberté en rotation suffisant au niveau de l'appui pour considérer une articulation.

Ce type d'assemblage est compatible avec l'hypothèse d'articulation à condition que la longueur de platine en contact avec le sol, mesurée perpendiculairement à l'axe de grande inertie du poteau, ne dépasse pas 300 mm. Au-delà de ce seuil, une tolérance est accordée dans le cas des platines n'excédant pas 600 mm de long, à condition de vérifier des critères de calcul supplémentaires (Figure 68). Le premier de ces critères permet de limiter la déformation en traction au droit des tiges à une valeur de 1,5 mm. Cette déformation théorique intègre aussi une certaine contribution de la souplesse de la platine, qui doit donc ne pas être trop épaisse.

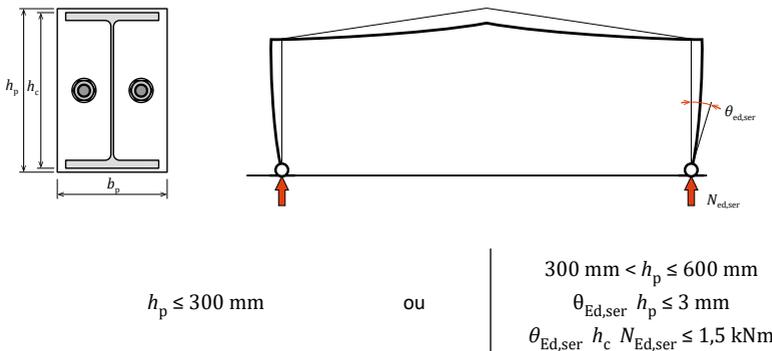


Figure 68 : Critères conventionnels pour un pied de poteau articulé

La configuration de pied de poteau articulé la plus courante consiste à souder une platine à l'extrémité basse du poteau (Figure 69). Cette platine est reliée à la fondation par deux tiges d'ancrage (cf. § 3.5.5), lesquelles sont généralement courbées autour d'une armature prédisposée dans le massif de fondation. Lors du coulage du massif, une réservation est réalisée à l'emplacement du poteau, à l'aide d'un gabarit. Lorsque le pied de poteau est ensuite positionné, des cales dans le prolongement des semelles du profilé permettent le réglage de la

structure. Une fois les tiges calées sur les clefs d'ancrage et boulonnées sur la platine, le béton d'apport est coulé dans la réservation et bourré sous la platine.



La fixation directe de la platine au massif de fondation, telle que décrite ici, est devenue beaucoup moins courante que l'usage de platines pré-scellées, détaillées plus loin.

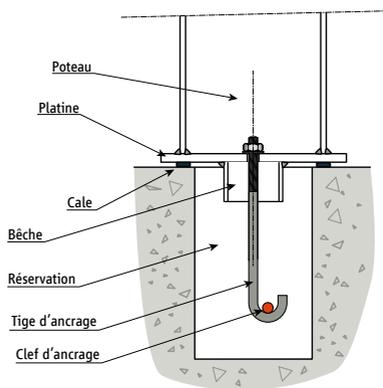
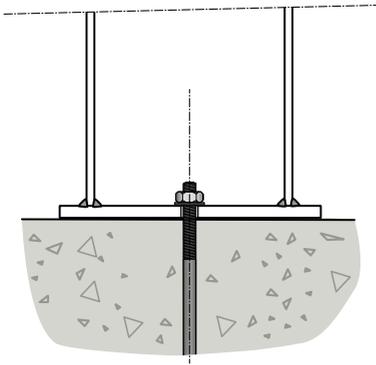


Figure 69: Pied de poteaux articulé, préparation avant coulage du béton

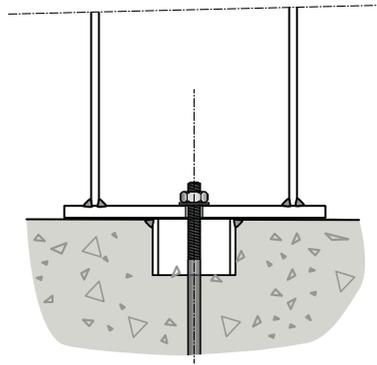
Il existe plusieurs variantes pour un pied de poteau articulé (Figure 70). L'ajout d'une bèche (cf. § 3.5.6 et Figure 73) soudée en sous-face de la platine permet le transfert d'efforts horizontaux importants entre la structure métallique et la fondation. Sans cet appendice, l'effort tranchant horizontal peut être transmis par frottement entre la platine et le béton ou par cisaillement dans les tiges d'ancrage. Ces deux modes de transmission restent limités en capacité. Le transfert par les tiges d'ancrage implique une pression diamétrale sur le béton et l'effort transmis est faible.

Les platines pré-scellées constituent une autre disposition courante (Figure 70 c et d), dans laquelle une platine et les tiges d'ancrage sont pré-positionnées au moment du coulage du massif de fondation. Le pied de poteau, avec sa platine, est ensuite placé sur la platine pré-scellée et les tiges d'ancrage sont boulonnées. Compte tenu des tolérances de pose lors du coulage du béton moins strictes que celles requises pour le montage de la charpente, il est en général nécessaire de prévoir des trous surdimensionnés dans la platine du pied de poteau afin de pouvoir régler correctement la position du poteau. Dans ce cas, il convient de souder des contreplaques avec trous normaux (Figure 72), permettant de transférer une partie de l'effort tranchant entre le pied de poteau et la platine pré-scellée.

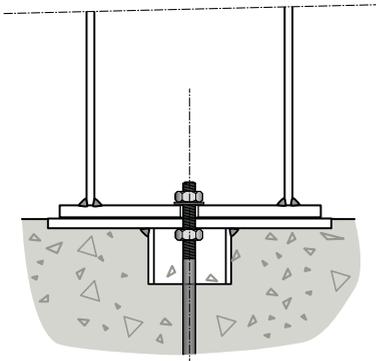
Le transfert des efforts horizontaux entre le pied de poteau et la platine pré-scellée est réalisé par frottement entre les deux platines et par flexion des tiges d'ancrage. Ces modes de transmission comportent des limites intrinsèques. Le transfert par frottement est limité par la valeur minimale de la compression existant dans le poteau. La flexion des tiges d'ancrage n'est pas un mode de fonctionnement recommandable et doit être évitée. Pour pallier ces limites, il est possible d'ajouter des taquets, soudés sur la platine pré-scellée une fois le poteau mis en place, de sorte à assurer le transfert des efforts horizontaux par contact direct entre la platine du poteau et les taquets (Figure 71).



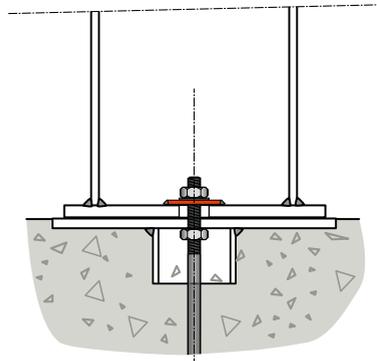
a) Sans bêche
Trous ronds normaux



b) Avec bêche sous platine
Trous ronds normaux



c) Avec bêche sous platine pré-scellée
Trous ronds normaux



d) Avec bêche sous platine pré-scellée
Trous ronds surdimensionnés
et contreplaques soudées

Figure 70: Configurations de pieds de poteaux articulés

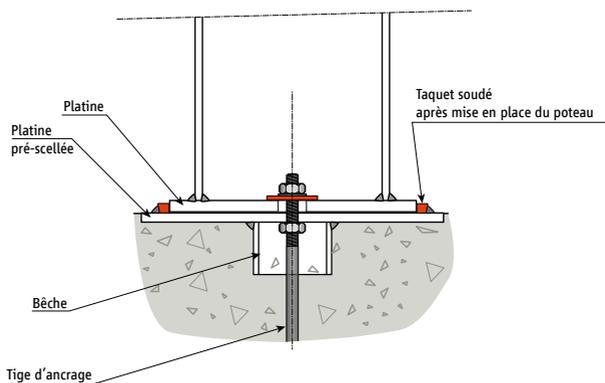


Figure 71 : Transfert des efforts horizontaux entre pied de poteau et platine pré-scellée par taquet



Figure 72 : Exemple d'un pied de poteau articulé avec platine pré-scellée et contreplaqué



© P-O. Martin

Figure 73: Exemple d'une platine avant pré-scellement dans le massif de fondation



© P-O. Martin – Chantier CMD Lyon

Figure 74: Exemple d'un platine de pied de poteau articulé reliée à une diagonale de contreventement

Quand une diagonale du système de stabilité est aussi fixée sur la platine, il est possible de positionner deux tiges d'ancrage sur le côté de la platine où est accrochée la diagonale, ou une seule tige désaxée (*Figure 74*).

Pour certains pieds de poteaux, il est nécessaire de placer 4 tiges d'ancrage aux 4 coins de la platine. C'est le cas, par exemple, des poteaux réalisés à partir de profils creux rectangulaires, mais cette disposition peut aussi être adoptée pour les poteaux en I ou en H, en particulier quand ils sont partiellement ou totalement enrobés. Il reste possible de considérer des pieds de poteaux comme étant articulés quand les conditions suivantes sont remplies (*Figure 75*) :

- la charpente est stabilisée par des palées de contreventement triangulées ;
- l'épaisseur de la platine autorise une certaine déformation.

La première condition permet de ne viser que les structures suffisamment raides, de telle sorte que la demande en rotation au niveau des pieds de poteaux reste limitée.

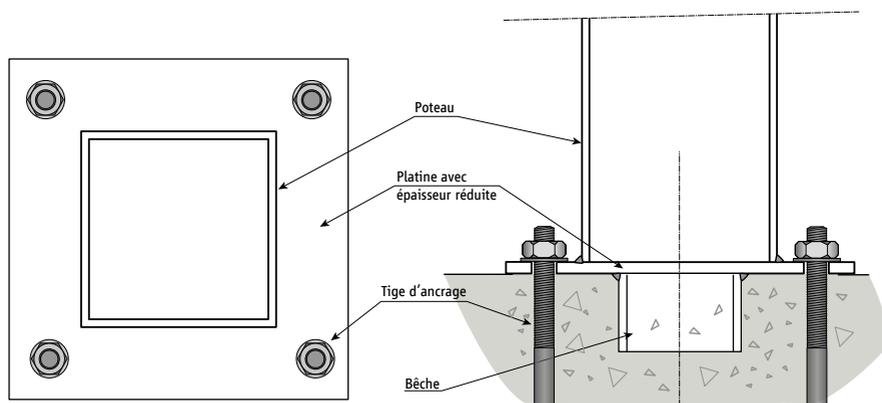


Figure 75: Pied de poteaux tubulaire « articulé »

3.5.3 Pieds de poteaux articulés avec platine réduite

Quand il n'est pas possible de respecter les critères d'articulation d'un pied de poteau (*Figure 68*) en raison de la dimension de la section de poteau, une solution réside dans l'adoption d'une platine de dimension plus réduite.

Il peut être nécessaire de prévoir des raidisseurs d'âme verticaux (*Figure 76 a*) ou obliques (*Figure 76 b*), afin d'éviter le voilement ou l'écrasement local sous l'effet des charges concentrées. Dans la mesure du possible, l'inclinaison d'un raidisseur oblique doit être proche de 30° , par rapport à l'axe du poteau. La reprise des poussées latérales engendrées par ces raidisseurs sur les semelles des poteaux nécessite parfois la mise en œuvre d'un raidissage horizontal (*Figure 76 b* et *Figure 77 b*).

Dans le cas des raidisseurs verticaux (*Figure 76 a* et *Figure 77 a*), l'effort de compression dans la semelle du poteau transite par le cisaillement du panneau d'âme situé entre la semelle et le raidisseur. La hauteur du raidisseur doit être au moins égale à deux fois la distance de celui-ci avec la semelle du poteau.

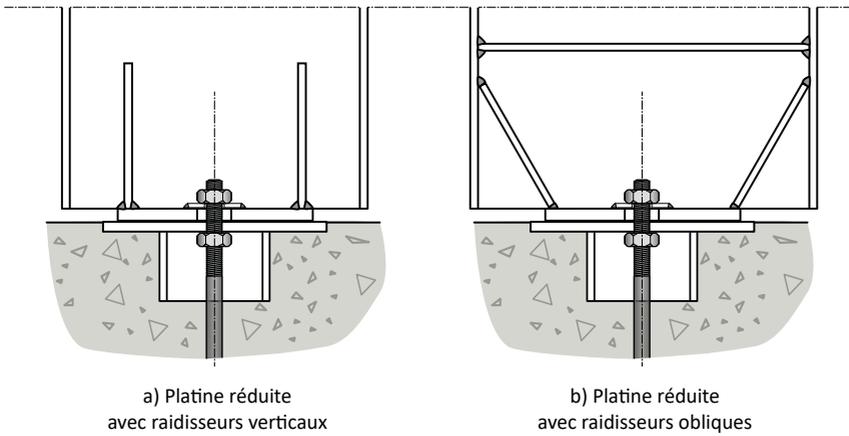


Figure 76 : Pieds de poteaux articulés avec platine réduite centrée

Une autre disposition consiste à décentrer la platine réduite de telle sorte que celle-ci soit reliée à une des deux semelles du poteau (Figure 77). Un raidissage de l'âme sur l'autre bord de la platine peut être mis en œuvre selon les mêmes indications que précédemment. Le désaxement de l'appui génère une flexion additionnelle dans le poteau, qui doit être prise en compte dans l'analyse de la structure. Il convient dans la mesure du possible d'éviter ce type de disposition en raison de cet excentrement.

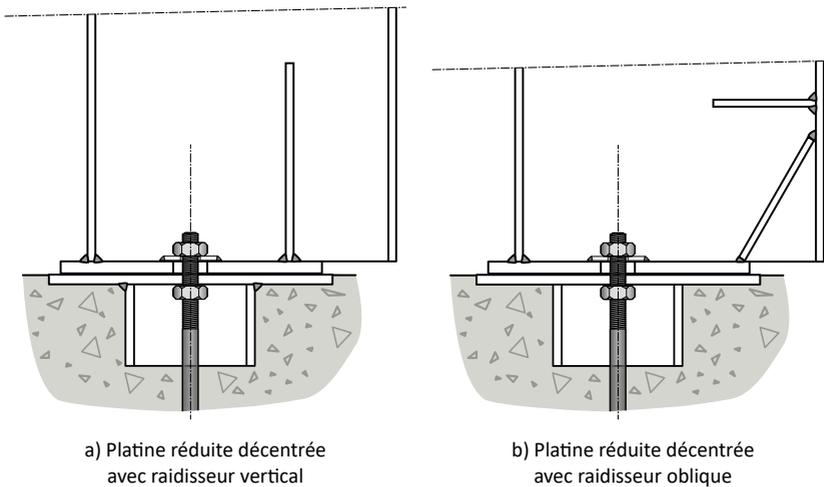


Figure 77 : Pieds de poteaux articulés avec platine réduite décentrée

3.5.4 Pieds de poteaux articulés par un appui à grain

Lorsque les charges sont importantes et que les poteaux sont larges, il peut être pertinent de recourir à des appuis à grain (*Figure 78*). Le principe de fonctionnement de ces derniers est de noyer dans le béton une platine de répartition sur laquelle prend appui la platine d'about du poteau, avec entre les deux une plaque intermédiaire dont les dimensions réduites autorisent une rotation relative de l'ensemble. Toute la charge du poteau est alors concentrée sur cette plaque intermédiaire qui repose simplement sur la platine d'assise pré-scannée. Des tiges et une bêche complètent l'assemblage, pour reprendre respectivement les efforts de traction, le cas échéant, et ceux horizontaux. Le grain est constitué par la plaque intermédiaire soudée en sous-face de la platine d'about du poteau. Ses dimensions sont relativement modestes, de 100 à 150 mm de largeur, pour une épaisseur de 30 à 60 mm. Ses bords sont chanfreinés pour faciliter la rotation du poteau. La transmission des efforts horizontaux entre le grain et la plaque d'assise noyée dans le béton se fait par les taquets soudés, constituant ainsi la « boîte à grain ». Les taquets sont mis en place avant le poteau, ce qui permet de les souder sur leurs deux bords.

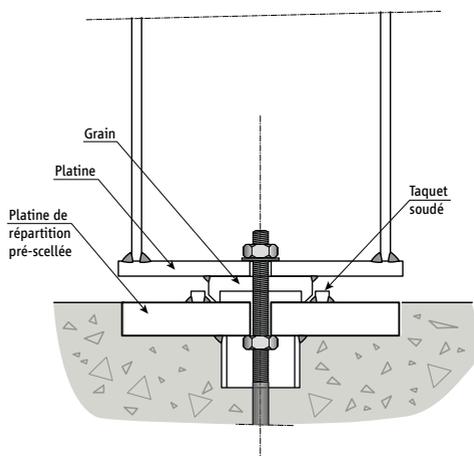
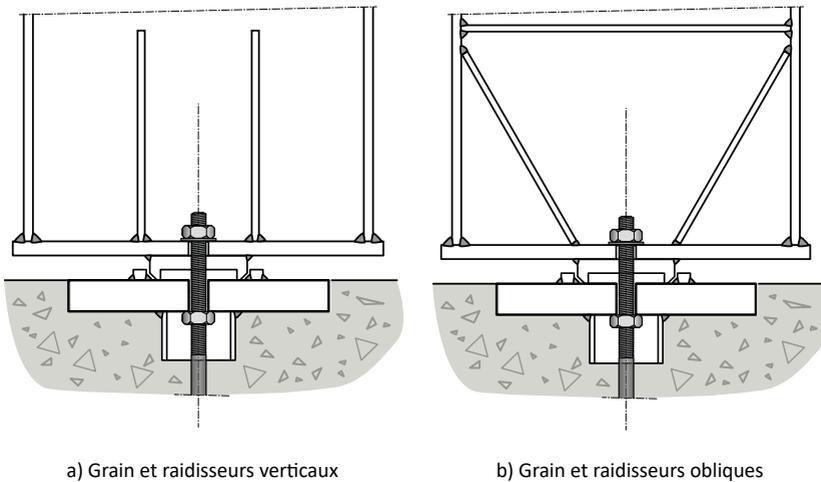


Figure 78: Pied de poteaux avec appui à grain

Compte tenu des efforts importants concentrés au droit du grain, l'âme du poteau peut être fortement sollicitée en raison de la réduction de la zone de contact. Un raidissage de l'âme est souvent adopté comme renfort du poteau, afin d'éviter le voilement local. Comme pour les platines réduites (§ 3.5.3), les raidisseurs peuvent être verticaux (*Figure 79 a*) ou obliques (*Figure 79 b*). Dans ce dernier cas, un raidissage horizontal des semelles des poteaux peut s'avérer nécessaire pour s'opposer aux poussées latérales générées par les raidisseurs obliques. Les mêmes dispositions de raidissage que pour les platines réduites (cf. § 3.5.3) peuvent être appliquées.

Une autre solution, peu courante, réside dans une épaisseur d'âme augmentée dans le tronçon d'extrémité du poteau.



a) Grain et raidisseurs verticaux

b) Grain et raidisseurs obliques

Figure 79: Pied de poteau avec appui à grain et raidisseurs d'âme

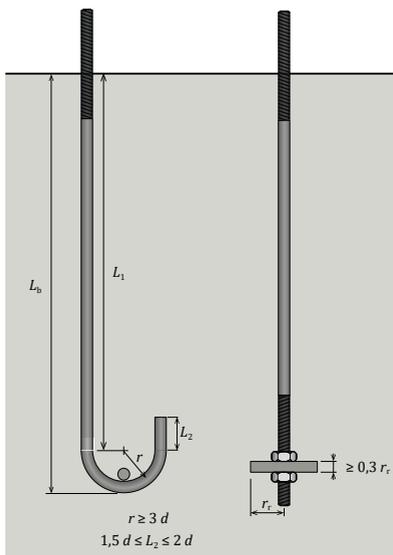
3.5.5 Tiges d'ancrage

Les tiges d'ancrage permettent le transfert des efforts de traction d'un poteau vers le massif de fondation. Elles assurent aussi la reprise des tractions générées par les moments secondaires locaux. On recherche, dans la mesure du possible, une conception dans laquelle la résistance du béton autour de la tige soit au moins égale à celle de la tige. Ce type de conception correspond à un ancrage total dans le béton. Il assure que le premier mode de défaillance du système sera situé dans la tige et non dans le béton, ce qui évite les ruptures fragiles et subites, sans signe avant-coureur. L'ancrage total n'est pas toujours réalisable, en fonction des contraintes techniques ou économiques du projet.

En fonction de la valeur de l'effort de traction à transmettre par la tige, deux configurations courantes sont envisageables (Figure 80).

La réalisation d'une crosse à l'extrémité de la tige (a) permet de réduire la longueur de la tige car la zone coudée reprend des efforts plus importants. Le Tableau 25 donne la longueur requise pour un ancrage total des tiges avec crosses.

Par ailleurs, l'ajout d'une plaquette d'ancrage à l'extrémité inférieure de la tige (b) permet de réduire encore la longueur d'ancrage, le cas échéant. Le transfert des efforts de traction se produit uniquement par contact en butée de la plaquette dans le béton, la contribution du frottement de la tige devenant négligeable. La longueur d'ancrage ne dépend plus de l'effort à transmettre mais de la seule géométrie de la plaquette et du massif d'ancrage. Il convient que la longueur d'ancrage de la tige soit au moins égale à la valeur minimale entre d'une part la distance de la tige au bord le plus proche du bloc béton et d'autre part la distance de la tige à sa plus proche voisine.



a) Tige avec une crosse b) Tige avec plaquette d'ancrage

Figure 80: Dispositions courantes pour les tiges d'ancrage

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

dimensions de la crosse : $r = 3 d$ et $L_2 = 2 d$

Tableau 25: Longueur d'une tige courbe pour un ancrage total

Pour les tractions les plus importantes, les tiges avec plaquettes d'ancrage peuvent ne pas suffire. Cela peut être le cas des pieds de poteaux encastrés où le moment à reprendre sollicite très fortement les tiges. Les tiges peuvent alors être mises en butée avec un sommier d'ancrage noyé dans le massif de fondation (Figure 81).

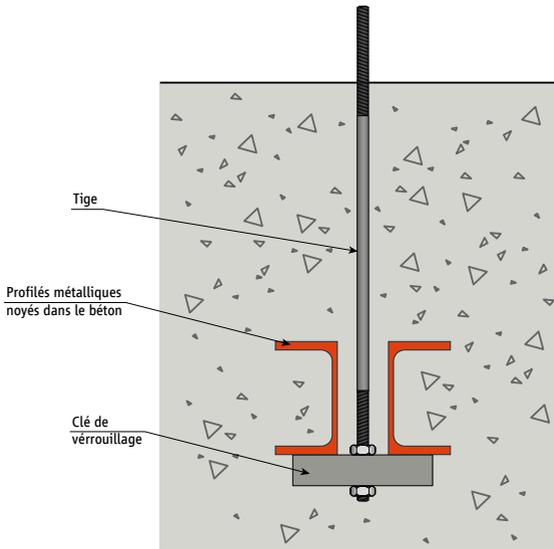


Figure 81: Tige reliée à un sommier noyé dans le béton

3.5.6 Bêches d'ancrage

Une bêche d'ancrage est réalisée à partir d'un tronçon de profilé en I ou H qui est soudé sous la platine, d'extrémité ou pré-scellée, et noyé dans le béton (Figure 82 et Figure 73).

Pour une bêche directement soudée à la platine d'extrémité du poteau, les dimensions de la bêche doivent rester assez faibles pour ne pas encasturer le poteau dans le massif de fondation. Il convient pour cela que la hauteur de section de la bêche ne dépasse pas 0,4 fois la hauteur de la section du poteau (c'est-à-dire : $h_q \leq 0,4 h_c$ - cf. Figure 82).

La longueur de la bêche doit toutefois être assez grande pour permettre le transfert des efforts entre la bêche et le béton. La Figure 82 montre le diagramme triangulaire de contrainte qu'il est d'usage de considérer dans les calculs, en notant que les premiers centimètres de béton sont généralement négligés pour prendre en compte les défauts de compacité du béton en surface. La profondeur de la bêche doit être au moins égale à 60 mm ($L_q \geq 60$ mm) et ne pas dépasser 1,5 fois la hauteur de la section ($L_q \leq 1,5 h_q$).

La résultante des efforts est située au tiers supérieur du diagramme de contrainte triangulaire de la Figure 82. L'excentrement de cette position par rapport à la platine génère un moment secondaire dans le pied de poteau, qu'il convient de prendre en compte dans le dimensionnement.

La résistance de la bêche s'obtient finalement comme le minimum de la résistance du tronçon de profilé au cisaillement, de la résistance des soudures de la bêche et de la résistance du béton en butée.

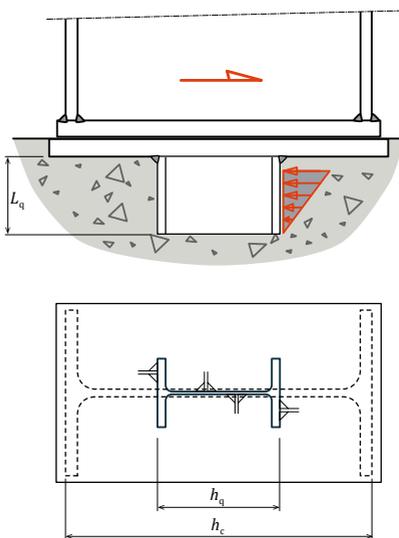


Figure 82 : Bêches d'ancrage

3.5.7 Pieds de poteaux mixtes articulés

La réalisation d'un pied de poteau mixte articulé suit les mêmes principes généraux que pour un pied de poteau en acier (§ 3.5.2). Une disposition avec ou sans grain peut être prévue. Les principaux points à traiter concernent la liaison du béton avec la platine et le positionnement des tiges d'ancrage.

La platine est soudée au profilé avant le coulage du béton. Pour garantir un fonctionnement monolithique du poteau et de la platine, il est recommandé :

- de souder des goujons à tête sur la face interne de la platine ;
- de terminer les armatures longitudinales en les courbant en forme de U ou de croise ;
- et de positionner ces armatures en U sous la tête des connecteurs.

Le U en bas du poteau peut simplement être un élément rapporté, dont la longueur est calculée pour respecter les exigences de recouvrement des armatures de la norme NF EN 1992-1-1.

Dans le cas des profilés en I ou en H, les tiges d'ancrage peuvent être positionnées comme il est d'usage entre les semelles du profilé. Cette disposition exige néanmoins le coulage sur site du béton entre les semelles du poteau, après serrage des tiges d'ancrage. La solution alternative consiste à décaler les tiges hors de l'empreinte du poteau, ce qui exige alors d'élargir la platine de l'ancrage (Figure 83).

Il est enfin possible d'envisager la disposition à quatre tiges d'ancrage proposée sur la Figure 75. Dans ce cas, les indications du § 3.5.2 pour l'épaisseur de la platine doivent être respectées.

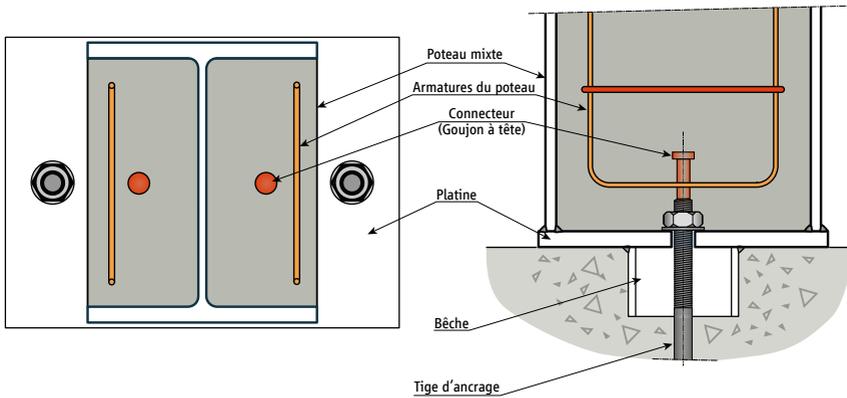


Figure 83: Pied de poteau mixte – Profilé partiellement enrobé – Platine simple

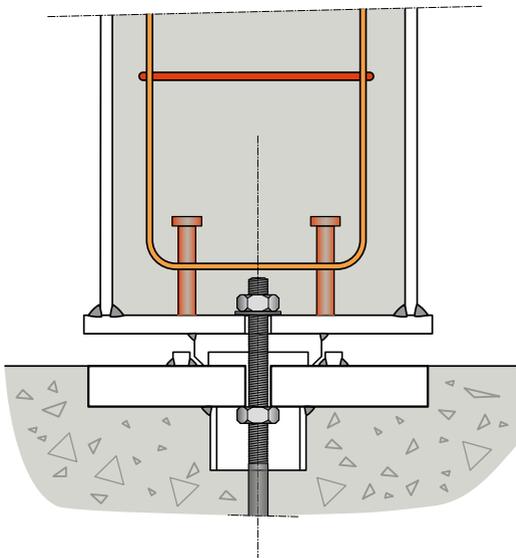


Figure 84: Pied de poteau mixte – Profilé partiellement enrobé – Platine à grain

3.5.8 Pieds de poteaux encastés

Les pieds de poteaux encastés sont rares dans les ossatures de bâtiment car ils imposent des fondations beaucoup plus onéreuses, capables de reprendre des moments fléchissants. Le principal intérêt d'encaster les pieds de poteaux est d'augmenter la rigidité des portiques tout en réduisant les moments des traverses, ce qui permet le cas échéant de diminuer les effets du second ordre. Donc dans le cas d'ossatures contreventées par portiques (cf. 6.2.3), il peut être pertinent de choisir ce type de conception.

3 - Poteaux

Pour ces assemblages, le moment agissant est décomposé en un couple d'effort repris par la compression du béton et par la traction dans les tiges (*Figure 85*). Plus les tiges sont éloignées de la zone comprimée, plus la capacité résistante du pied de poteau est importante.

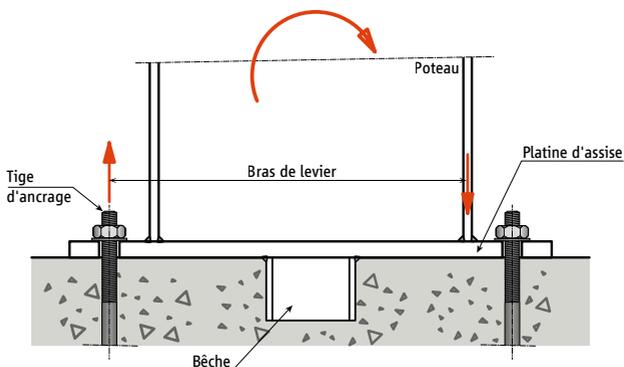


Figure 85 : Fonctionnement d'un pied de poteau encastré

4.1 Fonctionnement général

L'ossature métallique supportant une dalle est généralement constituée d'un réseau de poutres orthogonales, comme présenté sur la *Figure 86*. La disposition courante comprend des poutres principales, supportées par les poteaux, entre lesquelles se trouvent des solives simplement appuyées.

Les poutres principales sont généralement conçues comme isostatiques, c'est-à-dire comme simplement appuyées à leurs extrémités. Dans certains cas, il peut être judicieux d'adopter des poutres continues (contreventements par portiques, porte-à-faux...) ce qui se traduit par des assemblages plus complexes (cf. § 7.3).

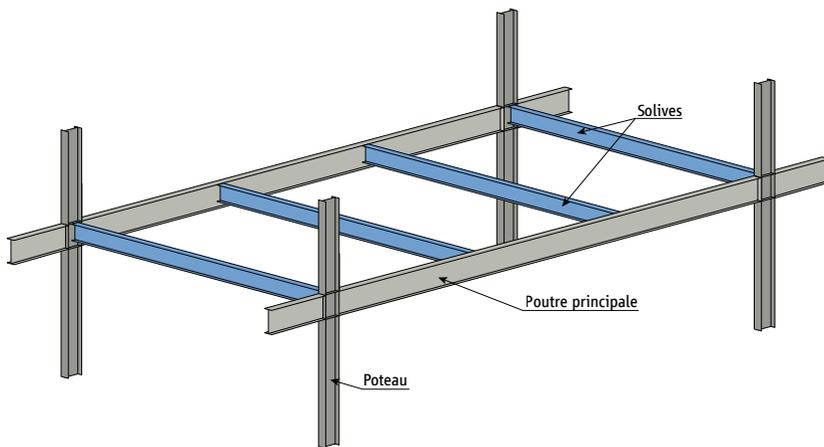


Figure 86 : Réseau de poutres supportant une dalle

Les solives sont 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 (cf. § 5.1 pour les portées typiques des systèmes de plancher). L'espacement des poutres principales est quant à lui principalement dicté par la position des poteaux.

Le choix du type de poutres, pour les solives ou pour les poutres principales, dépend de plusieurs paramètres. Il doit s'effectuer tout d'abord en fonction du système de plancher adopté (§ 5.1) ou, plus exactement, le système de plancher et le type des poutres doivent être conçus en même temps. Les autres paramètres influant sur la conception des poutres sont la portée à

franchir, la hauteur totale du complexe poutre-plancher et le passage des gaines et réseaux. La *Figure 87* donne la portée maximale d'une poutre en fonction du système constructif adopté.

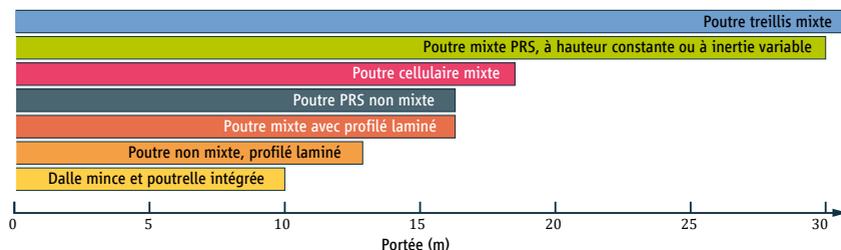


Figure 87: Portée maximale usuelle d'une poutre en fonction du système constructif

4.2 Solives

4.2.1 Général

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 88 a*) de celles qui travaillent en collaboration avec le béton du plancher (cf. § 4.5 et *Figure 88 b*).

110

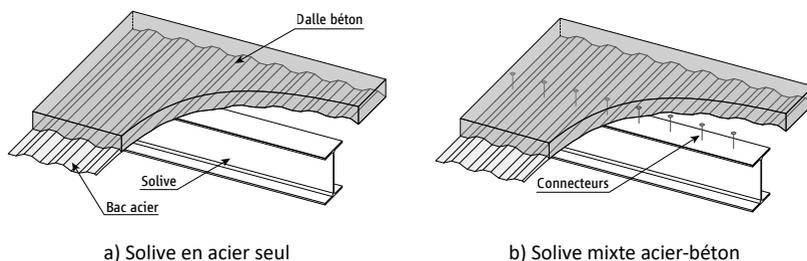


Figure 88: Solives en acier ou mixte acier-béton

De façon générale, les solives sont appuyées simplement sur les poutres principales. Le § 7.4 donne les dispositions usuelles pour les assemblages des solives sur les poutres porteuses.

4.2.2 Solive en acier seul

La solive en acier seul constitue une solution simple, qui peut être utilisée avec la plupart des 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 (cf. § 5.3.4).

Les solives étant habituellement des éléments isostatiques et chargés uniquement par des actions gravitaires, seule la semelle supérieure se trouve comprimée. Le système de plancher peut être mis à contribution pour assurer le maintien de cette semelle vis-à-vis du déversement.

4.2.3 Solive mixte acier-béton

À profilé métallique équivalent, une solive mixte acier-béton reprend une charge plus importante qu'une solive fonctionnant seule. Elle subit aussi une flèche plus faible. 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 cloués. Ces connecteurs sont noyés dans la dalle en béton, empêchant ainsi le glissement relatif entre cette dernière et le profilé métallique. Le § 4.5 décrit les principales dispositions pour la conception d'une poutre mixte.

Le fonctionnement mixte de la solive ne fait son effet qu'après le durcissement du béton. Cela implique que la solive fonctionne seule, sans contribution du béton, 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 relativement faibles, la situation de chantier peut imposer les dimensions des sections et le surcoût de la connexion présente alors moins d'intérêt.

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 minimal).

4.2.4 Solives intégrées

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.

Après positionnement des éléments de coffrage, une couche de béton est coulée sur site, pour assurer la finition dans le cas des dalles alvéolaires, ou pour participer à la reprise des efforts dans les autres cas (Figure 89). Cette couche finale peut avoir la même arase que celle de la semelle supérieure de la poutrelle, cette dernière étant alors affleurante. Quand la couche de béton recouvre la semelle supérieure, l'épaisseur d'enrobage ne doit pas être inférieure à 40 mm.

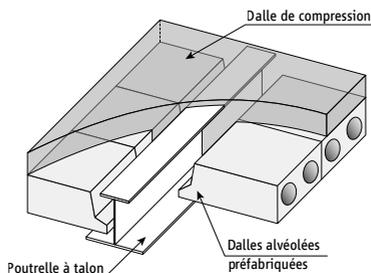


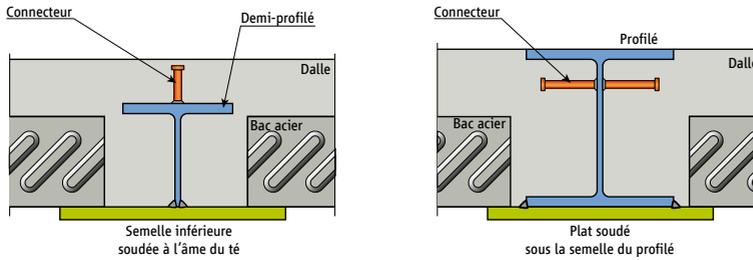
Figure 89: Solives intégrées avec dalles alvéolées

Le développement de ce type de planchers est relativement récent et connaît encore des innovations notables. Plusieurs solutions très variées sont ainsi proposées par les industriels. Ces typologies ne sont pas couvertes explicitement par les normes en vigueur.

Avec ce type de planchers, la protection incendie est automatiquement acquise pour toute la partie des poutres noyée dans le béton. Seule la semelle inférieure peut nécessiter une protection spécifique.

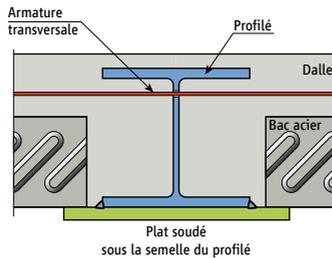
Ce système, en supprimant la retombée, permet d'obtenir des planchers plus minces. Le béton est par contre utilisé à moins bon escient, ce qui conduit à des solutions plus lourdes, des portées plus faibles (Figure 87) et un étaieage en phase de coulage. En outre, une partie de la réduction de hauteur, obtenue grâce à la faible épaisseur des planchers, peut être perdue par l'espace consacré au passage des réseaux en sous-face de la dalle.

Le fonctionnement des poutrelles peut utiliser la mixité à condition qu'elles soient connectées avec la dalle en béton coulée sur place, celle-ci contribuant alors à la résistance de l'ensemble. C'est le cas pour des solutions utilisant des bacs aciers ou des prédalles minces. Les solutions les plus courantes pour la connexion sont les goujons soudés soit verticalement sur la semelle supérieure soit horizontalement de part et d'autre de l'âme (cf. respectivement Figure 90 a et b). Des armatures transversales disposées à travers d'ouvertures pratiquées dans l'âme peuvent aussi faire office de connecteurs (Figure 90 c).



a) Connecteurs sur la semelle supérieure

b) Connecteurs sur l'âme



c) Connexion par des armatures transversales

Figure 90: Exemples de sections de poutrelles intégrées avec connexion entre la dalle et la poutrelle

4.2.5 Solives cellulaires

Il est également possible de conserver les solives sous la dalle, et de prévoir des ouvertures dans leur âme afin de permettre le passage des réseaux (cf. § 4.6). Ces ouvertures peuvent être réalisées à certaines positions seulement (cf. Figure 91 et § 4.7), 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 cellulaires (cf. Figure 92 et § 4.8) comportant des ouvertures multiples.

Les poutres cellulaires, plus particulièrement quand elles sont mixtes acier-béton, présentent aussi l'intérêt de pouvoir franchir des portées importantes (Figure 87), jusqu'à une vingtaine de mètres.



Figure 91: Exemple de passage de gaines à travers des ouvertures d'âme

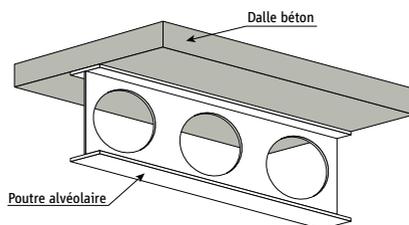


Figure 92: Solive avec poutre cellulaire

4.3 Poutres principales

Les poutres principales sont les éléments supportant des solives (Figure 93) et transférant la charge aux porteurs verticaux (poteaux, voiles d'un noyau en béton armé, 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 ou reconstitués par soudage. Lorsqu'il est nécessaire de prévoir le passage de multiples réseaux, ou bien pour des raisons esthétiques, des poutrelles cellulaires peuvent aussi être utilisées. Les poutres principales peuvent être simplement appuyées à leurs extrémités, comme les solives, mais il peut être intéressant de concevoir des poutres continues afin notamment de réduire leur déformation. En contrepartie, il est alors nécessaire de prévoir des assemblages de continuité aux extrémités des poutres (§ 7.5) et, dans le cas d'une poutre mixte, une continuité de la dalle.



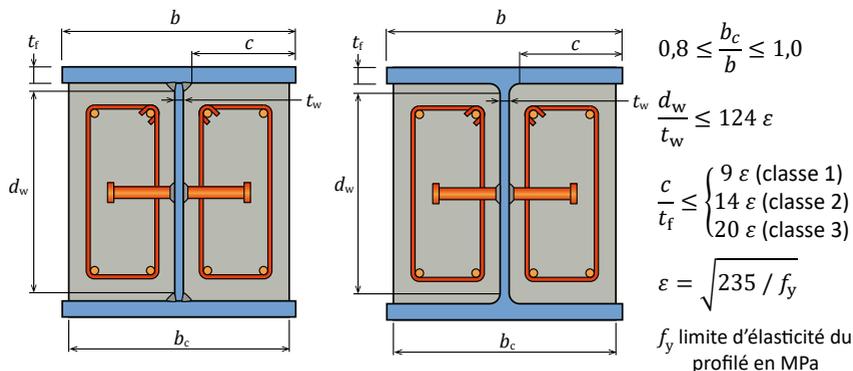
© PO Martin – Chantier CMD Lyon

Conception des bâtiments multi-étagés à ossature métallique ou mixte

Figure 93: Solives au premier plan supportées par des poutres principales en arrière-plan

4.4 Poutres partiellement enrobées de béton

Pour assurer la protection d'un profilé métallique sous dalle vis-à-vis de l'incendie (§ 2.6), une solution courante consiste à couler du béton dans les deux chambres situées entre les semelles. Les poutres sont alors dites partiellement enrobées, car les semelles restent exposées aux conditions extérieures. La Figure 94 indique les exigences relatives aux dimensions qui doivent être appliquées dans ce cas. L'enrobage partiel améliore sensiblement la résistance au déversement des poutrelles en phase de construction.



source : NF EN 1994-1-1 § 5.5.3 et 6.3

Figure 94: Exigences dimensionnelles pour les poutres partiellement enrobées

Comme pour les poteaux partiellement enrobés (§ 3.4.2), il convient que le béton des chambres soit armé et assemblé mécaniquement au profilé métallique par l'un ou plusieurs des procédés suivants :

- des goujons soudés sur l'âme d'un diamètre au moins égal à 10 mm ;
- le soudage des étriers transversaux sur l'âme du profilé ;
- des barres d'armature traversant l'âme d'un diamètre au moins égal à 6 mm.

L'espacement longitudinal entre les goujons ou les barres traversantes ne doit pas excéder 400 mm. Leur distance à la face intérieure de la semelle la plus proche ne peut excéder 200 mm (Figure 95).

En situation d'incendie, la semelle supérieure est protégée contre l'échauffement par le béton de la dalle et par celui des chambres. Seule la tranche est exposée, ainsi que les creux d'ondes dans le cas de dalles mixtes, si une protection spécifique n'est pas prévue. La semelle inférieure ne bénéficie d'une protection que pour sa face intérieure (Figure 95). Elle s'échauffe donc rapidement. En fonction du critère de résistance à l'incendie, il est souvent nécessaire de prévoir des barres d'armature additionnelles dans le lit inférieur des chambres. Le Tableau 26 donne les distances d'axe minimales pour ces barres, en fonction de la résistance au feu attendue.

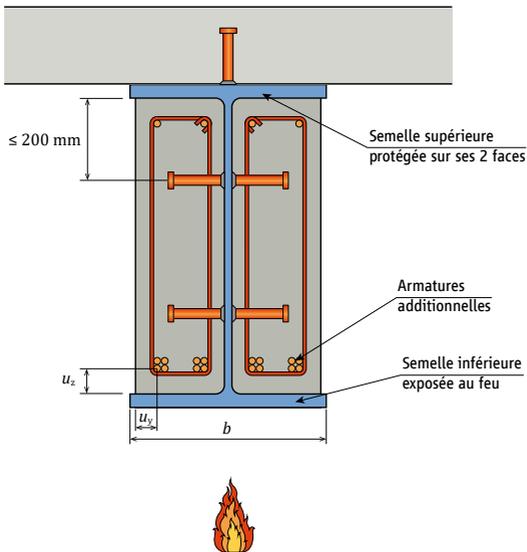


Figure 95 : Protection au feu d'une poutre avec enrobage partiel

Largeur de profilé b [mm]	Distance d'axe mini [mm]	Résistance au feu normalisé			
		R60	R90	R120	R180
170	u_y	45	60	-	-
	u_z	100	120	-	-
200	u_y	40	55	60	-
	u_z	80	100	120	-
250	u_y	35	50	60	60
	u_z	60	75	90	120
≥ 300	u_y	25	45	60	60
	u_z	40	50	70	90

source : NF EN 1994-1-2 Tableau 4.2

Tableau 26 : Distance d'axe minimale des armatures additionnelles

4.5 Conception d'une poutre mixte

4.5.1 Principes généraux

La présence d'une liaison mécanique entre le profilé métallique et la dalle en béton confère aux poutres mixtes une résistance et une rigidité nettement accrues, à poids d'acier et volume de béton égaux. Les performances de ce système constructif reposent entre autres sur une optimisation du fonctionnement structural des matériaux, dans la mesure où le béton est entièrement comprimé donc totalement efficace.

Dans un bâtiment multi-étagé, la mixité acier-béton des poutres permet d'alléger les structures, de réduire les descentes de charges dans les fondations, de franchir de plus grandes portées à hauteur de poutre constante et, par conséquent, de réduire le nombre de poteaux. Des coûts de construction très compétitifs peuvent dès lors être obtenus.

4.5.2 Connecteurs

Dans une poutre mixte, la mixité est obtenue en empêchant le glissement entre la dalle et le profilé par la présence d'une connexion, constituée par un ensemble de connecteurs. Un connecteur est une pièce métallique, généralement fixée sur la semelle supérieure du profilé et noyée dans le béton lors du coulage de la dalle. Il assure la transmission des efforts (le flux de cisaillement longitudinal) entre la dalle et le profilé, assurant ainsi le fonctionnement mixte de la poutre.

Si plusieurs systèmes sont théoriquement envisageables, deux types de connecteurs se sont imposés pour les poutres mixtes de bâtiments multi-étagés : les goujons soudés et les cornières clouées (*Figure 96*). Les dispositions liées aux goujons soudés sont détaillées dans le § 4.5.3.

Une cornière clouée est réalisée avec de la tôle pliée et est fixée au profilé métallique à l'aide de clous posés par un pistolet à cartouches (*Figure 97*). Les cornières clouées présentent une résistance et une raideur moindres que les goujons soudés. En outre leur résistance est très faible en situation d'incendie. Elles sont toutefois plus faciles à poser sur site que les goujons et sont compatibles avec tous les types d'acier. Cette caractéristique est très avantageuse pour la réhabilitation de bâtiments anciens comportant des aciers non soudables. Ces connecteurs sont donc couramment utilisés pour les opérations de rénovation de bâtiments anciens datant du XIX^e ou du début du XX^e siècle. Les cornières clouées ne sont pas couvertes par une norme. Elles doivent être calculées et positionnées selon les indications du fournisseur.



© PO. Martin- CMBC

a) goujon soudé



© Hilti

b) cornière clouée

Figure 96: Connecteurs utilisés couramment

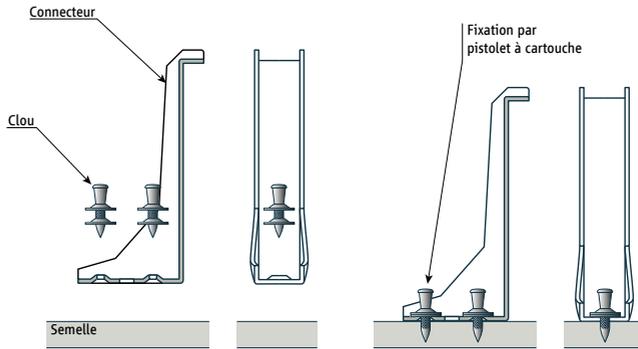


Figure 97: Fixation d'un connecteur sur une poutre métallique

4.5.3 Goujons soudés

Les goujons sont constitués d'une tige cylindrique surmontée d'une tête (Figure 98). Leur fixation sur le profilé métallique est assurée par soudage, à l'aide d'un pistolet qui déclenche le passage d'un arc électrique depuis le goujon jusqu'au profilé (Figure 99). La bague en céramique placée initialement en pied du goujon permet la création d'un bain de fusion lors du passage de la décharge électrique. Après soudage, l'opérateur retire la bague en la brisant.

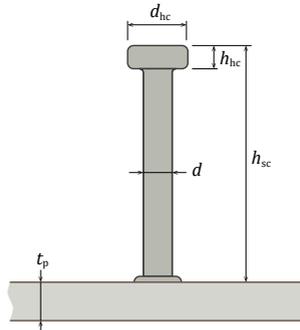


Figure 98: Principales dimensions d'un goujon soudé

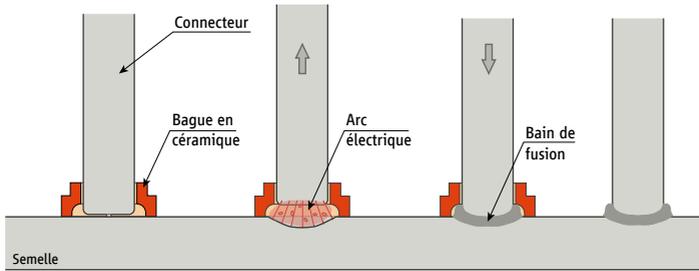


Figure 99: Procédure de soudage par arc électrique d'un goujon



© PO Martin – CMBC 2022

a) sur une poutre à âme pleine



© PO Martin – Essais en laboratoire 2001

b) sur une poutre cellulaire

Figure 100: Exemples de goujons soudés

Les opérations de soudage peuvent être réalisées aussi bien en atelier que sur chantier. La réalisation en position définitive est cependant soumise à de nombreuses contraintes en matière de :

- sécurité des opérateurs devant travailler en hauteur ;
- manipulation d'un système de soudage par décharge électrique sur un site généralement non protégé des aléas climatiques et donc potentiellement soumis aux intempéries et à l'humidité ;
- alimentation en énergie car la soudure par arc nécessite des ampérages importants, avec un générateur développant au minimum 2000 ampères ;
- fiabilité et contrôles plus difficiles à maîtriser qu'en atelier.

En outre, dans le cas d'une dalle mixte (§ 5.2), le soudage sur site impose d'effectuer la soudure à travers une ou deux épaisseurs de bac. Si cette technique permet d'obtenir par une seule opération la soudure du goujon et la fixation du bac, elle augmente le risque de défauts de réalisation.

Pour toutes ces raisons, la pratique française consiste dans la très grande majorité des cas à réaliser la soudure des goujons en atelier. Ceci implique, pour les dalles mixtes avec nervures continues perpendiculaires à l'axe de la poutre, l'utilisation de bacs prépercés : le nombre et le calepinage des ouvertures doivent alors être transmis au fournisseur de bacs lors de la commande.

La *Figure 101* montre le principe de fonctionnement d'un connecteur : pour une dalle pleine (*Figure 101 a*) la plus grande partie de l'effort de cisaillement longitudinal passe dans le tiers inférieur du connecteur. La résistance du connecteur est la plus faible valeur entre la résistance du béton à proximité du connecteur et la résistance de la tige en acier au cisaillement. Dans le cas d'une dalle mixte avec des nervures orientées perpendiculairement à l'axe de la poutre, l'effort de connexion passe principalement dans la partie supérieure du connecteur (*Figure 101 b*). La ruine du connecteur peut alors provenir de sa flexion (*Figure 102*) ainsi que d'une rupture du cône de béton passant par-dessus la tête du connecteur.

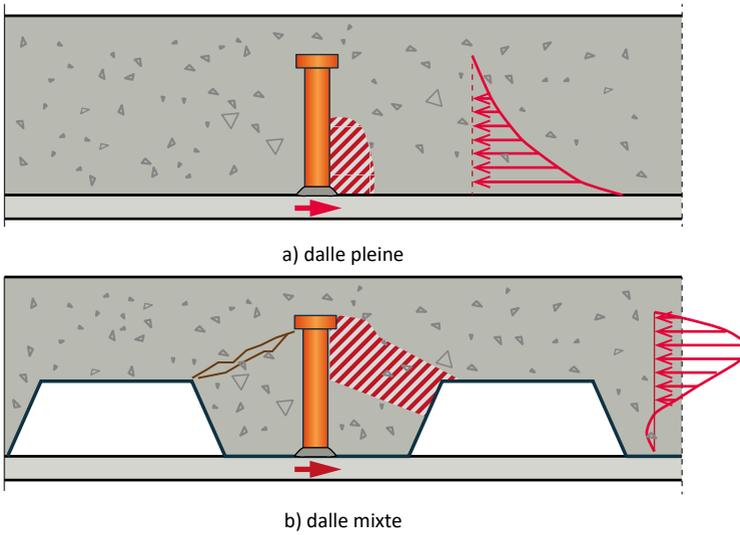


Figure 101: Principe de fonctionnement d'un goujon soudé



Figure 102: Mode de ruine d'un goujon soudé après essai

Les paramètres permettant de définir les propriétés géométriques et matérielles d'un goujon soudé (Figure 98) sont les suivants :

- d : diamètre de la tige ;
- h_{sc} : hauteur totale du connecteur (valeur nominale) ;
- d_{hc} : diamètre de la tête ;
- h_{hc} : hauteur de la tête ;
- $f_{u,sc}$: résistance ultime à la traction de l'acier du connecteur.

Le **Tableau 27** donne la gamme des connecteurs utilisés en construction mixte acier-béton. Pour les bâtiments multi-étagés en construction métallique, les diamètres les plus courants sont de 19 et 22 mm. Une résistance ultime à la traction de 450 MPa est normalement garantie par les fournisseurs de goujons.



Lors de l'opération de soudage, la hauteur du connecteur est légèrement réduite, d'environ 1 à 2 mm. Cette réduction de la hauteur est négligée dans les calculs : elle est normalement compensée par une sur-longueur du produit livré par le fabricant.

d (mm)	h_{sr} (mm)							
16	50	75	100	125	150			
19	60	75	90	100	125	150	175	
22		75	90	100	125	150	175	200
25		75		100	125	150	175	200

En gras : connecteurs couramment utilisés pour les bâtiments

Tableau 27 : Gamme des connecteurs en construction mixte acier-béton

Exigences dimensionnelles

Pour qu'il puisse être utilisé dans la connexion d'une poutre mixte dimensionnée selon la norme européenne NF EN 1994-1-1 (cf. [6]), les dimensions d'un goujon soudé doivent respecter les critères suivants :

- le diamètre de la tige doit être compris entre les limites suivantes :

$$16 \leq d \leq 25 \text{ mm} \quad \text{pour une dalle pleine,}$$

$$16 \leq d \leq 19 \text{ mm} \quad \text{pour une dalle mixte avec soudage du goujon à travers le bac,}$$

$$19 \leq d \leq 22 \text{ mm} \quad \text{pour une dalle mixte avec bac prépercé.}$$

Il est à noter que les goujons de 19 mm de diamètre sont adaptés à toutes les situations ;

- la hauteur du goujon doit être au moins 4 fois supérieure à son diamètre : $h_{sc} / d \geq 4$, afin d'améliorer les performances du connecteur et permettre un calcul et une conception plus simples ;



Lorsque le ratio h_{sc} / d est supérieur ou égal à 4, un goujon soudé est ductile, c'est-à-dire qu'il a la capacité de se déformer sans perdre sa résistance une fois la limite d'élasticité atteinte.

La norme NF EN 1994-1-1 autorise des ratios plus faibles, jusqu'à une limite $h_{sc} / d \geq 3$. Il est fortement recommandé de ne pas utiliser des connecteurs avec un ratio inférieur à 4 pour la connexion d'une poutre mixte.

- la tête du goujon doit avoir un diamètre au moins égal à $1,5 d$ et une hauteur d'au moins $0,4 d$. La présence d'une tête permet d'assurer qu'il n'y a jamais de décollement entre la dalle et le profilé, et donc d'assurer une même courbure pour ces deux éléments.

En présence d'une dalle mixte, les dimensions d'un goujon sont liées à celles du bac acier par les critères suivants (Figure 103) :

- la hauteur du connecteur doit dépasser celle du bac d'une valeur au moins égale à 2 fois son diamètre :

$$h_{sc} \geq h_p + 2 d;$$

- pour des nervures orientées parallèlement à l'axe de la poutre, la hauteur du goujon ne doit pas dépasser celle du bac de plus de 75 mm : $h_{sc} \leq h_p + 75 \text{ mm}$;
- pour des nervures orientées perpendiculairement à l'axe de la poutre, la hauteur du bac ne doit pas excéder 85 mm ($h_p \leq 85 \text{ mm}$) et la largeur b_0 des nervures doit être au moins égale à leur hauteur ($b_0 \geq h_p$).

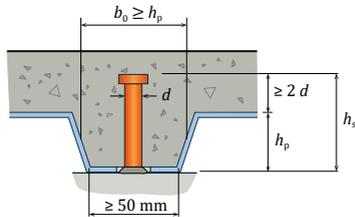


Figure 103 : Exigences sur les dimensions d'une connexion avec bac acier perpendiculaire à l'axe de la poutre

Enfin, la tôle sur laquelle est soudé le connecteur doit avoir une épaisseur suffisante pour permettre un soudage correct et un transfert satisfaisant des efforts sans ruine locale ni déformation excessive. Dans le cas de la semelle d'un profilé, quand un goujon est soudé au droit de l'âme, cette exigence est automatiquement vérifiée. Dans le cas contraire, par exemple en présence d'un nombre pair de connecteurs par rangée, l'épaisseur de la semelle support t_f doit être au moins égale à $0,4 d$.

Enrobage des connecteurs

En l'absence de risque de corrosion, les goujons soudés peuvent théoriquement affleurer la surface de la dalle. Cette disposition peut toutefois induire des difficultés d'exécution et des désordres pendant la vie de la structure, de telle sorte qu'il est recommandé de prévoir une protection par enrobage. Dans ce cas, l'enrobage du béton au-dessus d'un goujon doit être au moins égale à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- 20 mm ;

- la valeur d'enrobage minimal spécifié par le Tableau 4.4 de la NF EN 1992-1-1 [4] pour les armatures, diminuée de 5 mm, obtenue en fonction de la classe d'exposition du béton (cf. § 3.4.4), c'est-à-dire indirectement en fonction des conditions d'environnement.

Pour les bâtiments courants clos et couverts, de type bâtiments de bureaux ou de logements, l'enrobage minimal est ainsi égal à 20 mm.

Disposition des connecteurs

Pour des goujons soudés, l'espacement e_x dans le sens longitudinal doit (Figure 104) :

- être au minimum égal à $5 d$;
- ne pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle ni 800 mm ;
- soit : $5 d \leq e_x \leq \min \{6 h_c ; 800 \text{ mm}\}$

L'espacement e_y dans la direction transversale est soumis aux critères suivants :

- e_y doit être au minimum égal à $2,5 d$ pour les dalles pleines et $4 d$ pour les dalles mixtes ;
- la distance e_D entre le bord du connecteur et le bord de la semelle sur lequel il est soudé doit être au moins égale à 20 mm (clause 6.6.5.6 (2) de la NF EN 1994-1-1 [6]) ;
- dans le cas d'une dalle mixte, le nombre n_f de goujons par rangée ne peut excéder 2.

Les deux premiers critères peuvent s'écrire sous la forme de l'inégalité suivante, où b_f représente la largeur de la semelle :

$$b_f \geq [(n_r - 1) k_{tc} + 1] d + 40 \text{ mm} \text{ avec } k_{tc} = 2,5 \text{ pour une dalle pleine et } k_{tc} = 4 \text{ pour une dalle mixte.}$$

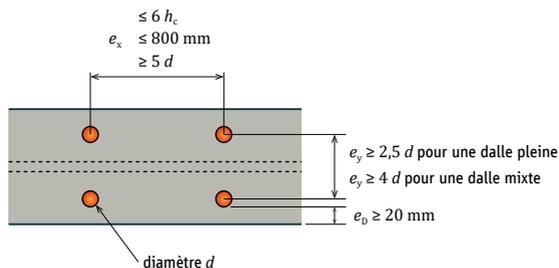


Figure 104 : Espacement minimal des connecteurs

Exécution

Les goujons doivent être soudés suivant la norme NF EN ISO 14555 [11], en considérant le type goujon d'ancrage SD. Le bourrelet de soudage doit être conforme à la norme NF EN 13918 [12].

4.5.4 Types de conception d'une poutre mixte

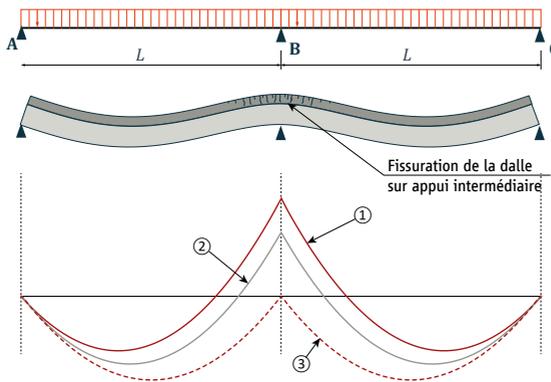
Lorsqu'une file de poutres mixtes couvre plusieurs travées, il est possible de concevoir une seule et unique poutre continue ou bien une série de poutres isostatiques isolées. Ce choix de conception se traduit par des différences qui concernent aussi bien les détails constructifs devant être mis en œuvre que le dimensionnement.

En adoptant une poutre continue (Figure 105 ①), la répartition des charges gravitaires produit des moments négatifs sur appuis intermédiaires et des moments positifs réduits en travée. Une charge ultime plus élevée peut être obtenue tandis que les flèches et les risques de vibration sont atténués. En contrepartie, des armatures de continuité avec des exigences particulières de ductilité et des connecteurs supplémentaires sont alors à prévoir au droit des appuis. Des assemblages assurant la continuité sont nécessaires (cf. § 7.3 et 7.4) et les études associées sont plus complexes. Cette démarche est rarement adoptée en pratique.



On désigne par moment positif le moment de flexion obtenu en travée pour une poutre ou une dalle soumise à des charges gravitaires. Pour une section sous moment positif, la fibre supérieure est comprimée et la fibre inférieure est tendue.

Inversement, la fibre supérieure d'une section sous moment négatif est tendue et celle inférieure est comprimée.



Distribution des moments :

- ① pour une poutre continue
- ② pour une poutre continue avec effet de la fissuration
- ③ pour deux poutres considérées comme non continues et isostatiques

Figure 105: Moments de flexion et flèches pour une poutre à deux travées et trois appuis

Dans la conception isostatique, qui est possible même quand la dalle est continue, chaque travée est considérée indépendamment des autres et porte sur deux appuis simples. Les assemblages sont, dans ce cas, moins chers et plus simples à concevoir, même s'il faut veiller à leur donner une capacité de rotation suffisante. Chaque travée reste en tout point sous moment positif, avec les fibres supérieures comprimées (Figure 105 ③). Pour ce type de conception, des raideurs et des charges ultimes plus faibles sont obtenues.

En présence d'une dalle continue, des moments négatifs réduits se développent dans tous les cas sur appuis intermédiaires, alors qu'ils sont négligés dans les calculs. Il convient alors d'adopter des dispositions minimales de ferrailage pour limiter la fissuration sur appui (cf. § 4.5.6).

4.5.5 Dispositions des goujons soudés

En règle générale, les connecteurs sont régulièrement espacés sur la semelle de la poutre. Sur chaque rangée de connecteurs, il est possible de placer un ou plusieurs connecteurs, suivant la résistance de la connexion recherchée. Les règles de positionnement et d'entraxes longitudinales et transversaux des goujons soudés sont données dans le § 4.5.3.

Pour les bâtiments courants, les dispositions usuelles sont d'un ou deux connecteurs par rangée.



Pour le calcul d'une poutre mixte, on distingue la connexion complète, pour laquelle le dimensionnement est gouverné par la résistance du profilé ou celle de la dalle, de la connexion partielle où la résistance des connecteurs limite celle de la poutre. Une connexion partielle exige moins de connecteurs et permet donc une conception optimisée, mais nécessite une attention particulière dans les études.

Le nombre optimal de connecteurs à placer sur la semelle de la poutre résulte d'un calcul prenant en compte les diverses exigences liées à la résistance et à la déformation de la poutre. Dans le cas d'une dalle pleine ou d'une dalle mixte avec nervures longitudinales, l'espacement des rangées de connecteurs est libre, dans les limites permises par le type de connecteurs utilisé. Pour une dalle mixte avec nervures transversales, l'espacement longitudinal des connecteurs est contraint par l'espacement entre nervures du bac acier.

Dans ce dernier cas, afin d'ajuster au mieux le nombre de connecteurs sur la semelle, il peut être intéressant d'adopter des zones de connexion différentes, chacune avec une densité de connecteurs constante. Il convient alors de positionner les zones de connexion les plus denses au voisinage des appuis et celles les moins denses au centre de la poutre.



Les zones de connexion les plus denses doivent être positionnées dans les parties de la poutre où les efforts développés dans la connexion (le flux de cisaillement) sont les plus importants en phase élastique. Le flux de cisaillement est proportionnel à l'effort tranchant repris par la poutre.

Pour une poutre isostatique sous charges gravitaires, 2 zones adjacentes aux appuis d'extrémité avec 2 connecteurs par nervure et une zone centrale avec un connecteur par nervure peuvent par exemple être prévues (Figure 106). Il est aussi possible de choisir d'autres dispositions de connecteurs sur une zone, par exemple 1 connecteur toutes les 2 nervures ou bien 2 connecteurs toutes les 2 nervures.

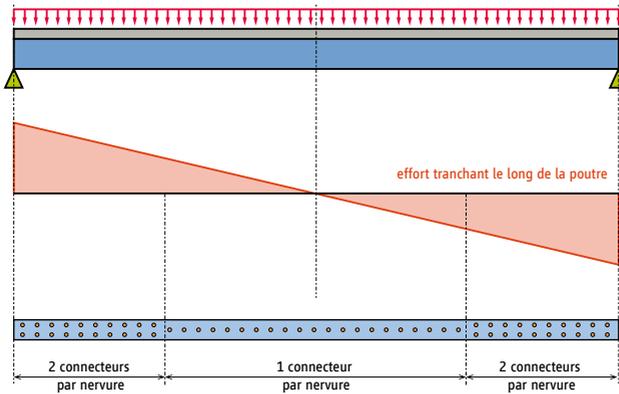


Figure 106 : Exemple d'une poutre isostatique avec trois zones de connexion

Quand on passe d'une zone avec deux connecteurs par nervure à une zone avec un seul connecteur par nervure, une difficulté pratique peut survenir avec des bacs prépercés à la transition entre zones. La première solution consiste à modifier le calepinage des bacs pour passer de deux trous à un seul trou par rangée (cas ① de la Figure 107). Pour limiter les difficultés de pose sur site, il est alors recommandé de faire coïncider le nombre de rangées d'une zone avec un multiple du nombre de nervures des tôles livrées sur le chantier. La seconde solution consiste à garder le même calepinage des bacs sur toute la longueur de la poutre, en adaptant la disposition des connecteurs dans la zone centrale par un placement en quinconce (cas ②) ou par un placement de deux connecteurs une nervure sur deux (cas ③). Ces deux dernières solutions ont pour inconvénient un risque de fuite de laitance plus important lors du coulage du béton.

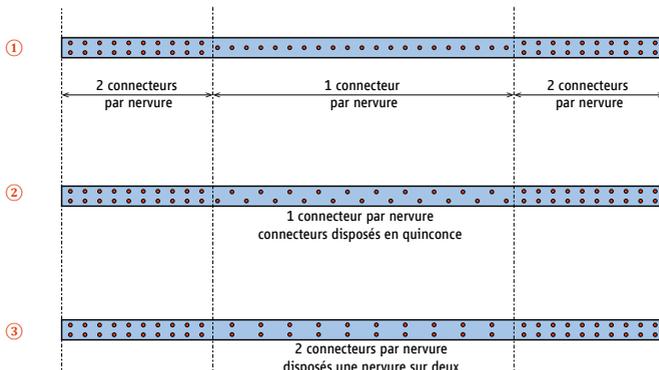


Figure 107 : Exemples de disposition de zones de connexion différentes

4.5.6 Armatures

Pour le fonctionnement de la poutre mixte, plusieurs types d'armatures sont à prévoir :

- les armatures transversales au droit de la connexion, sur un ou deux lits, qui permettent le transfert des efforts de cisaillement longitudinal dans la dalle ;
- les armatures longitudinales de continuité de la dalle ou de la poutre au droit des appuis intermédiaires ;
- les armatures spécifiques liées à résistance à l'incendie.

Ces armatures doivent être positionnées dans la dalle, laquelle doit aussi être elle-même ferrillée contre la fissuration du béton (cf. § 5.2.1).

Armatures transversales

Les armatures transversales font partie intégrante de la connexion, dans la mesure où elles permettent le transfert de l'effort des connecteurs sur la largeur efficace de la dalle. Le treillis anti-fissuration de la dalle peut être utilisé comme armature transversale au droit de la connexion mais les sections minimales ne sont généralement pas suffisantes. Il faut alors ajouter des armatures transversales spécifiques, dont la longueur de part et d'autre du profilé doit vérifier les critères suivants, où ϕ est le diamètre de la barre d'armature (Figure 108) :

- la barre doit être ancrée sur une longueur au moins égale à 12ϕ au-delà de la largeur efficace de la dalle en béton ;
- l'ancrage des bielles béton sur les tirants constitués par les armatures transversales doit être assuré sur une longueur au moins égale à 40ϕ , de part et d'autre de la poutre, au-delà de la section critique ;
- la section critique est définie par l'extrémité des semelles pour les dalles pleines ou les dalles mixtes avec nervures orientées perpendiculairement à l'axe de la poutre (section a-a sur la Figure 108),
- pour les dalles mixtes avec nervures longitudinales, la section critique est définie au premier creux d'onde à compter de la connexion.

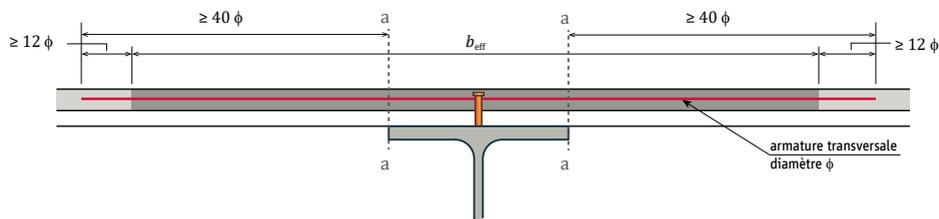


Figure 108 : Longueur minimale d'une barre d'armature transversale

La **Figure 109** montre le principe de fonctionnement des armatures transversales : pour éviter la ruine des plans de cisaillement de la dalle (④), les efforts internes sont équilibrés d'une part par une bielle de compression dans le béton (②) et d'autre part par une traction reprise par une armature transversale jouant le rôle d'un tirant (③).



Pour des raisons de clarté, un seul lit d'armatures transversales est représenté sur la **Figure 109**. Une dalle pleine comprend généralement deux lits d'armatures.

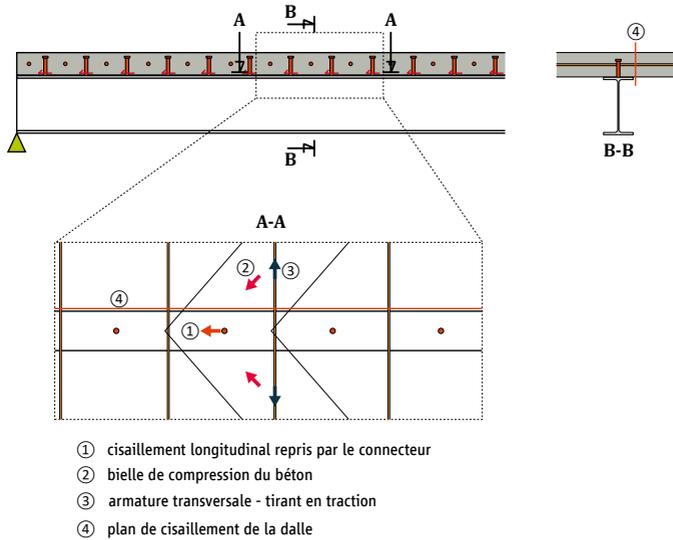


Figure 109: Principe de fonctionnement des armatures transversales

Les armatures transversales doivent avoir une section totale qui permette d'obtenir un taux de ferrailage qui ne soit pas inférieur à :

$$\rho_{w,\min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{ys}}$$

où f_{ck} est la résistance à la compression du béton (en MPa) et f_{ys} est la limite d'élasticité (en MPa) de l'acier des barres d'armature. Pour une dalle mixte, le taux de ferrailage se rapporte à la partie de la dalle située au-dessus des nervures du bac. Le **Tableau 28** donne les valeurs minimales du taux de ferrailage obtenues à l'aide de cette formule, pour les bétons et les aciers d'armature usuels.

	Classe de béton	C20/25	C25/30	C30/37
	f_{ck} (MPa)	20	25	30
f_{sk} (MPa)	400	0,08 %	0,09 %	0,10 %
	500	0,072 %	0,08 %	0,09 %

Tableau 28: Taux minimum d'armatures transversales

Outre la compatibilité avec la présence du treillis de la dalle, le positionnement vertical des barres d'armature transversales doit suivre les règles suivantes, pour les dalles mixtes (*Figure 110 a*):

- un enrobage d'au minimum 15 mm est prévu entre l'armature et le bac acier;
- le nu supérieur de l'armature est positionné sous la tête des connecteurs.

En présence de deux lits d'armatures transversales, ces règles ne s'appliquent que pour le lit inférieur. Dans ce cas, l'enrobage du lit supérieur par rapport au nu supérieur de la dalle doit respecter les règles de la NF EN 1992-1-1 (soit un enrobage minimal de 20 mm pour les cas courants).

Pour le cas d'une dalle pleine, le lit inférieur d'armatures transversales doit être situé à une distance au moins égale à 30 mm sous la tête des connecteurs (*Figure 110 b*).

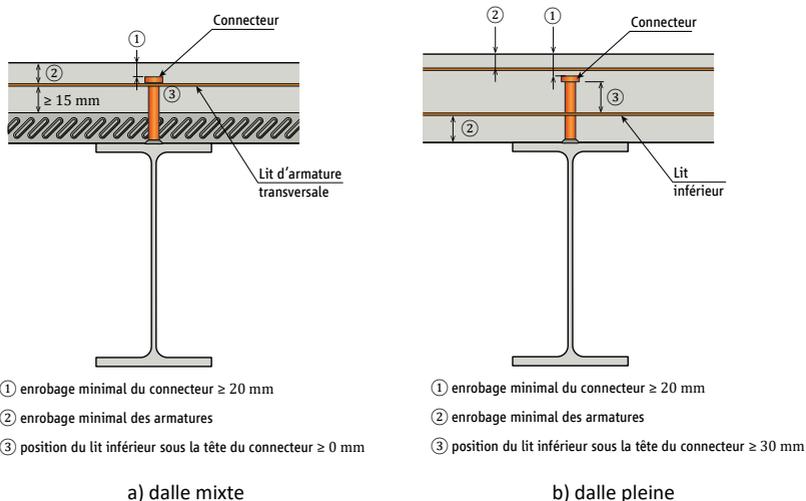


Figure 110: Règles de positionnement des armatures transversales dans la dalle

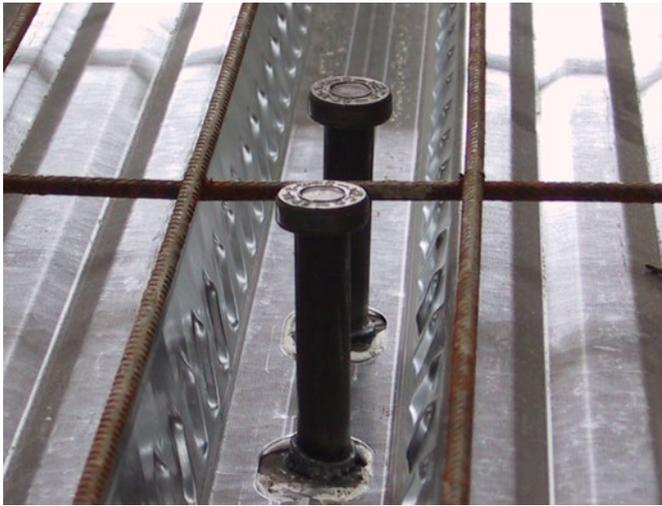


Figure 111: Treillis d'armatures, goujons soudés et bac prépercé avant le coulage du béton

Dans le cas d'une dalle mixte, la section d'acier du bac peut faire office d'armature transversale, ce qui généralement supprime le besoin de barres additionnelles au droit de la connexion. Les conditions permettant la prise en compte du bac acier pour la reprise du cisaillement longitudinal sont les suivantes (Figure 112 ①) :

- le bac doit être orienté perpendiculairement au profilé métallique ;
- la nervure doit être continue au droit de la poutre ;
- le bac doit être continu au droit de la poutre.

Lorsqu'au droit d'une poutre, la jonction entre deux bacs est effectuée, par exemple par emboîtement, la nervure en béton est continue sur l'appui mais le bac ne l'est pas. Le bac ne peut donc pas transmettre un effort de traction de part et d'autre du profilé et n'est donc pas en mesure de jouer le rôle d'un tirant. Sa contribution à la reprise de l'effort de cisaillement longitudinal doit donc être ignorée (Figure 112 ②).

A contrario, la continuité du bac ne peut jamais être prise en compte pour les cas suivants :

- pour une poutre de rive ;
- pour une poutre intermédiaire avec des nervures orientées parallèlement à l'axe de la poutre ;
- pour une poutre intermédiaire avec des nervures orientées perpendiculairement à l'axe de la poutre mais interrompues au droit de la semelle.

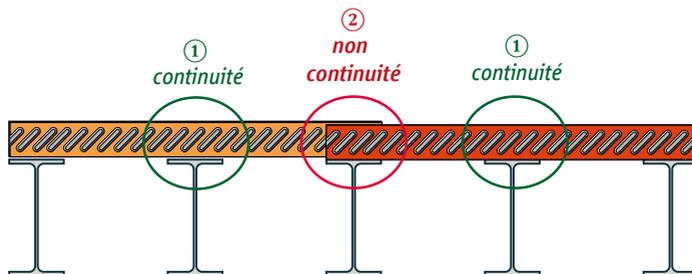


Figure 112: Prise en compte du bac acier comme armature transversale

Armatures longitudinales pour les poutres continues

Pour une poutre mixte continue sur plusieurs appuis, et conçue comme telle, le calcul de la section mixte au droit des appuis intermédiaires donne la section requise des armatures longitudinales à placer dans la dalle. En outre, des exigences additionnelles concernant le diamètre maximal et l'espacement maximal des barres sont données en 7.4.2 de la norme NF EN 1994-1-1 [6].

On ne peut pas utiliser le treillis anti-fissuration de la dalle pour faire fonction d'armature de continuité au droit des appuis.

Les armatures longitudinales utilisées pour la continuité de la poutre doivent respecter les exigences suivantes :

- les barres d'armature sont à haute adhérence (cf. § 2.8.3 et Figure 56);
- pour une section de classe 1 ou 2 calculée en résistance plastique, les barres d'armature de continuité au droit de l'appui doivent avoir une ductilité de Classe B ou C, au sens du tableau C.1 de la norme NF EN 1992-1-1 (cf. Tableau 16 au § 2.8.3);
- toujours dans le même cas, outre l'exigence liée à la résistance à la flexion négative de la section, une section minimale d'armatures de continuité doit être mise en œuvre pour équilibrer les forces de traction dans le béton au moment de l'apparition des fissures (formule (5.8) de la norme NF EN 1994-1-1);
- les armatures longitudinales doivent être réparties sur toute la largeur participante de la dalle au droit de l'appui;
- les barres d'armature doivent couvrir toute la zone de béton fissuré sur appui plus une longueur d'ancrage au-delà de cette zone égale à 12 fois le diamètre d'une barre.

Armatures anti-fissuration au droit d'un appui pour les poutres non continues

Lorsque la poutre est conçue et dimensionnée comme étant isostatique (Figure 105 ③) alors qu'il existe au droit des appuis intermédiaires une continuité de la dalle, des moments négatifs secondaires se développent sur appuis. Il est alors nécessaire de prévoir des armatures longitudinales qui permettent une maîtrise de la fissuration locale. Si le contrôle de la fissuration n'est pas exigé pour le projet (en fonction de la destination de l'ouvrage, de sa finition et des conditions extérieures), la norme NF EN 1994-1-1 exige alors simplement un taux minimal

d'armatures longitudinales (clause 7.4.1 (4)), de 0,4 % pour une construction étayée et de 0,2 % pour une construction non étayée. Ces armatures doivent porter sur une longueur d'au moins 0,25 fois la portée de la travée, de part et d'autre de l'appui.



Le pourcentage d'armatures se calcule dans la largeur efficace de la dalle sur appui et sur l'épaisseur mobilisable de la dalle (partie au-dessus du bac acier dans le cas d'une dalle mixte).

Quand une maîtrise de la fissuration est imposée, un calcul de la section d'armatures est alors nécessaire, en suivant les prescriptions du § 7.4.2 de la norme NF EN 1994-1-1. Le calcul s'effectue en fonction du diamètre des armatures et de la valeur maximale des ouvertures de fissures permise par le projet. La section d'armatures longitudinales obtenue par le calcul doit bien sûr respecter le critère indiqué auparavant.

Dans tous les cas, les barres d'armature doivent être à haute adhérence (cf. § 2.8.3 et Figure 56). Elles doivent être réparties sur toute la largeur efficace de la dalle au droit de l'appui. L'espacement maximal entre les barres, défini par la clause 9.3.1.1 (3) de la norme NF EN 1992-1-1, est donné par les critères suivants, où h représente l'épaisseur totale de la dalle :

- $s_{\max} = \min\{3 h ; 400 \text{ mm}\}$ pour une dalle pleine ;
- $s_{\max} = \min\{2 h ; 350 \text{ mm}\}$ pour une dalle mixte.

Maîtrise de la fissuration

La protection des armatures contre la corrosion nécessite un enrobage minimal des barres par le béton, mais cette disposition n'est pas toujours suffisante. En fonction de la destination de l'ouvrage et de son environnement, une maîtrise de la fissuration peut aussi être exigée.

En outre, les aspects esthétiques ou la nature des finitions apposées sur le béton (par exemple pour des revêtements en marbre ou en carrelage) peuvent aussi nécessiter une maîtrise de la fissuration.

D'une manière générale, une maîtrise de la fissuration doit être mise en œuvre toutes les fois où la fissuration du béton est susceptible de porter préjudice à la durabilité ou au bon fonctionnement de l'ouvrage.

Dans un élément en béton, la fissuration est inévitable et normale. La maîtrise de la fissuration consiste à prendre des dispositions constructives permettant de garantir une valeur maximale pour l'ouverture des fissures.

Pour ce qui concerne la durabilité des armatures, l'ouverture maximale des fissures est obtenue d'après le [Tableau 29](#) en fonction de la classe d'exposition du béton (cf. [Tableau 24](#) au § 3.4.4). Pour un bâtiment multi-étagé de bureaux ou d'habitation, une classe d'exposition XC1 est généralement retenue.

Classes d'exposition du béton	Ouverture maximale des fissures
X0, XC1	0,4 mm
XC2, XC3, XC4	0,3 mm
XD1 à XD3; XS1 à XS3	0,2 mm

Source : Tableau 7.1 NF de la NF EN 1992-1-1 NA

Tableau 29 : Ouverture maximale des fissures

Armatures spécifiques pour la situation d'incendie

La résistance à l'incendie peut conduire à l'adoption d'armatures spécifiques, par exemple comme indiqué au § 2.6.9.

4.6 Intégration des réseaux

L'évolution des modes de vie et des pratiques de travail ont conduit à un besoin toujours croissant d'intégration de réseaux et d'équipements au sein des immeubles modernes. On distingue essentiellement les familles suivantes de réseaux :

- les équipements de ventilation pour le renouvellement de l'air ;
- le contrôle de la température pour le chauffage et la climatisation ;
- les réseaux d'arrivée et d'évacuation d'eau pour les pièces d'eau (sanitaires...) ;
- l'alimentation électrique ;
- le câblage informatique et téléphonique pour la transmission des données ;
- éventuellement les systèmes de protection actifs contre l'incendie.

Ces réseaux sont distribués dans les étages par des gaines verticales, généralement situées dans le noyau central du bâtiment (§ 2.4). Ils sont ensuite répartis sur toute la surface de l'étage.

La distribution et l'intégration des réseaux peuvent être considérées comme l'un des paramètres importants à prendre en compte lors de la conception de la structure. En effet, la décision, lors de la phase d'avant-projet, de faire passer les réseaux dans la zone de structure ou plus simplement de les suspendre sous cette dernière a une forte influence sur la conception des poutres, sur leur protection incendie et sur la hauteur finale du bâtiment.

Pour une conception traditionnelle, les volumes dédiés à la structure et aux réseaux sont complètement distincts. Les réseaux passent sous les éléments de structure. Quand un système de ventilation est nécessaire, une hauteur de passage de 400 à 600 mm doit être prévue, à laquelle il faut ajouter 150 à 200 mm pour le faux-plafond, les dispositifs d'éclairage, la protection incendie et la flèche du plancher. Au final, le cumul des hauteurs des éléments de structure, des équipements et des réseaux peut atteindre 1 000 à 1 400 mm. Cette conception doit être limitée aux portées relativement courtes et aux bâtiments de faible hauteur.

Pour optimiser la conception générale, il est nécessaire d'intégrer tout ou partie des réseaux dans l'épaisseur dévolue aux éléments structuraux. La solution générale est alors de faire passer les réseaux au travers d'ouvertures pratiquées dans l'âme des poutres (Figure 113). Il existe deux types d'ouvertures d'âme :

- les ouvertures isolées, qui sont adaptées quand le nombre de passage à travers l'âme est limité et quand la position de ces passages est bien identifiée suffisamment tôt dans le projet (cf. § 4.7) ;
- les ouvertures régulièrement espacées pratiquées dans des poutres cellulaires, quand de nombreux passages répartis sur toute la longueur de la poutre sont à prévoir (cf. § 4.8).



Figure 113 : Exemple de passages de gaines par des ouvertures d'âme

4.7 Conception d'une poutre à ouvertures d'âme

137

4.7.1 Principes

Quand le nombre de passages de réseaux à travers l'âme d'une poutre est limité, il est généralement plus judicieux de pratiquer la ou les ouvertures par une découpe spécifique de l'âme. La forme, les dimensions et la position de chaque ouverture peuvent être adaptées à celles du réseau prévu au passage de celle-ci.

Une étude locale de la résistance et de la déformation de la poutre au droit des ouvertures est nécessaire. Pour les plus grandes ouvertures, il peut s'avérer nécessaire de disposer des raidisseurs longitudinaux (résistance à la flexion globale ou à l'effet Vierendeel – cf. *Figure 118*) ou des raidisseurs transversaux (stabilité de l'âme sur la hauteur de l'ouverture).

Pour le calcul des poutres en acier avec ouvertures d'âme, on applique en France les Recommandations de la CNC2M [31]. Une nouvelle norme NF EN 1993-1-13 est en cours de préparation, dont la parution est prévue d'ici à 2025.



Pour les poutres mixtes à ouvertures d'âme, deux annexes spécifiques sont prévues dans la seconde génération de la norme NF EN 1994-1-1, devant paraître avant 2027.

4.7.2 Formes et dimensions des ouvertures

La forme des ouvertures isolées est en général rectangulaire ou circulaire (*Figure 114*). L'excentrement de l'ouverture (e_0) est défini comme étant la distance entre le centre de celle-ci et l'axe à mi-hauteur du profilé. Il est préférable de placer l'ouverture à mi-hauteur de l'âme (excentrement nul).

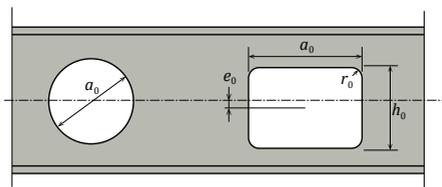


Figure 114: Forme et dimensions des ouvertures d'âme

La hauteur d'une ouverture ne dépasse généralement pas 70 % de la hauteur de la poutre métallique et ne doit pas excéder 80 % (ouverture circulaire) ou 75 % (ouverture rectangulaire) de cette même hauteur, que la poutre soit mixte ou non.

Pour les ouvertures rectangulaires, un rayon de raccordement doit être prévu dans les angles pour éviter les concentrations de contraintes et les amorces de fissuration. Un rayon r_0 au moins égal à 10 mm est généralement adopté (Figure 114). La longueur de l'ouverture est comprise entre 1 fois et 2,5 fois sa hauteur. Si l'ouverture est raidie (cf. § 4.7.4), il est possible d'accroître sa longueur a_0 jusqu'à 3,2 fois sa hauteur h_0 .

Pour une ouverture située à proximité d'un appui, la largeur minimale du montant d'extrémité doit suivre les règles de la Figure 115. Pour une extrémité avec un assemblage boulonné à double cornière, la largeur du montant d'extrémité se compte à partir de la ligne des boulons.

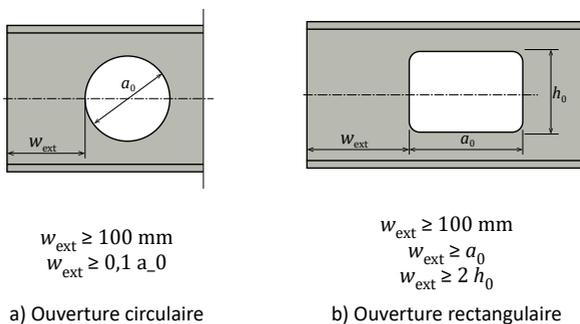
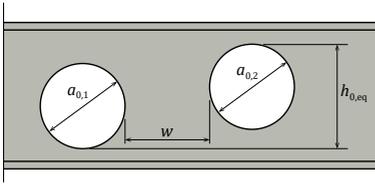
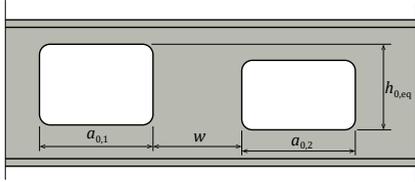


Figure 115: Largeur minimale d'un montant d'extrémité

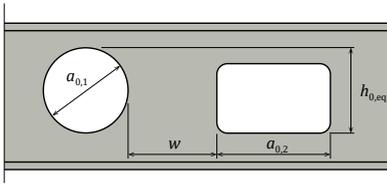
La Figure 116 donne les règles d'espacement minimal entre deux ouvertures adjacentes quelconques. Le respect de ces critères permet d'éviter l'apparition d'une instabilité du montant situé entre les deux ouvertures. Dans le cas particulier où les deux ouvertures voisines ont une forme, une excentricité et une hauteur identiques, il est possible de déroger au respect de ces règles, en respectant toutefois les distances minimales prévues pour ce cas (Figure 117) et en vérifiant la stabilité de montant intermédiaire contre le risque de voilement.



- a) entre deux ouvertures circulaires
 $w \geq 50 \text{ mm}$
 $w \geq h_{0,eq}$

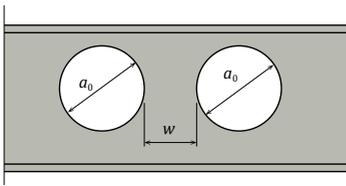


- b) entre deux ouvertures rectangulaires
 $w \geq 50 \text{ mm}$
 $w \geq 2 h_{0,eq}$
 $w \geq 0,25 (a_{0,1} + a_{0,2})$

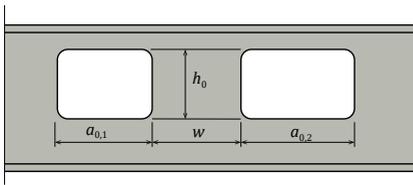


- c) entre une ouverture rectangulaire et
 une ouverture circulaire
 $w \geq 50 \text{ mm}$
 $w \geq 2 h_{0,eq}$
 $w \geq 0,5 (a_{0,1} + a_{0,2})$

Figure 116 : Règles d'espacement minimal des ouvertures



- a) entre deux ouvertures circulaires
 $w \geq 50 \text{ mm}$
 $w \geq 0,1 a_0$



- b) entre deux ouvertures rectangulaires
 $w \geq 50 \text{ mm}$
 $w \geq h_0$
 $w \geq 0,25 (a_{0,1} + a_{0,2})$

Figure 117 : Règles d'espacement minimal des ouvertures proches

Il est recommandé, dans la mesure du possible, de positionner les ouvertures les plus grandes le plus loin possible des appuis et à proximité de la mi-travée. C'est en effet au voisinage des appuis que la présence d'une ouverture a les effets les plus défavorables (effet Vierendeel) : l'effort tranchant y est plus important, ce qui se traduit par des moments de flexion locaux et des déformations locales élevés. La *Figure 118* montre une poutre avec une ouverture

rectangulaire de grandes dimensions proche d'un appui, où elle subit des déformations supplémentaires significatives en raison de la déformation de l'ouverture.

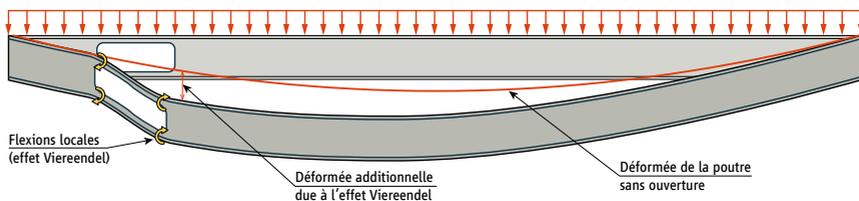


Figure 118: Déformée d'une poutre fléchie avec une ouverture rectangulaire de grandes dimensions à proximité d'un appui

4.7.3 Limitations géométriques

Pour pouvoir effectuer des ouvertures dans l'âme d'une poutre, il convient de s'assurer que l'élançement de celle-ci ne soit pas trop élevé, afin que la présence de l'ouverture n'aggrave pas les risques de voilement local. Le critère d'élançement suivant est recommandé :

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 121 \varepsilon$$

où h_w est la hauteur de l'âme, comptée entre le nu intérieur des semelles, et t_w son épaisseur (Figure 119).



Les limitations géométriques proposées dans ce paragraphe correspondent essentiellement aux limites du domaine d'application des modèles de calcul permettant la vérification de la résistance des poutres avec ouvertures d'âme, prévus dans la future norme NF EN 1993-1-13.

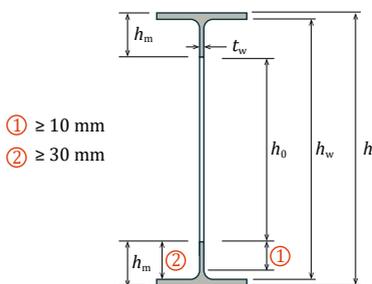


Figure 119: Limitations géométriques pour les poutres avec ouvertures d'âme

En outre, la section en té au droit d'une ouverture rectangulaire doit être supérieure au dixième de la hauteur de la poutrelle et au douzième de la longueur de l'ouverture, ce qui s'exprime sous la forme suivante :

$$h_m \geq 0,1 h \quad \text{et} \quad h_m \geq a_0 / 12$$

4.7.4 Raidissage des ouvertures

Pour une ouverture rectangulaire de grandes dimensions, il est assez courant d'avoir à rajouter un raidissage longitudinal (*Figure 120*) pour augmenter la résistance locale à l'effet Vierendeel (pour une ouverture à proximité d'un appui) ou celle globale à la flexion de la poutre (pour une ouverture en travée). Pour une âme élancée, sensible au voilement par cisaillement à proximité de l'ouverture, un raidissage transversal de l'âme peut aussi être nécessaire. Quand les deux types de raidissage sont requis, la solution optimale consiste à souder les raidisseurs transversaux sur un côté de l'âme et les raidisseurs longitudinaux sur l'autre côté (*Figure 121*).

Lorsque seuls des raidisseurs longitudinaux sont prévus, il est préférable de privilégier une configuration bilatérale. Un raidissage unilatéral se traduit en effet par un excentrement du raidissage par rapport au plan de l'âme et donc par la présence de moments parasites tendant à déformer l'âme hors de son plan.

Un raidisseur longitudinal doit avoir une longueur d'ancrage (a_v sur la *Figure 120*) de part et d'autre de l'ouverture, afin de permettre le transfert adéquat des efforts repris par le raidisseur vers l'âme de la poutre. La détermination de la longueur d'ancrage dépend des efforts à reprendre et des épaisseurs respectives du raidisseur et de l'âme. Une valeur minimale de 0,2 fois la longueur d'une ouverture rectangulaire ou 0,15 fois le diamètre d'une ouverture circulaire est recommandée.

Comme règle simple, on peut retenir pour les raidisseurs une épaisseur au moins égale à celle de l'âme et une largeur environ 10 à 14 fois l'épaisseur.

Les raidisseurs sont soudés sur l'âme par des soudures à cordons d'angle.

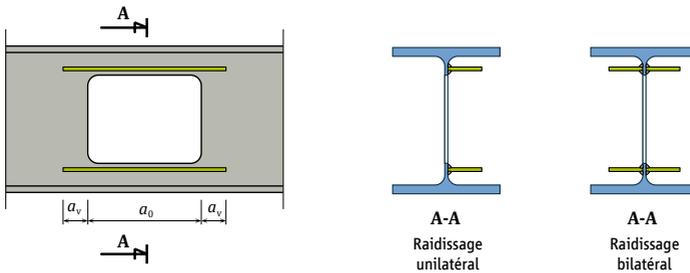


Figure 120: Raidissage longitudinal d'une ouverture d'âme isolée

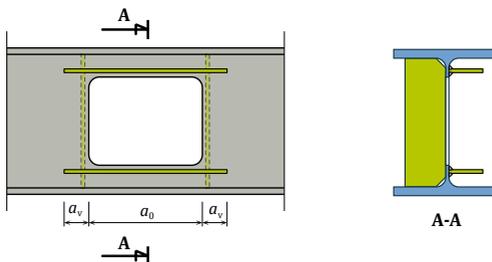


Figure 121: Raidissage longitudinal et transversal d'une ouverture d'âme rectangulaire

4.8 Conception d'une poutre cellulaire

4.8.1 Principes

Les poutres cellulaires sont obtenues par la découpe longitudinale de l'âme d'un profilé et le soudage des deux demi-profilés ainsi réalisés (Figure 122). La production de ce type de poutrelles est rendue économique par le haut niveau d'automatisation qu'elle autorise.

La forme particulière de la découpe permet d'obtenir une section finale de plus grande hauteur que le profilé laminé de base. La poutre dispose alors d'une série d'ouvertures régulièrement espacées. La position régulière des ouvertures fait qu'il n'est pas nécessaire de connaître la position de tous les réseaux au moment de la conception de la poutre, mais uniquement leurs dimensions maximales.

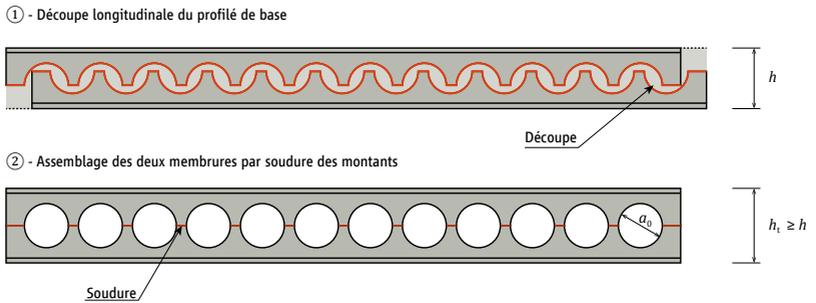
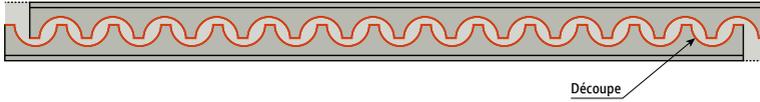


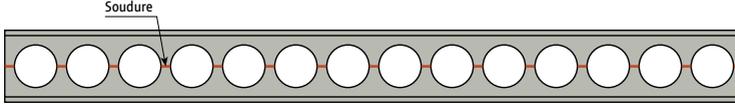
Figure 122 : Fabrication d'une poutre cellulaire à ouvertures circulaires

Lorsque la largeur des montants d'extrémité n'est pas compatible avec la découpe initiale, une étape intermédiaire dans la fabrication d'une poutre cellulaire est nécessaire. Elle consiste à ajouter une ouverture supplémentaire à chaque extrémité, à la reboucher après le soudage des deux membrures puis, enfin, à couper la poutre à sa longueur finale (Figure 123).

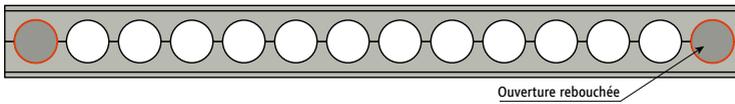
① - Découpe longitudinale du profilé de base



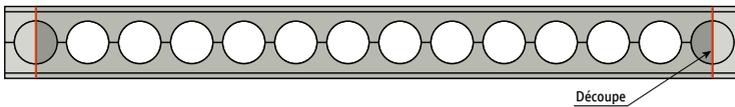
② - Assemblage des deux membrures par soudure des montants, avec une sur-longueur et des ouvertures additionnelles



③ - Rebouchage des ouvertures d'extrémité



④ - Découpe à la longueur souhaitée



⑤ - Poutre finale

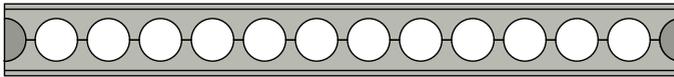


Figure 123 : Fabrication d'une poutre cellulaire à ouvertures circulaires avec montants d'extrémité larges



© R. Zanon - ArcelorMittal

Figure 124 : Poutre cellulaire mixte dans l'atelier de fabrication, après parachèvement

4.8.2 Formes des ouvertures

Historiquement, les premières poutres cellulaires ont utilisé des ouvertures de forme hexagonale (Figure 125), mais cette forme n'est plus guère utilisée de nos jours. On la trouve par contre fréquemment dans les constructions métalliques des années 1960.

Les poutres cellulaires actuellement utilisées ont pour la plupart des ouvertures circulaires (Figure 122). Un nouveau type d'ouvertures, avec une forme sinusoïdale, a été développé à partir des années 2010 (Figure 126 et Figure 127). Il est plus adapté pour le passage de gaines rectangulaires.

Compte tenu de leur prédominance sur le marché, le présent chapitre 4.8 ne traite explicitement que des poutres cellulaires à ouvertures circulaires.

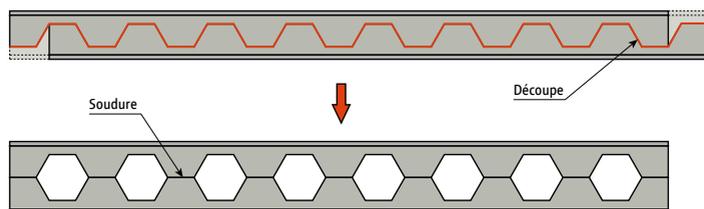


Figure 125: Poutre cellulaire à ouvertures hexagonales

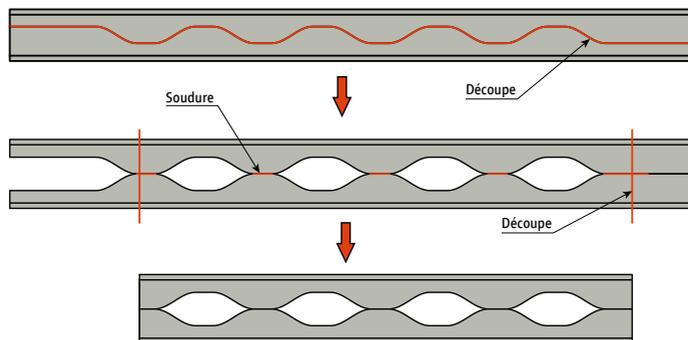


Figure 126: Poutre cellulaire à ouvertures sinusoïdales



Figure 127: Exemple d'un bâtiment multi-étagé avec poutres cellulaires à ouvertures sinusoïdales

4.8.3 Domaine d'application

Une poutre cellulaire à ouvertures circulaires est définie par les paramètres suivants (Figure 128) :

- le diamètre des ouvertures a_0 ;
- l'entraxe entre le centre de deux ouvertures adjacentes s ;
- la largeur des montants intermédiaires $w = s - a_0$;
- la largeur des montants aux extrémités de la poutre w_{ext} .

Les poutrelles cellulaires les plus courantes ont une section bi-symétrique, leurs deux membres étant identiques et constituées à partir du même profilé d'origine. Pour des applications de bâtiments multi-étagés, la hauteur totale de la poutrelle h_t est supérieure d'environ 50 % à celle du profilé de base h , ce qui permet un gain du même ordre de grandeur pour la résistance et jusqu'à 120 % pour l'inertie, à poids d'acier équivalent.

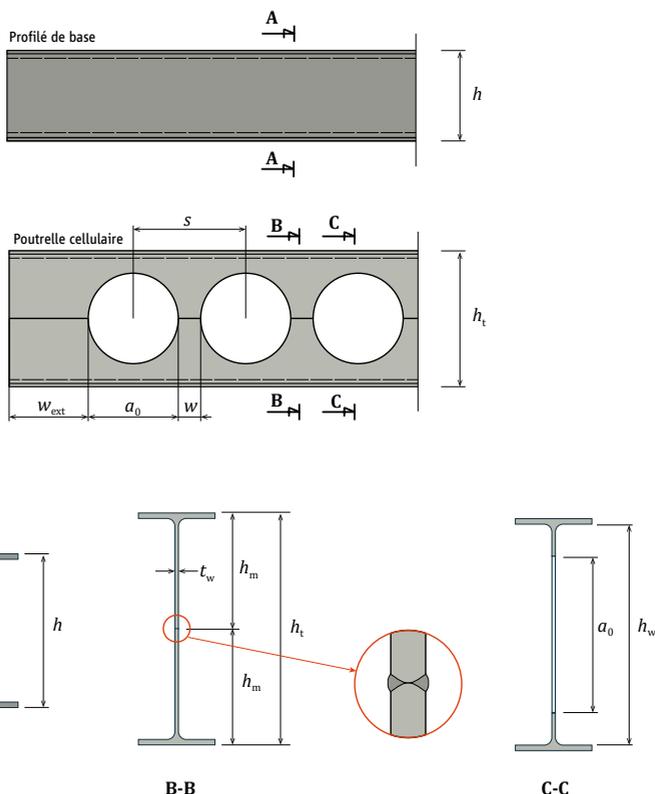


Figure 128: Dimensions d'une poutre cellulaire à ouvertures circulaires

Compte tenu des modèles de dimensionnement disponibles et des contraintes de fabrication, les poutrelles cellulaires peuvent être utilisées dans le domaine d'application suivant :

- la largeur d'un montant intermédiaire w doit être au moins égale à 50 mm et il est recommandé que celle d'un montant d'extrémité w_{ext} soit supérieure ou égale à 100 mm. Il est à noter que le montant d'extrémité est souvent constitué à partir d'une ouverture rebouchée (Figure 123) ;
- le diamètre d'une ouverture a_0 ne doit pas dépasser 80 % de la hauteur finale de la poutre cellulaire h_t . Pour une poutre de plancher, on choisit un diamètre compris entre 0,8 et 1,1 fois la hauteur h du profilé de base, pour une hauteur finale d'environ 1,4 fois h ;
- la largeur du montant intermédiaire ne doit pas être inférieure à 0,08 fois le diamètre des ouvertures ni supérieure à 1,75 fois ce diamètre. Diminuer le rapport largeur du montant sur diamètre permet d'optimiser le gain de hauteur de la poutrelle mais augmente la sensibilité de celle-ci au voilement des montants (Figure 129). Pour une application de plancher, la largeur recommandée se situe entre 0,2 et 0,7 fois le diamètre, ce qui correspond à un espacement des ouvertures de 1,2 à 1,7 fois le diamètre ;
- le diamètre a_0 ne doit pas excéder 90 fois l'épaisseur de l'âme t_w et l'élançement de l'âme de la poutre cellulaire h_w / t_w doit rester inférieur à 121 ϵ .

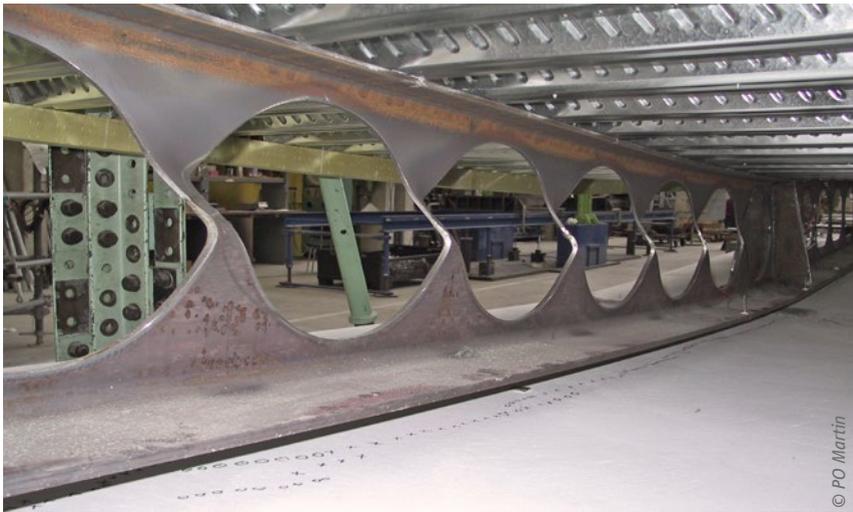
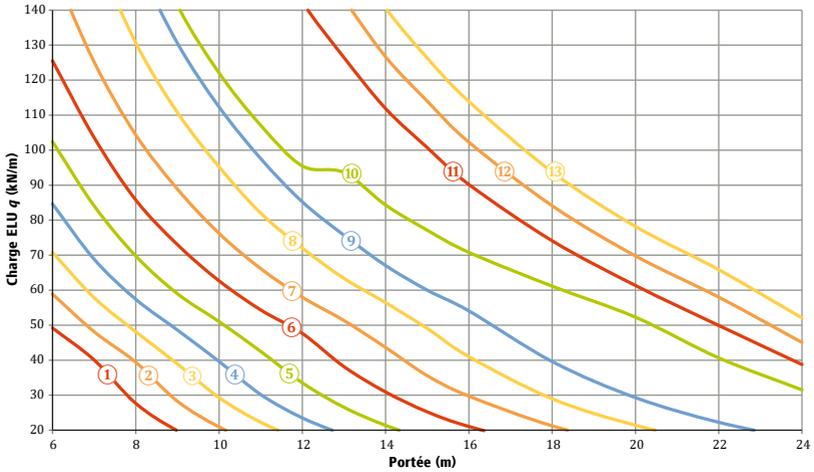


Figure 129: Voilement des montants intermédiaires obtenu en laboratoire

Pour une poutre principale servant de support à des solives, il est judicieux de caler l'espacement des ouvertures pour que les montants soient positionnés au droit des axes des solives. Il peut en outre s'avérer utile de prévoir des montants plus larges, en fonction du type d'assemblage prévu aux extrémités des solives.

Les solives pour planchers de bâtiments de bureaux sont en général fabriquées à partir de profilés laminés IPE 300 à IPE 600, avec une nuance d'acier S 355. En construction non mixte, la portée peut aller jusqu'à 15 m environ. Pour une poutre principale, des profilés HEB permettent de reprendre des charges plus importantes.

Les poutres cellulaires s'utilisent facilement comme poutres mixtes en plaçant la connexion adéquate sur la semelle supérieure. Des portées jusqu'à une vingtaine de mètres peuvent alors être franchies. La *Figure 130* propose comme exemple des abaques de dimensionnement pour des poutres cellulaires mixtes constituées de profilés IPE en acier S355.



Sections	Dimensions (mm)				Charge ultime q_u (kN/m) en fonction de la portée															
	a_0	w	s	h_t	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	20	22	24	
① IPE 270	285	142,5	427,5	384	49,2	40,1	27,7													
② IPE 300	315	157,5	472,5	427	58,9	48,1	39,4	28,3	20,9											
③ IPE 330	345	172,5	515,7	470	70,8	57,9	48,1	39,0	29,3	22,3										
④ IPE 360	375	187,5	562,5	513	84,7	68,9	57,4	48,6	39,7	30,2	23,5									
⑤ IPE 400	415	207,5	622,5	570	102,4	84,1	69,8	59,0	51,0	42,5	33,5	26,5	21,4							
⑥ IPE 450	465	232,5	697,5	642	125,5	103,6	85,8	73,0	62,7	54,4	47,6	38,1	30,9	25,2	21,0					
⑦ IPE 500	515	257,5	772,5	714		125,2	104,4	88,9	76,2	66,2	58,0	51,3	43,6	35,6	29,7	21,2				
⑧ IPE 550	555	277,5	832,5	781			130,7	110,8	95,3	82,0	72,0	63,4	56,4	49,1	41,0	29,0	21,4			
⑨ IPE 600	615	307,5	922,5	857				130,6	112,4	97,6	85,2	75,7	67,0	60,0	54,1	39,6	29,3	22,2		
⑩ IPE 750x147	755	395	1150	1086					122,1	107,1	95,5	93,6	84,3	77,1	70,8	61,1	52,3	40,7	31,5	
⑪ IPE 750x173	765	397,5	1162,5	1097							126,5	111,9	100,7	90,2	74,1	61,3	49,9	38,7		
⑫ IPE 750x196	770	400	1170	1107								126,7	114,0	102,3	84,1	69,8	58,0	45,1		
⑬ IPE 750x220	780	402,5	1182,5	1118									126,3	113,9	93,8	78,2	65,8	52,1		

© ArcelorMittal

Figure 130: *Abaques de dimensionnement pour des poutres cellulaires mixtes*

Pour une poutre cellulaire mixte, il peut être judicieux de concevoir une section mono-symétrique, avec une membrure supérieure dont les dimensions sont plus faibles que celles de la membrure inférieure. En effet, la présence de la dalle, qui reprend la plus grande partie de la compression générée par la flexion sous charges gravitaires, permet de réduire l'aire de la semelle supérieure.

4.8.4 Dispositions constructives

La *Figure 131* et la *Figure 132* montrent les principales dispositions constructives utilisées pour les poutres cellulaires, mixtes ou non mixtes. Les assemblages aux extrémités sont en règle générale des articulations, réalisées par les méthodes usuelles décrites au § 7.2 pour les liaisons avec un poteau ou au § 7.4 pour celles avec une poutre : assemblages par double cornière, par couvre-joints ou par gousset.

Les montants intermédiaires et ceux d'extrémité sont sensibles aux efforts tranchants et sont susceptibles de se déformer latéralement (voilement du montant). Le dimensionnement des poutres cellulaires est couramment gouverné par la résistance des montants. Pour une poutre avec un chargement uniformément réparti, l'effort tranchant croît linéairement de 0 au centre de la poutre à sa valeur maximale au droit des appuis. Il peut être nécessaire dans certains cas de renforcer localement le montant d'extrémité et les montants intermédiaires à proximité des appuis. À cet effet, il est possible de reboucher une ouverture (détail ① sur la *Figure 131*), ce qui renforce les deux montants adjacents. Le moyen le plus économique de renforcer un montant intermédiaire consiste à souder un simple plat d'un seul côté de l'âme, sans qu'il soit besoin de le relier aux semelles (détail ②).

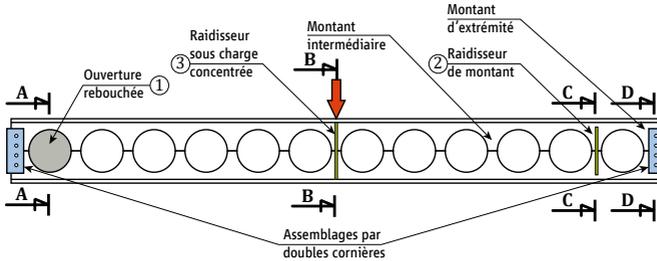


Figure 131: Principales dispositions constructives pour une poutre cellulaire

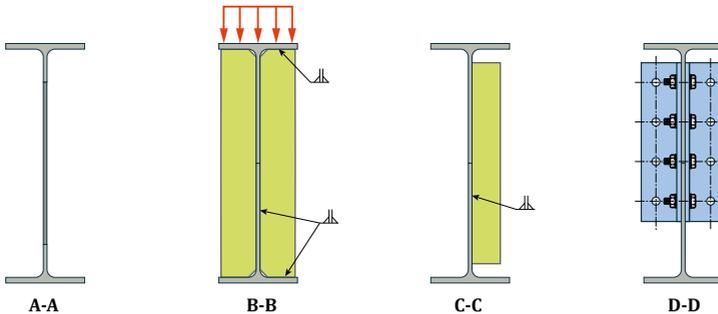


Figure 132: Coupes sur les détails constructifs

4.9 Flèche des poutres

Dans un projet de bâtiment multi-étagé, la déformation verticale d'une poutre de plancher sous l'effet des charges peut être le critère dimensionnant, plus particulièrement pour les portées les plus importantes. Il peut être nécessaire de limiter la flèche des poutres pour les raisons suivantes :

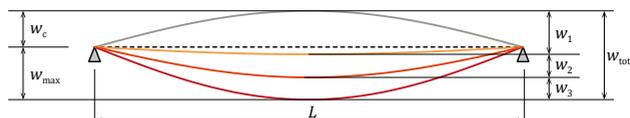
- la déformation des éléments de structure ne doit pas être visible à l'œil nu ;
- la déformation d'une poutre doit être compatible avec les déformations maximales des éléments non structuraux supportés par cette poutre.

La déformation des poutres constitue un état limite de service, c'est-à-dire qu'elle ne remet pas en cause la sécurité de la structure mais est susceptible d'obérer son utilisation par les occupants. Les mêmes limites de déformation sont recommandées par les annexes nationales de la norme NF EN 1993-1-1 pour les poutres en acier et la norme NF EN 1994-1-1 pour les poutres mixtes. Elles sont résumées dans le **Tableau 30**, où les paramètres utilisés sont explicités par la **Figure 133**. Il est toujours possible pour un maître d'œuvre de fixer d'autres limites, en fonction des spécificités du projet.

Conditions d'utilisation	w_{\max}	w_3
Plancher en général	$L/200$	$L/300$
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides ou des revêtements fragiles	$L/250$	$L/350$
Planchers ou poutres supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)(*)	$L/400$	$L/500$
Cas où d_{\max} peut nuire à l'aspect du bâtiment	$L/250$	

(*) : Cette limitation n'est à considérer que si la flèche de ces planchers a une influence sur le comportement de la structure supportée par ces poteaux. Dans le cas contraire, on se reportera aux limitations des deux cas précédents

Tableau 30: Flèches admissibles pour les poutres et les planchers



- w_c : Contre-flèche de l'élément structural non chargé
- w_1 : Flèche sous l'effet des charges de poids propre du béton et de l'acier
- w_2 : Flèche sous l'effet des autres charges permanentes
- w_3 : Flèche sous l'effet des charges d'exploitation
- w_{\max} : Flèche totale, compte tenu de la contre-flèche
- w_1 et w_2 intègrent l'effet des déformations de fluage et de retrait du béton, le cas échéant (§ 2.8.2)

Figure 133: Flèches d'une poutre



Les flèches admissibles des normes NF EN 1993-1-1 et NF EN 1994-1-1 sont des recommandations. Elles ne doivent pas être considérées comme des valeurs absolues. En fonction de la destination de l'ouvrage et de la sensibilité de certains équipements aux déformations, des limites plus strictes peuvent être envisagées.

Pour une poutre mixte de bâtiment de grande portée, typiquement au-delà de 10 m, la flèche provient en grande partie des charges permanentes, pour les raisons suivantes :

- sous l'effet des charges permanentes, le fluage du béton introduit des déformations additionnelles (cf. § 2.8.2) ;
- on recherche, dans la mesure du possible, à ne pas étayer les poutres en phase de construction. Dans ce cas, le poids propre de la dalle en béton et du profilé métallique n'est repris que par la seule poutrelle en acier, car la mixité acier-béton n'est pas encore active ;
- le retrait du béton (cf. § 2.8.2) ajoute une flèche supplémentaire.

Il est alors d'usage de compenser tout ou partie des flèches permanentes par une contreflèche. Cette dernière est une déformation permanente de la poutrelle métallique vers le haut, obtenue généralement par un cintrage ou un vérinage à froid. Ces opérations sont relativement délicates et demandent un savoir-faire spécifique. Il faut en particulier veiller à ne pas introduire de voilement local de l'âme sous l'effet des forces des vérins. À cet égard, la contreflèche des sections reconstituées par soudage peut être obtenue en évitant le vérinage, par une découpe de la tôle de l'âme prenant en compte la forme de la contreflèche souhaitée.

Le calcul de la contreflèche dépend essentiellement des flèches admissibles du projet. On vise en général une valeur pouvant varier entre 80 % de la flèche sous poids propre ($d_c = 0,8 d_1$) jusqu'à la totalité des flèches permanentes plus 20 % des charges d'exploitation ($d_c = d_1 + d_2 + 0,2 d_3$).

5 Systèmes de planchers

5.1 Généralités

Du point de vue structural, le plancher est le système constitué par la dalle et les poutres porteuses, qui assure le transfert des charges gravitaires vers les poteaux. La conception d'un plancher implique de choisir un type de dalle et un type de poutres et de solives compatibles entre eux. Le choix du système dalle-poutres répond à plusieurs exigences, parfois antinomiques, parmi lesquelles :

- la portée;
- l'épaisseur maximale du complexe;
- l'intégration des réseaux de service;
- les critères de confort vibratoire et acoustique;
- les aspects esthétiques.

Le *Tableau 31* donne une synthèse des systèmes de dalles pouvant être utilisés en construction métallique. Les dalles mixtes sont très courantes et font l'objet d'un paragraphe spécifique (cf. § 5.2). Les autres types de dalles sont décrits plus sommairement dans le § 5.3. La *Figure 134* montre les portées usuelles pour chaque système de dalle, la portée étant ici définie comme la distance entre poutres support. Quelques ordres de grandeur pour les épaisseurs et les masses sont indiqués dans le *Tableau 32*.

Type	Description	Remarques
Dalle béton	Dalle pleine traditionnelle	Rarement utilisé pour la construction métallique
	Dalle sur coffrage perdu	Coffrage par prédalle en béton ou bac acier non collaborant
	Dalle pleine avec prédalle	Système très lourd
	Dalle pleine préfabriquée	Système relativement lourd
	Dalle alvéolaire préfabriquée	Les alvéoles permettent d'alléger la dalle
Dalle mixte	Béton coulé sur bac acier servant de coffrage et d'armature	Système couramment utilisé; autorise les dalles les plus minces et les plus légères – cf. <i>Tableau 32</i>
Plancher sec	Dalle constituée à partir de tôles métalliques profilées ou de panneaux en bois	Système léger, encore rare, mais en plein développement

Tableau 31: Types de dalles

5 - Systèmes de planchers

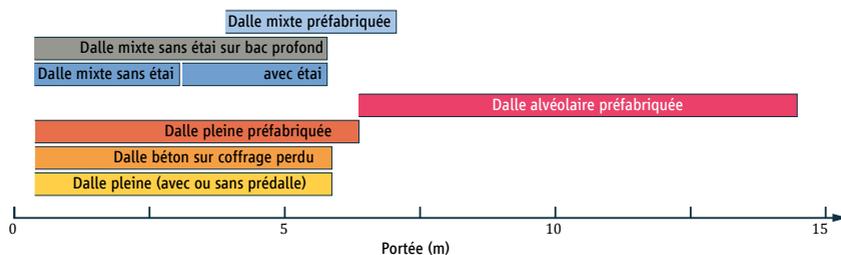


Figure 134: Choix du système constructif en fonction de la portée [68]

Type de plancher	Portée	Épaisseur	Poids	Étalement/coffrage
Dalle béton avec coffrage traditionnel	4 à 6 m	15 à 30 cm	375 à 750 kg/m ²	Coffrage intégral
Dalle béton avec prédalle	4 à 7 m	18 à 25 cm	450 à 625 kg/m ²	Étalement éventuel en fonction des portées. Étalement obligatoire pour 25 cm d'épaisseur
Dalle mixte	2 à 6 m	8 à 20 cm	184 à 485 kg/m ²	Étalement éventuel en fonction des portées. 1 à 3 files d'étalement possibles
Dalle alvéolée	5 à 14 m	20 à 40 cm	350 à 630 kg/m ²	Sans étalement ni coffrage

Tableau 32: Paramètres principaux de quelques systèmes de planchers

Pour le choix du type de poutre, le [Tableau 33](#) propose une synthèse des possibilités, en fonction du système de plancher. Le [§ 4](#) détaille les principes de conception des poutres. La [Figure 87](#), au [§ 4.1](#), donne la portée maximale d'une poutre en fonction du système constructif adopté.

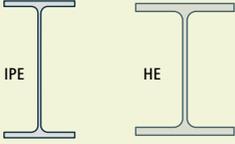
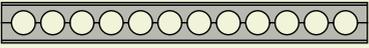
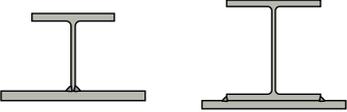
Type	Description	Compatibilité dalle
Poutres laminées		Tout type de dalle Dalle mixte recommandée pour les projets de bâtiment multi-étagé en charpente métallique
Poutres reconstituées par soudage (PRS)		Tout type de dalle
Poutres cellulaires		Dalle mixte recommandée
Poutres à talon		Pour planchers minces, avec dalle alvéolaire préfabriquée ou dalle mixte
Poutres treillis		Tout type de dalle (utilisation très rare dans les bâtiments multi-étagés)

Tableau 33 : Types de poutres

Pour des raisons de confort acoustique et vibratoire, beaucoup de planchers sont réalisés en béton. Dans le cas des bâtiments multi-étagés en construction métallique, les systèmes avec dalles mixtes sur bac collaborant constituent la solution la plus courante et généralement la plus pertinente. Elle combine à la fois rapidité et facilité d'exécution avec de faibles quantités de béton nécessaires. La manutention des bacs sur site ne nécessite en outre que de faibles moyens de levage.

Les planchers en béton traditionnels, avec dalle pleine et coffrages provisoires, ne sont que très rarement utilisés en pratique. Ils conduisent à des surcharges inutiles de béton et se traduisent par des surcoûts importants en phase de construction, en raison de la nécessité d'installer avant coulage de la dalle les coffrages temporaires et leurs étaitements, puis de les désinstaller après coulage et durcissement suffisant du béton.



Le béton développe pleinement ses capacités de résistance au bout de 28 jours de séchage.

Les systèmes de plancher avec prédalle ou avec dalles alvéolaires sont utilisés dans les cas où une épaisseur de béton importante est requise, par exemple pour assurer une fonction de coupe-feu

entre des niveaux inférieurs de stationnement de véhicules et des niveaux supérieurs de bureaux ou d'habitation. Leur utilisation dépend aussi des conditions de charges et de portées.

Il existe enfin des systèmes de planchers secs qui, comme leur nom l'indique, ne nécessitent pas de temps de séchage. Ces planchers sont constitués de plusieurs couches de matériaux, choisis spécifiquement pour remplir un ou plusieurs critères d'isolation et de résistance. Le système constitué par un bac acier et un parement supérieur en bois est rarement utilisé pour des bâtiments de bureaux. Les planchers réalisés à partir de panneaux laminés croisés en bois (CLT) connaissent un développement important, y compris pour les bâtiments à ossature métallique.

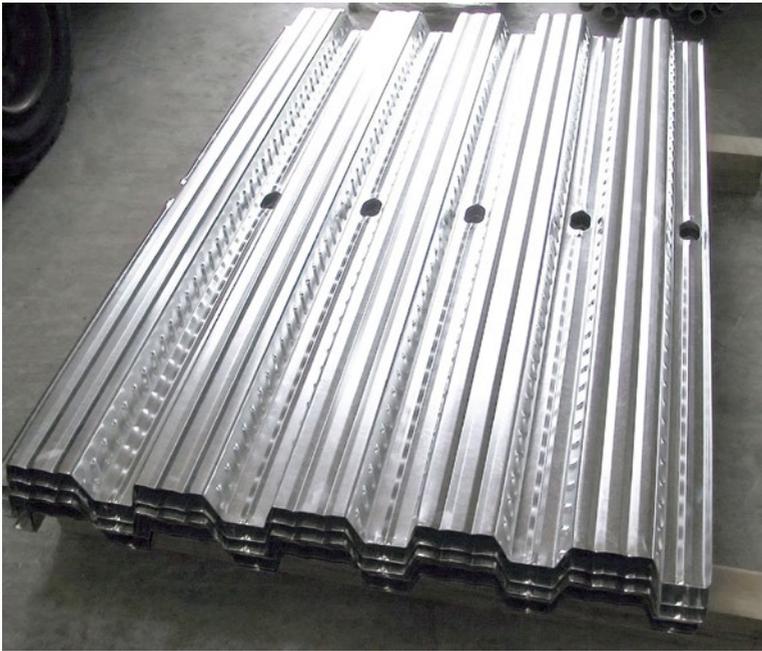
Pour ce qui concerne l'agencement spatial, la plupart des systèmes sont réalisés avec une poutre sous dalle; leur hauteur totale s'obtient par le cumul de l'épaisseur de la dalle et de la hauteur de profilé. Quand il est important de réduire l'épaisseur globale du complexe de plancher, une des solutions réside dans les planchers minces à poutrelles intégrées: dans ce cas, la dalle ne repose plus sur la face supérieure du profilé mais sur la semelle inférieure, ce qui permet de noyer presque intégralement le profilé dans l'épaisseur de la dalle. Ce système offre en outre une très bonne protection de la poutre contre l'échauffement en situation d'incendie.

5.2 Dalles mixtes

5.2.1 Principes

Une dalle mixte est constituée à partir d'une tôle profilée métallique, vissée ou clouée sur les poutres de la charpente, et sur laquelle le béton est coulé. La tôle métallique, appelée aussi bac collaborant, joue plusieurs rôles. En phase de construction, elle sert de plancher temporaire et de coffrage, pour reprendre la charge du béton frais, des ouvriers et de leurs équipements. Sa forme nervurée lui assure la résistance suffisante et son épaisseur, pouvant varier entre 0,75 et 1 mm, voire plus rarement 1,25 mm, est directement choisie en fonction de la portée à franchir pour la reprise des charges de construction.

Une fois que le béton a atteint sa pleine résistance, la connexion est assurée entre celui-ci et le bac collaborant par les embossages de la tôle pratiqués sur les flancs des nervures ou sur leur sommet (*Figure 135*). Cette liaison permet au bac d'assurer le rôle d'armature inférieure de la dalle et, par conséquent, de reprendre les efforts de traction se développant en sous-face du plancher sous l'effet des charges gravitaires. Dans le cas courant, le lit inférieur d'armatures (*Figure 136*) n'est pas nécessaire pour la reprise des charges hors situation d'incendie. Il convient cependant de conserver un treillis en partie supérieure pour limiter les effets du retrait et maîtriser la fissuration au droit des appuis (*Figure 137*).



© PO Martin

Figure 135: Pile de bacs sur chantier avant leur pose

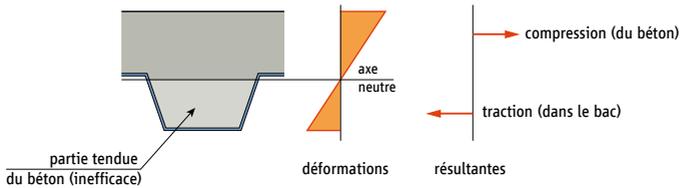


Figure 136: Fonctionnement du bac comme armature dans la partie tendue du béton

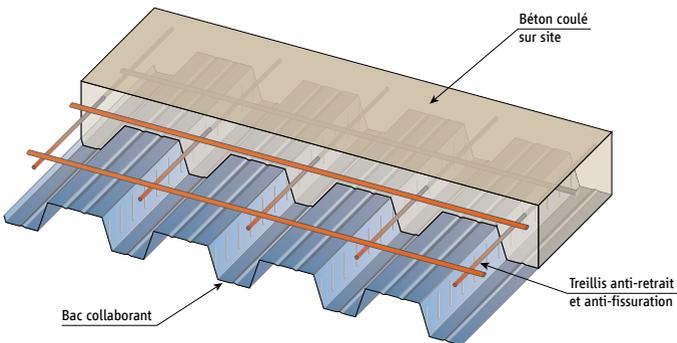


Figure 137: Constitution d'une dalle mixte

5 - Systèmes de planchers

La forme nervurée de la tôle permet en outre d'alléger le poids de la dalle, en réduisant le volume de béton dans la partie tendue du plancher, où le béton est moins efficace car fissuré (*Figure 142*).

Les tôles nervurées restent en place après la construction et peuvent être apparentes ou non. Pour assurer leur durabilité, elles sont protégées de la corrosion par galvanisation. Une finition par prélaquage peut aussi être utilisée pour améliorer la protection anti-corrosion ou pour des raisons esthétiques. Pour une dalle exposée aux intempéries ou à l'humidité, des précautions supplémentaires sont à prendre.

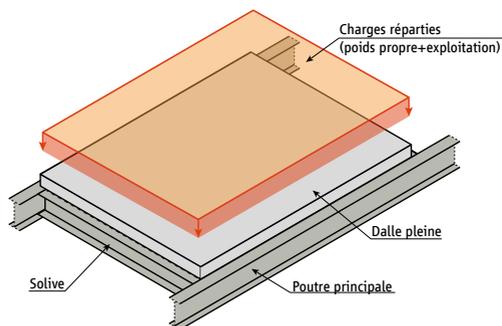
Il existe une grande variété de produits proposés par les industriels pouvant être sélectionnés en fonction de la portée à franchir, de leur capacité portante et de leur aspect (cf. § 5.2.3).

5.2.2 Reprise des charges

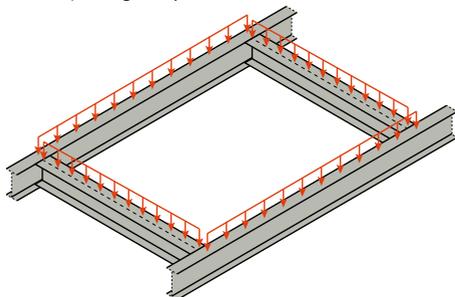
La transmission des charges ne suit pas le même cheminement dans le cas d'une dalle pleine et dans celui d'une dalle mixte. Pour une dalle pleine appuyée sur ses 4 bords, les charges appliquées peuvent être réparties sur 2 ou 4 appuis (*Figure 138*). Pour la reprise des efforts, une dalle mixte n'est supportée que sur les 2 seuls bords perpendiculaires aux nervures. Les charges appliquées sur le plancher sont ainsi transmises selon la direction des nervures, d'abord jusqu'aux solives, puis de ces dernières jusqu'aux poutres principales (*Figure 139*).



Pour une dalle non mixte sur bac métallique non collaborant, le principe de reprise des charges est identique.

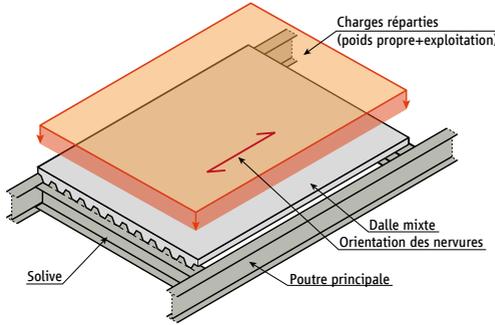


a) Charges réparties sur une dalle mixte

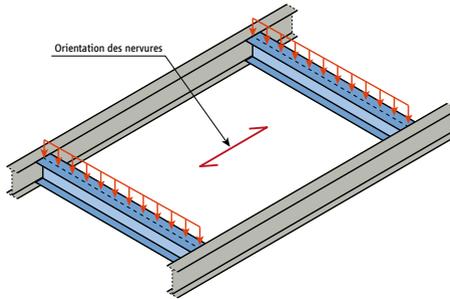


b) Reprise des charges de la dalle sur les 4 côtés de la dalle

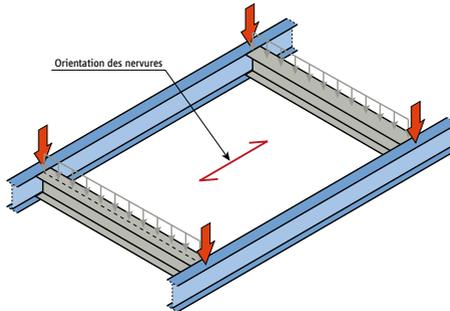
Figure 138: Reprise et transfert des charges réparties sur une dalle pleine



a) Charges réparties sur une dalle mixte



b) Reprise des charges de la dalle par les solives aux extrémités de la dalle, dans la direction des nervures



c) Reprise des charges des solives par les poutres principales

Figure 139: Reprise et transfert des charges réparties sur une dalle mixte

5.2.3 Bacs collaborants

Le bac métallique utilisé dans une dalle mixte est formé à froid à partir d'une tôle d'acier galvanisée sur les deux faces. La portée sans étais d'un bac sous les charges de construction peut atteindre environ 3,5 m et jusqu'à 7 m, en présence d'étais.

Il existe une grande variété de tôles nervurées disponibles sur le marché. La *Figure 141* propose un échantillon des bacs collaborants les plus couramment utilisés sur le marché français et la

Figure 142 montre, pour ces bacs, le gain sur le volume de béton obtenu grâce à la forme des nervures. Les industriels proposent plusieurs épaisseurs pour chaque géométrie, à sélectionner en fonction de la portée et de l'épaisseur de béton. L'épaisseur d'un bac collaborant ne doit pas être inférieure à 0,75 mm et peut aller couramment jusqu'à 1 mm, plus rarement jusqu'à 1,25 mm.

On distingue deux types de géométrie, en fonction de la forme des nervures :

- les nervures ouvertes, ou trapézoïdales (Figure 144 a et c) ;
- les nervures rentrantes (Figure 144 b).

Les nervures ouvertes présentent l'avantage de pouvoir s'emboîter les unes sur les autres, ce qui rend le transport et la manutention des bacs beaucoup plus aisés. Cette forme permet en outre un traitement plus simple de l'étanchéité sur la continuité entre deux tôles par superposition (cf. § 5.2.6). Inversement, les nervures rentrantes ne peuvent pas s'emboîter les unes sur les autres : les bacs correspondants nécessitent un traitement spécifique de l'étanchéité (cf. § 5.2.8) mais permettent un accrochage simplifié en sous-face de la dalle, évitant le perçage du béton (Figure 143).

En pratique, la géométrie du bac considérée dans les calculs est simplifiée et seuls quelques paramètres suffisent à décrire les produits les plus courants (Figure 144). Dans le cas des bacs collaborants utilisés pour une application de dalle mixte, la largeur de la tôle en partie supérieure ne doit pas excéder 65 % du pas entre nervures, ce qui, avec les paramètres de la Figure 144, se traduit par la condition $b_r / e_p \leq 0,65$ (cf. clause 9.1.1 (2) de l'annexe nationale de la NF EN 1994-1-1).



Lorsque la poutre support travaille en mixité avec la dalle béton, des exigences supplémentaires sur la géométrie du bac s'appliquent, pour rester compatible avec les modèles de calculs de la norme NF EN 1994-1-1. cf. § 4.5.

Pour rigidifier la tôle, des raidisseurs peuvent être créés lors du formage à froid, soit en fond de nervure soit dans la partie supérieure du bac (Figure 140).

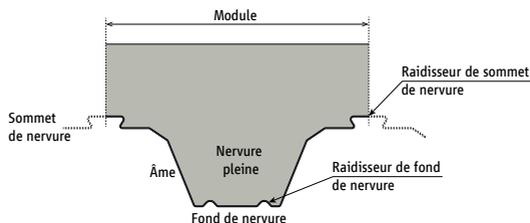


Figure 140 : Éléments constitutifs d'une nervure de bac

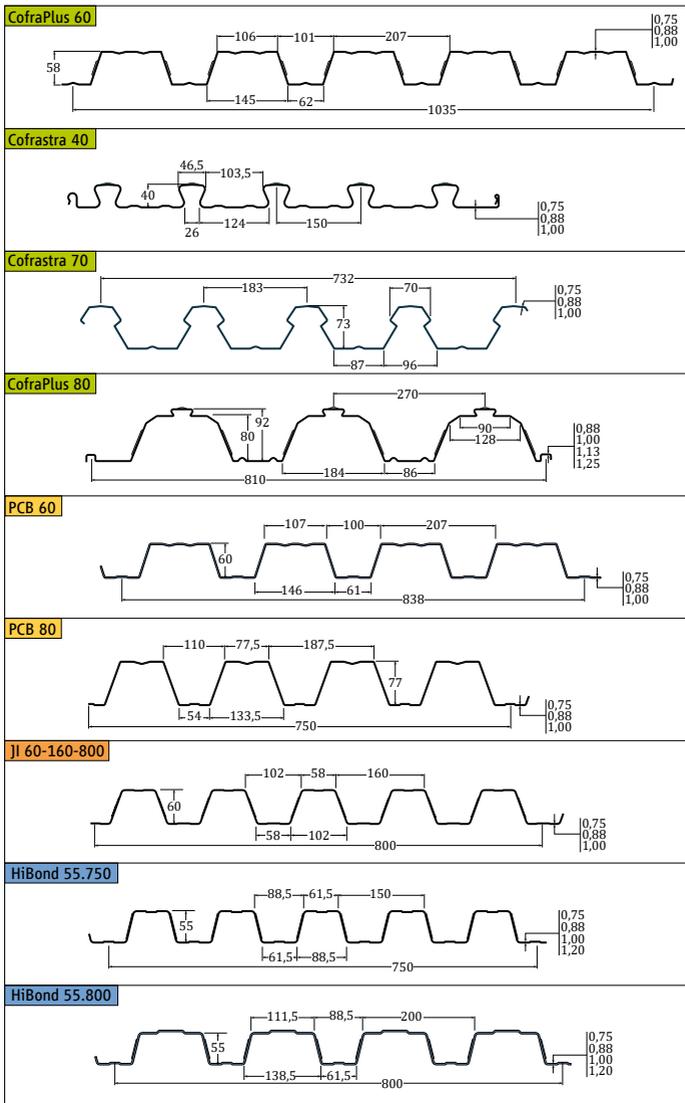


Figure 141: Bacs collaborants couramment utilisés pour des dalles mixtes sur le marché français

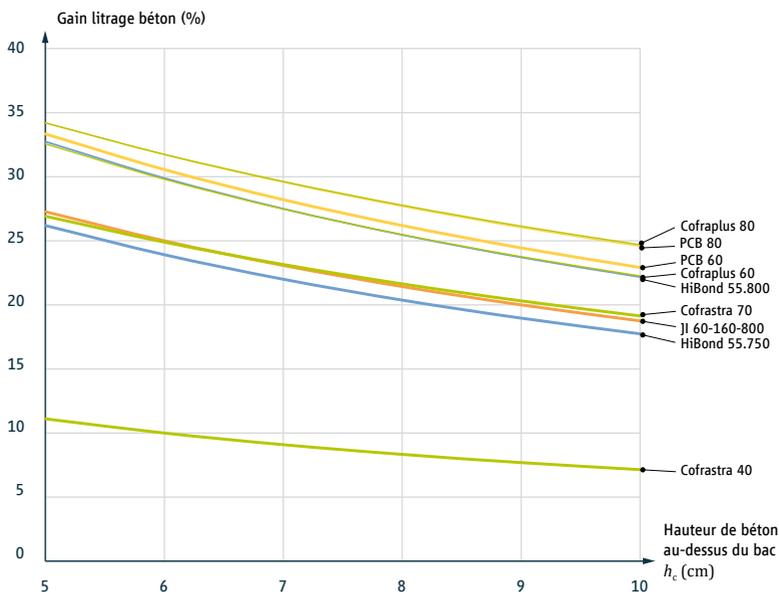


Figure 142: Gain sur le volume de béton en fonction de la hauteur de la dalle

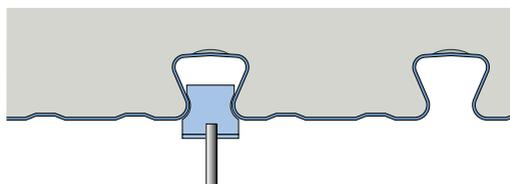


Figure 143: Accrochage de charge en sous-face de dalle avec un bac à nervures rentrantes

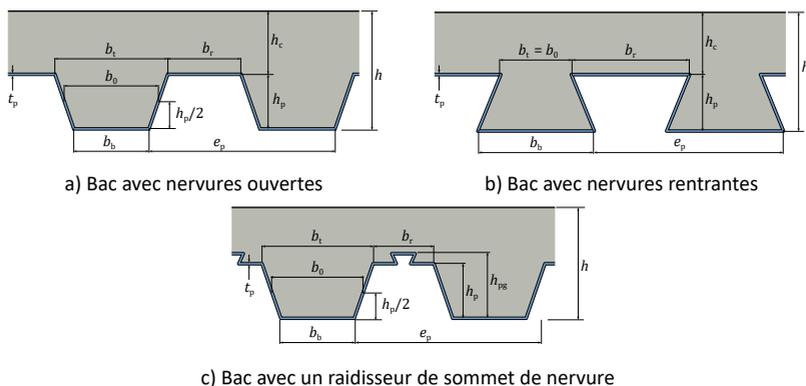


Figure 144: Paramètres pour la géométrie et le calcul des bacs

5.2.4 Longueurs d'appui

Les tôles nervurées peuvent être fournies pour des longueurs variant généralement de 6 à 12 m. Il est donc fréquent qu'un bac en acier porte sur plusieurs appuis.

Aux extrémités du bac, la longueur d'appui de la tôle doit être d'au moins 50 mm pour un support métallique ou en béton et de 70 mm pour les autres matériaux (par exemple maçonnerie). La longueur d'appui de la dalle mixte, une fois le béton coulé et pris, ne doit pas être inférieure à 75 mm pour un support métallique ou en béton et à 100 mm pour les autres matériaux (Figure 145 pour une dalle sur profilés métalliques).

Sur un appui de continuité, la longueur d'appui de la tôle et celle de la dalle mixte (identiques dans ce cas particulier) doivent être d'au moins 60 mm sur support métallique et de 70 mm pour les autres supports.

Pour des bacs adjacents sur appuis avec emboîtement, la longueur de recouvrement doit être au minimum égale à 40 mm.



Les longueurs minimales des appuis sont définies par les recommandations professionnelles pour la conception et la réalisation de planchers collaborants acier béton [33].

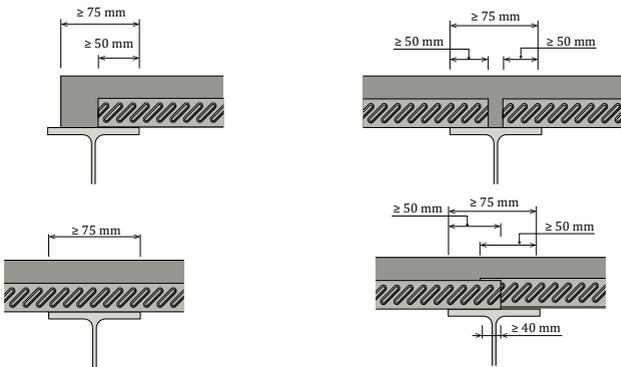


Figure 145: Longueurs d'appui minimales

5.2.5 Traitement des rives

Aux extrémités de la dalle, l'arrêt du béton est assuré par des costières, lesquelles sont des tôles pliées en équerre. Dans la direction perpendiculaire aux nervures, si la costière est placée contre le bac (Figure 146), elle assure aussi l'étanchéité du coffrage au coulage du béton. Dans le cas contraire (Figure 147), des closoirs doivent être positionnés à l'extrémité du bac pour éviter que le béton ne s'échappe par les nervures lors du coulage. Les closoirs peuvent être constitués par des blocs de mousse avec la géométrie adéquate placés dans chaque nervure. Une cornière en bordure du bac peut aussi assurer l'étanchéité du coffrage (cf. § 5.2.8).



En lieu et place des costières, un coffrage traditionnel en bois de la rive reste possible.

Il est admis que l'étanchéité du coffrage est obtenue lorsque l'ouverture de la ligne de fuite n'excède pas 5 mm au point le plus ouvert et 3 mm en moyenne. La qualité du contact dépend essentiellement de la coupe du coffrage : pour une coupe réalisée en usine, le critère précédent peut être respecté sans trop de difficultés. Pour une coupe sur site, la qualité de la découpe est plus aléatoire. Une étanchéité par closoirs est alors préférable à celle procurée par une cornière, dans le cas d'une costière à distance.

Une costière à distance permet de réaliser un chaînage sur le pourtour de la dalle (Figure 201 au § 6.3.4).

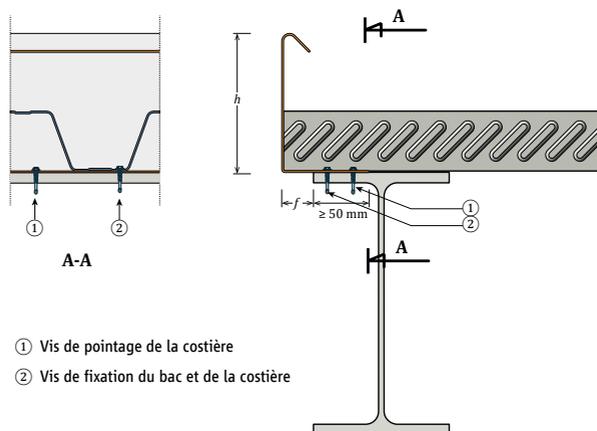


Figure 146: Costière accolée au bac

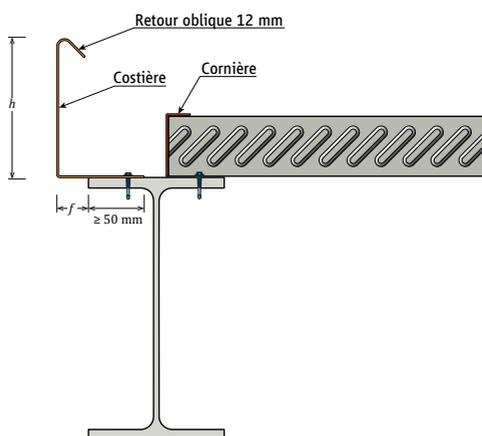


Figure 147: Costière à distance du bac

Une costière doit reposer sur la semelle supérieure de la poutre avec une longueur d'appui d'au moins 50 mm. Son épaisseur peut être déterminée en fonction de la hauteur de la dalle h et du débord de la costière f , à partir des valeurs indiquées dans le [Tableau 34](#). Pour des

épaisseurs de tôle de 1,5 mm ou inférieures, un retour oblique de 12 mm est recommandé en partie supérieure de la costière (Figure 148). Il est généralement plus intéressant d'augmenter l'épaisseur de la costière que de mettre un retour oblique.

Lorsqu'une valeur inférieure à celle préconisée par le Tableau 34 est adoptée, des bandes de rappel doivent être disposées pour aider au maintien de la costière sous les charges de pression du béton frais. L'espacement maximal usuel entre bandes de rappel est de 800 mm pour une costière simple et de 1500 mm pour une costière avec retour oblique.

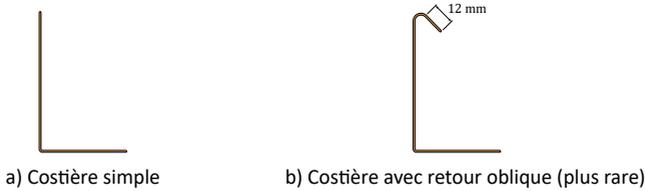


Figure 148: Types de costières

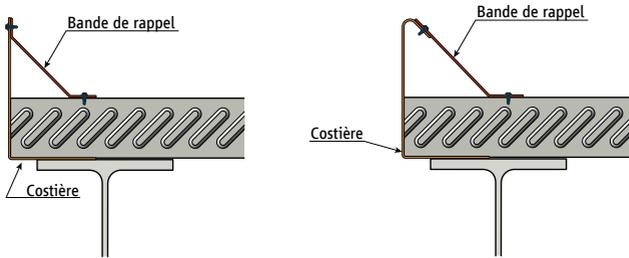


Figure 149: Maintien d'une costière par une bande de rappel

Épaisseur de dalle (cm)	Débord en porte-à-faux (mm)												
	0	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300
9	0,88	0,88	1,00	1,00	1,20	1,20	1,50	2,00	2,50	2,50	3,00	3,00	3,00
10	0,88	0,88	1,00	1,00	1,20	1,20	1,50	2,00	2,50	2,50	3,00	3,00	3,00
11	0,88	0,88	1,00	1,20	1,20	1,50	1,50	2,00	2,50	2,50	3,00	3,00	3,00
12	0,88	0,88	1,00	1,20	1,50	1,50	2,00	2,00	2,50	2,50	3,00	3,00	3,00
13	0,88	1,00	1,20	1,50	1,50	2,00	2,00	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00	
14	1,00	1,20	1,20	1,50	1,50	2,00	2,00	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00	
15	1,20	1,20	1,50	1,50	2,00	2,00	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00	3,00	
16	1,20	1,50	1,50	2,00	2,00	2,50	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00		
17	1,20	1,50	1,50	2,00	2,00	2,50	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00		
18	1,50	1,50	2,00	2,00	2,50	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00	3,00		
19	1,50	1,50	2,00	2,00	2,50	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00	3,00		
20	2,00	2,00	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00	3,00	3,00	Étais nécessaires			

Tableau 34: Épaisseur indicative de métal galvanisé pour une costière (d'après [33])

La **Figure 150** montre une disposition permettant de réduire l'épaisseur de la costière malgré la présence d'un porte-à-faux relativement important. Une cornière de maintien est disposée en partie haute et à l'extrémité du bac pour servir de maintien de la costière. Dans ce cas, l'épaisseur de celle-ci peut être déterminée à partir du **Tableau 34** en considérant un débord f nul.

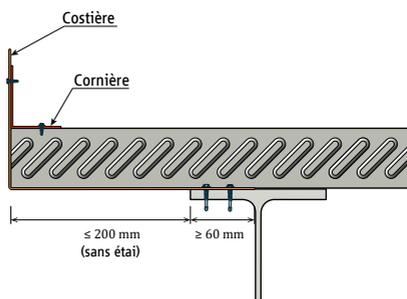


Figure 150: Rive de plancher en porte-à-faux

Les dispositions relatives aux costières présentées dans ce chapitre correspondent aux pratiques les plus courantes. Il existe d'autres systèmes d'usage moins fréquent. Les règles générales proposées doivent toujours être complétées par celles particulières au bac collaborant indiquées par l'industriel.

5.2.6 Traitement des appuis intermédiaires

Quand les nervures sont orientées perpendiculairement à la poutre support, il existe plusieurs façons de disposer les bacs collaborants de forme rentrante, il n'est pas possible d'emboîter deux tôles voisines l'une sur l'autre. Elles doivent alors être aboutées (**Figure 151 a**), avec un espacement ne dépassant pas 15 mm, et avec un traitement spécifique de l'étanchéité par une bande adhésive (§ 5.2.8). En cas de support sur une poutre mixte, l'aboutage doit se faire hors de la position des connecteurs (**Figure 151 b**). Il est aussi possible de ne pas abouter les deux bacs et de les laisser à distance l'un de l'autre (**Figure 151 c**), tout en respectant la distance minimale d'appui de 50 mm. Cela permet de créer une nervure en béton parallèle à l'axe de la poutre, qui peut être utile lorsque la dalle doit transmettre le poids d'une paroi lourde située au droit de la poutre. Il est nécessaire en contrepartie de prévoir un système d'étanchéité pour éviter la fuite du béton par les nervures (cf. les dispositions possibles au § 5.2.8).

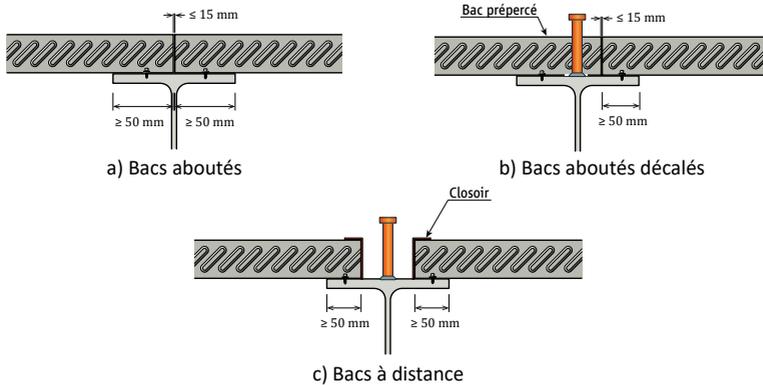


Figure 151: Traitement de deux tôles nervurées à nervures rentrantes sur appui intermédiaire

Dans le cas d'un bac à nervures ouvertes et orientées perpendiculairement à l'axe de la poutre, la disposition la plus efficace consiste à emboîter les deux tôles adjacentes sur une longueur de recouvrement au moins égale à 40 mm (Figure 152 a). Comme pour les bacs à nervures rentrantes, il reste possible de créer une nervure en béton au droit de la semelle du profilé en écartant les deux bacs voisins. Cela impose là aussi le traitement de l'étanchéité des deux tôles par l'un des moyens indiqués au § 5.2.8.



Attention : le recouvrement de deux tôles nervurées au droit d'une poutre intermédiaire ne permet pas d'assurer la continuité mécanique de bacs. Il n'est pas possible dans ce cas de considérer que le bac puisse jouer le rôle d'une armature de cisaillement longitudinal pour la reprise des efforts de connexion. cf. § 4.5.6.

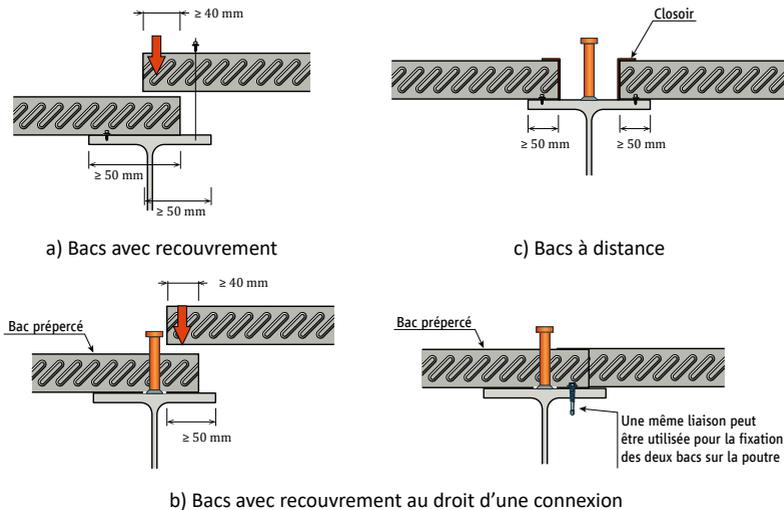


Figure 152: Traitement de deux tôles nervurées à nervures ouvertes sur appui intermédiaire

Pour un bac orienté longitudinalement par rapport à l'axe de la poutre support, deux types de dispositions constructives sont possibles. Quand une nervure est centrée sur l'axe de la poutre, le plus simple est de placer directement le bac sur la semelle de la poutre (*Figure 153 a*). S'il n'est pas possible de centrer une nervure sur l'axe de la poutre, s'il y a besoin d'une nervure en béton plus large au droit de la poutre, par exemple pour reprendre une charge de paroi lourde, ou s'il n'est pas possible de faire concorder la géométrie des bacs arrivant de chaque côté de la poutre, il faut adopter la seconde disposition, où le bac est interrompu sur chaque bord de la semelle (*Figure 153 b*).

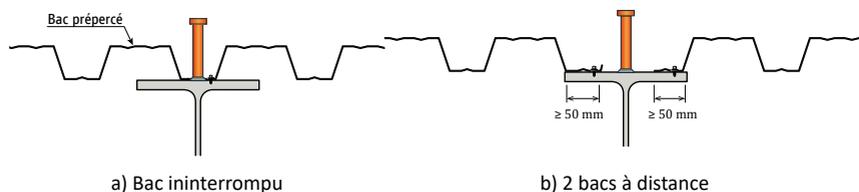


Figure 153: Traitement de tôles nervurées parallèles à l'axe de la poutre

La *Figure 154* montre le cas particulier où un changement de l'orientation des nervures s'opère au droit de la poutre support. Dans ce cas, l'étanchéité du bac perpendiculaire à l'axe de la poutre doit être assurée par un des moyens décrits au § 5.2.8.

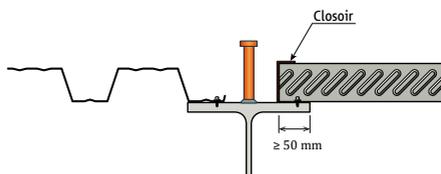


Figure 154: Changement d'orientation du bac sur appui

5.2.7 Traitement des liaisons sur voile en béton armé

Lorsque la dalle mixte joute un voile en béton armé, par exemple à proximité d'un noyau de circulation verticale, un support doit être procuré pour le bac collaborant. Quand les nervures du bac sont perpendiculaires au mur, un appui doit reprendre les charges verticales, pour la phase de construction, et en l'absence d'autres dispositions, en phase d'exploitation (*Figure 155*). Il peut être réalisé par un profilé métallique rapporté sur le mur, qui peut être fixé par des chevilles, des tiges pré- ou post-scellées, etc. Compte tenu des tolérances relativement élevées des ouvrages en béton, des jeux sont à prévoir entre le bac et le mur, de telle sorte que l'étanchéité de la tôle soit assurée par un des moyens décrits au § 5.2.8. Quand la dalle joue un rôle de diaphragme horizontal dans la stabilité du bâtiment (cf. § 6.3.4), des armatures en attente doivent être prévues pour assurer la transmission des efforts horizontaux entre la dalle et le voile.

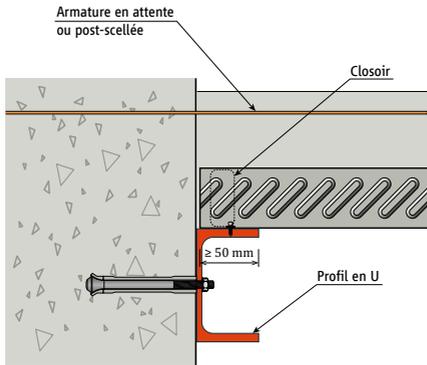


Figure 155: Liaison d'une dalle mixte sur un voile en béton armé – Cas de nervures perpendiculaires au voile

L'appui pour la dalle peut aussi être procuré par une engravure dans le voile (Figure 156). Dans ce cas, les charges verticales en phase d'exploitation sont transmises directement de la dalle mixte vers le voile en béton. Une petite cornière doit être disposée sur le bord inférieur de l'engravure afin de fixer le bac en phase provisoire de construction.

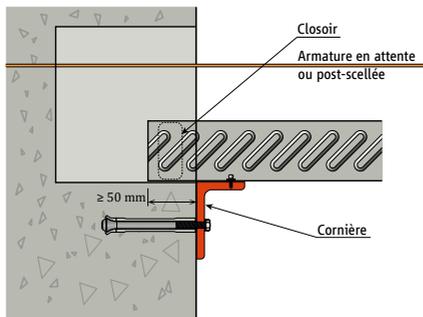


Figure 156: Liaison d'une dalle mixte sur un voile en béton armé par une engravure

Pour un bac dont les nervures sont parallèles au mur, un support n'est pas nécessaire pour la reprise des charges verticales. Il sera toutefois utile de fixer une petite cornière sur le voile en béton pour permettre la fixation du bac afin d'assurer l'étanchéité lors du coulage (Figure 157). Comme précédemment, une continuité des armatures entre le mur et le plancher assure la liaison nécessaire au fonctionnement en diaphragme horizontal de la dalle.

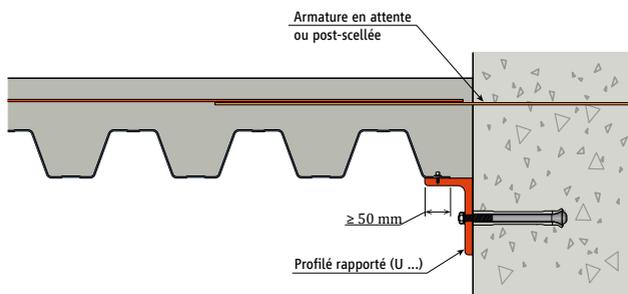


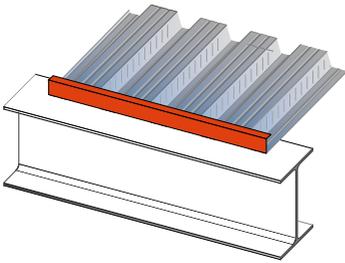
Figure 157: Liaison d'une dalle mixte sur un voile en béton armé – Cas de nervures parallèles au mur

5.2.8 Traitement de l'étanchéité

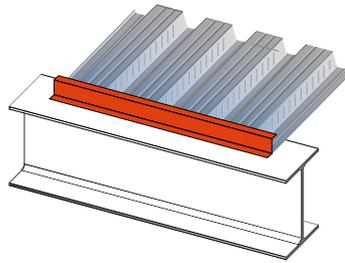
Afin de limiter les risques d'une coulée de la laitance du béton lors du coulage, notamment si la face inférieure du bac doit rester visible, il est nécessaire d'adopter certaines dispositions pour assurer l'étanchéité des bacs. Aux extrémités d'un plancher, il est possible d'utiliser des tôles pliées en forme de L ou de Z pour obturer les nervures (Figure 158 a et b). Cette tôle peut être continue, ce qui est la disposition la plus simple mais toutefois incompatible avec la présence d'armatures de nervure devant être ancrées en rive. Il existe aussi pour certains bacs des closoirs en tôle pliée adaptés à la forme du bac (d), qui sont alors positionnés devant chaque nervure. Des closoirs en mousse avec une découpe spécifique constituent un autre moyen pour obturer les nervures (c). Enfin, il est possible de demander au fournisseur un aplatissement des nervures aux extrémités afin de les boucher (e).

Pour deux tôles nervurées aboutées sur un appui, une bande adhésive doit être positionnée au droit de la jointure pour assurer l'étanchéité au coulage du béton (f). La bande doit couvrir au moins 30 mm de part et d'autre du joint et le joint ne doit pas excéder 15 mm de largeur.

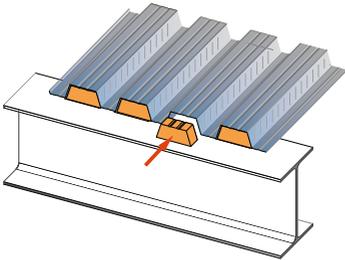
Pour les bacs préperçés utilisés pour former une poutre mixte après le coulage du béton, des dispositions particulières doivent être mises en œuvre au niveau des trous pour assurer l'étanchéité aux coulées de laitance du béton.



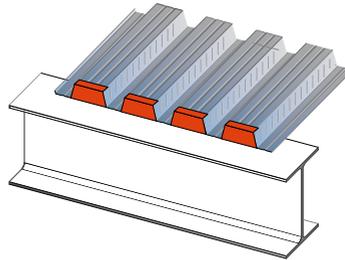
a) Closoir par une tôle pliée en L



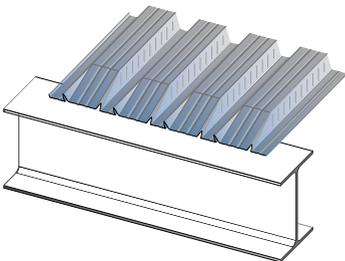
b) Closoir par une tôle pliée en Z



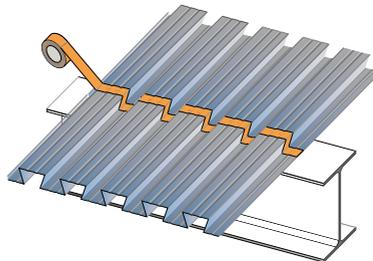
c) Closoirs en mousse dans chaque nervure



d) Closoir par une tôle en L devant chaque nervure



e) Bac aplati à son extrémité



f) Étanchéité par bande adhésive pour deux bacs aboutés

Figure 158 : Systèmes d'étanchéité des bacs métalliques

5.2.9 Conditions de pose des bacs collaborants

Pour un plancher avec poutres sous dalle, les règles professionnelles [33] détaillent les conditions d'utilisation et de pose des bacs collaborants, dont les principales sont reprises ici.

Les bacs collaborants doivent être fixés à la charpente au fur et à mesure de leur pose, afin d'assurer la sécurité du personnel sur le chantier. La liaison peut être assurée par des clous pisto-scellés, par des vis auto-taradeuses ou par des vis auto-foreuses (Figure 159). Sur un support, ces fixations doivent exister à raison de deux fixations par bac, à chaque extrémité, plus une fixation par bac supplémentaire.

Quand les tôles nervurées doivent aussi assurer, pendant la phase de construction, la stabilité au déversement des solives sur lesquelles elles prennent appui, il est nécessaire de prévoir une fixation pour chaque nervure du bac (cf. § 6.3.5).

Les fixations du bac, par clouage ou par vis, ne sont effectives que pour la phase de construction précédant le coulage et la prise du béton. Elles doivent être considérées comme inopérantes une fois le béton pris, notamment lorsqu'il n'y a pas de connexion entre la solive et la dalle. En effet, l'absence de connexion se traduit par un glissement relatif de la dalle sur la poutre sous l'effet des charges gravitaires, ce qui conduit soit à la rupture de la fixation soit à l'ovalisation de la tôle autour de celle-ci.

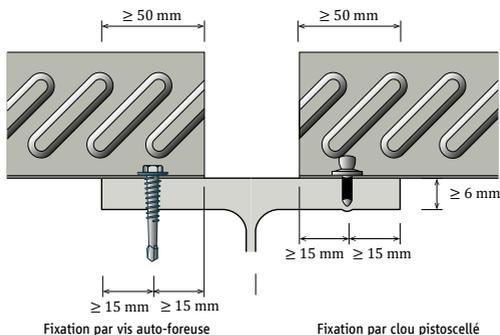


Figure 159: Exemples de fixation d'un bac collaborant par vis auto-foreuse ou par clouage

Dans le sens longitudinal, deux tôles adjacentes doivent être couturées afin d'éviter une désolidarisation pendant le coulage et une fuite du béton. Le couturage joue aussi un rôle dans le fonctionnement en diaphragme horizontal du bac, quand ce dernier est utilisé pour stabiliser les poutres vis-à-vis du déversement en phase de construction (cf. § 6.3.5).

Le couturage est assuré par des rivets ou des vis auto-perceuses, avec un espacement entre fixations ne devant pas dépasser les valeurs suivantes :

- 1,25 m entre une couture et une fixation sur appui ;
- 1,0 m entre 2 coutures.

Certains profils de bac permettent un emboîtement de deux tôles adjacentes (Figure 160). Dans ce cas, les vis de fixation de couture ne sont pas nécessaires, sauf en cas de fonctionnement en diaphragme horizontal.



Figure 160: Couturage par emboîtement de deux tôles voisines

Pour la phase de coulage, chaque nervure à l'extrémité d'un bac doit reposer sur un support, généralement procuré par la semelle d'une solive. Au détour d'un obstacle, par exemple un poteau, il peut être nécessaire d'ajouter une cornière pour assurer la reprise locale des efforts verticaux (Figure 161).



Figure 161 : Cornière pour le support local d'une nervure

5.2.10 Type de conception des dalles mixtes

Une dalle mixte est généralement réalisée sur plus de deux supports. Dans ce cas, il existe plusieurs approches qui présentent certaines limites et ont des conséquences en ce qui concerne les détails constructifs. La méthode la plus simple consiste à négliger l'effet de la continuité de la dalle au droit des appuis intermédiaires et à considérer chaque tronçon de dalle entre appuis comme simplement appuyé à ses extrémités. Chaque tronçon est alors isostatique, ce qui facilite le calcul des moments fléchissants (courbe ③ sur la Figure 162). Cette conception conduit à surestimer les moments positifs en travée et les flèches de la dalle. Elle néglige par contre les moments négatifs sur les appuis intermédiaires. En réalité, ceux-ci existent toujours et il est nécessaire dans ce cas de prévoir des armatures longitudinales, perpendiculaires aux solives constituant les appuis intermédiaires, pour limiter la fissuration de la dalle. La norme NF EN 1994-1-1 prévoit une aire d'armature anti-fissuration au moins égale à 0,2% de l'aire du béton pour une construction non étayée, ou à 0,4% pour une construction étayée. Ces armatures doivent être situées dans la partie de béton au-dessus des nervures du bac et être disposées sur une longueur supérieure ou égale au quart de la portée, de part et d'autre de l'appui. Le treillis anti-fissuration de la dalle peut être utilisé à cet effet.



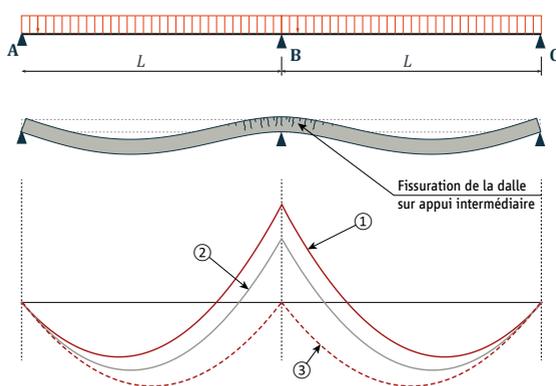
Pour le calcul d'armature minimale au droit des appuis intermédiaires, l'aire de béton se calcule en considérant uniquement la partie pleine de la dalle, située au-dessus du bac.

Une construction étayée exige plus d'armatures sur appuis car le fonctionnement mixte de la dalle est activé y compris pour les charges de poids propre du béton.

À l'opposé de cette conception, il est possible de prendre en compte la continuité de la dalle dans le dimensionnement, ce qui conduit à un diagramme de moment fléchissant où le moment négatif sur l'appui intermédiaire est relativement important (courbe ① sur la Figure 162). La reprise de ce moment dans la section nécessite alors la présence d'armatures longitudinales dimensionnées en conséquence. En contrepartie, le moment positif en travée ainsi que la flèche sont réduits, ce qui permet généralement de franchir de plus grandes portées.

Lors des calculs, il est possible d'optimiser cette conception en tenant compte de l'effet de la fissuration, où le moment négatif sur appui est légèrement réduit et le moment positif en travée et la flèche augmentés (courbe ②).

À charge équivalente et pour une inertie constante le long de la barre, une conception isostatique selon la courbe ③ conduit à un moment en travée 1,8 fois plus élevé que celui obtenu par la courbe ①. La flèche est 2,4 fois plus grande.



Distribution des moments :

- ① pour une dalle continue
- ② pour une dalle continue avec effet de la fissuration
- ③ pour deux dalles non continues isostatiques

Figure 162 : Distributions du moment de flexion le long d'une dalle sur 3 appuis

5.2.11 Armatures pour les dalles mixtes

Une dalle mixte supposée articulée sur tous ses côtés ne requiert pas d'armatures pour équilibrer les contraintes de flexion, puisque le bac métallique fait office d'armature tendue. Il est cependant nécessaire de prévoir un treillis d'armature dans la partie pleine de la dalle pour limiter la fissuration. La norme NF EN 1994-1-1 impose une quantité d'armature au moins égale à $80 \text{ mm}^2/\text{m}$ pour chacune des deux directions horizontales. De plus l'espacement des barres d'armature ne doit pas excéder ni 350 mm ni 2 fois l'épaisseur totale de la dalle (Figure 163).

En outre, pour une dalle mixte calculée comme étant articulée sur ses bords (cf. courbe ③ sur la Figure 162), alors qu'elle est en fait continue, un pourcentage d'armature minimal de

0,2% pour une construction non étayée et de 0,4 % pour une construction étayée doit être mis en œuvre.

Enfin, quand une résistance au feu normalisée de la dalle doit être justifiée sans protection du bac acier, il peut s'avérer nécessaire de disposer des armatures longitudinales dans les creux d'ondes des bacs, qui ne sont activées que pour la situation d'incendie.

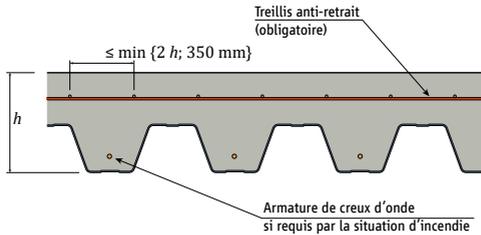


Figure 163 : Armatures de renforcement d'une dalle mixte

5.3 Autres systèmes de planchers

5.3.1 Dalles béton avec prédalle

Dans les premières constructions avec profilés métalliques sous dalle béton, la réalisation de la dalle pleine était obtenue au prix d'une préparation longue et fastidieuse du coffrage en bois sur lequel le béton était coulé in situ. Ce procédé n'est normalement plus utilisé lorsque la dalle est en béton : on cherche en effet toujours un système permettant un coffrage rapide et si possible participant à la résistance finale. Plusieurs systèmes sont disponibles pour répondre à ce besoin, le plus traditionnel étant celui des prédalles en béton posées entre les poutres et sur lesquelles une couche additionnelle de béton est coulée sur site. La prédalle est préfabriquée en usine et est dimensionnée en fonction de la portée à franchir et de l'épaisseur de béton à couler sur site.

Le résultat final est équivalent à une dalle pleine, ce qui représente généralement un poids élevé de béton (Figure 164). Pour une portée de 6 m, l'épaisseur totale de la dalle est typiquement de 20 cm, ce qui correspond à un poids propre de la dalle de 5 kN/m². La rugosité de la face supérieure de la prédalle permet d'assurer le monolithisme de la dalle finale.

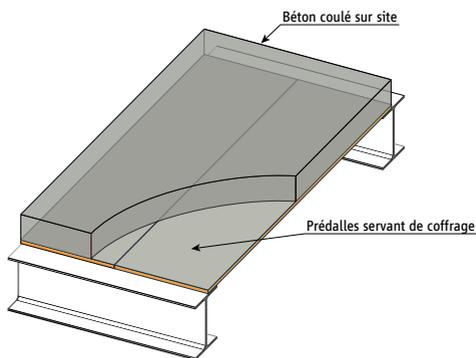


Figure 164: Plancher béton à dalle pleine avec prédalle

Pour alléger la dalle et franchir de plus grandes portées, on peut aussi avoir recours à des prédalles alvéolaires en béton armé précontraint (Figure 165). Ces éléments préfabriqués sont obtenus en évidant la partie centrale avec des alvéoles, qui peuvent avoir des formes variées, la Figure 165 montrant un exemple d'alvéoles circulaires. Ils ont une épaisseur de 16 à 40 cm et permettent de franchir des portées de 8 à 14 m. Leur poids varie de 2,5 à 6,0 kN/m². Une chape de compression peut être coulée sur site.

En situation d'incendie, l'utilisation de prédalles alvéolaires précontraintes nécessite des précautions particulières.

176

Le comportement en diaphragme horizontal (cf. § 6.3.4) d'une dalle réalisée avec des éléments alvéolaires doit être étudié avec attention. En effet, le vide prévu entre les éléments préfabriqués doit être comblé par du mortier pour assurer le clavetage des éléments et leur comportement monolithique. Quand une couche additionnelle de béton est coulée sur site, celle-ci peut assurer le transfert de tout ou partie des efforts horizontaux de diaphragme.

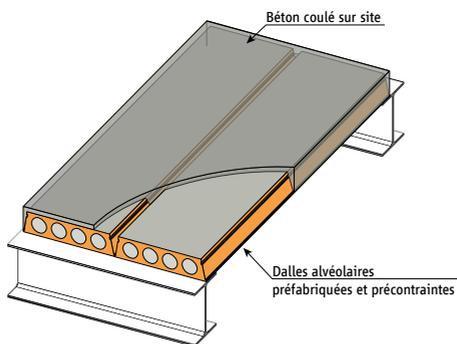


Figure 165: Plancher béton avec dalles préfabriquées alvéolaires

5.3.2 Dalles avec coffrage métallique

Des tôles minces peuvent être utilisées comme coffrage perdu (Figure 166). La forme nervurée de ces tôles leur confère la résistance suffisante pour reprendre les charges dues au coulage du béton. Elle leur permet en outre d'alléger le poids de la dalle, en réduisant le volume de béton dans la partie tendue du plancher, où le béton est moins efficace. Ces tôles nervurées servent aussi de plancher temporaire pendant la phase précédant le coulage du béton. Elles restent en place après la construction et peuvent être apparentes ou non. Il existe une grande variété de produits proposés par les industriels pouvant être sélectionnés en fonction de la portée à franchir, de leur capacité portante et de leur aspect.

Les tôles nervurées présentent de nombreux avantages sur site : leur découpe est simple, la pose est aisée et peut être faite sans le recours à des moyens de levage importants. Leur portée reste assez limitée, de l'ordre de 2 à 3 m sans étai, voire jusqu'à 4 m pour une pose continue. Les flèches dues au coulage et les effets de mare doivent être contrôlés.

Lors de leur pose, il est nécessaire de fixer les tôles sur la charpente pour assurer la sécurité des ouvriers pendant le temps du chantier. Comme pour les bacs collaborants, la liaison peut être assurée par un clouage réalisé à l'aide d'un cloueur à décharge ou par des vis auto-perçantes. La liaison mécanique peut éventuellement être mise à profit pour assurer la stabilité des profilés lors du coulage du béton, au prix d'une plus grande densité de fixations (cf. § 6.3.5).

La dalle doit être conçue comme une dalle en béton armé et doit être ferrillée en conséquence pour reprendre la traction se développant en sous-face de la dalle sous l'effet des charges gravitaires.

Il est finalement plus économique de faire participer la tôle au fonctionnement de la dalle et cette solution est rarement utilisée pour des bâtiments multi-étagés en charpente métallique.

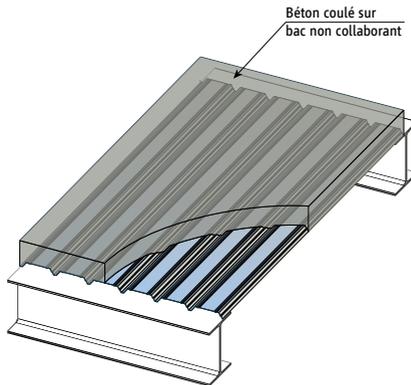


Figure 166 : Exemple de dalle béton avec coffrage métallique perdu (Cofrasol 40)

5.3.3 Dalles mixtes sur bac profond

Les industriels ont développé récemment de nouveaux types de bacs collaborants, caractérisés par une hauteur de profil d'environ 200 mm (Figure 167). Ces bacs permettent de franchir des portées jusqu'à 6 m environ sans étai et jusqu'à 9 m avec étais, pour une épaisseur de dalle de

25 cm. Ces dalles mixtes s'utilisent avec tout ou partie de leur épaisseur placée dans la hauteur de la poutre (voir en particulier les planchers minces à poutrelles intégrées, § 5.3.5).

Ces bacs ne sont pas utilisables avec une poutre mixte sous dalle, car les modèles de calcul disponibles dans la norme NF EN 1994-1-1 pour la résistance des connecteurs ont un domaine d'application limité aux bacs de hauteur inférieure ou égale à 85 mm.

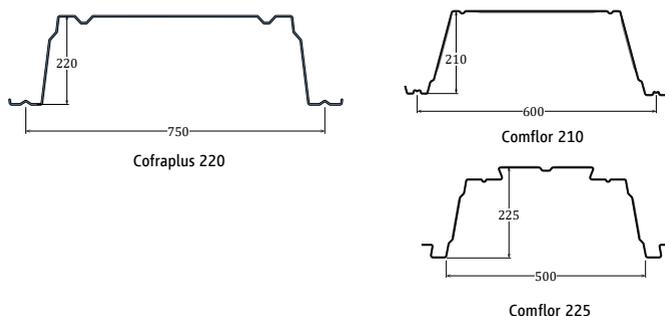


Figure 167: Exemples de bacs collaborants profonds

5.3.4 Planchers secs

Les planchers secs sont constitués d'éléments préfabriqués et montés à sec sur site, ne comportant pas la phase humide de coulage du béton. La fonction portante est assurée par un bac métallique reposant sur les poutres métalliques et servant de support à un revêtement à base de bois (généralement un panneau aggloméré OSB ou contreplaqué). Des couches additionnelles assurent les fonctions d'isolation thermique et phonique et de rendu visuel final (Figure 168).

L'usage de ce type de planchers est généralement limité aux petits bâtiments.

Les dispositions constructives, le calcul et la mise en œuvre de ce type de procédé sont indiqués dans les avis techniques des produits utilisés.

Il est également possible de concevoir un plancher sec entièrement métallique, par juxtaposition d'éléments préfabriqués comme des caillebotis ou des tôles formées à froid (tôles à larmes, perforées, etc.). 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.).

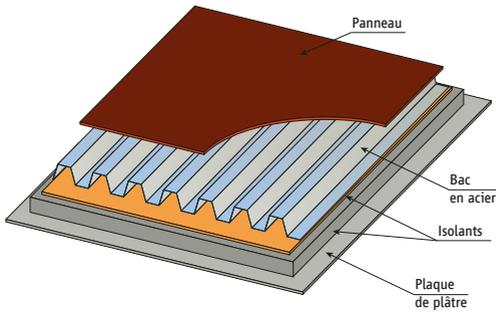


Figure 168: Exemple de planchers secs

5.3.5 Planchers intégrés

Pour ce type de planchers, les poutres de la structure sont intégrées dans l'épaisseur de la dalle, ce qui permet de supprimer la retombée sous dalle et donc de réduire l'épaisseur totale du système (Figure 169). Ce type de solution consiste à positionner l'élément formant coffrage (prédalles, bac collaborant ou non, dalle alvéolaire) sur la semelle inférieure de la solive. Celle-ci doit être plus large que la semelle supérieure, ou renforcée par un talon (cf. § 4.2.4). Après positionnement des éléments de coffrage, une couche de béton est coulée sur site, soit de finition dans le cas des dalles alvéolaires, soit structurale dans les autres cas. Cette couche finale peut avoir la même arase que celle de la semelle supérieure de la poutrelle, cette dernière étant alors affleurante. Quand la couche de béton recouvre la semelle supérieure, l'épaisseur d'enrobage ne doit pas être inférieure à 40 mm.

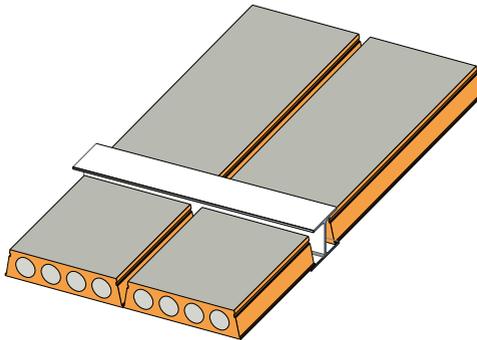


Figure 169: Solive intégrée avec dalle alvéolaire

Comme la poutrelle est entourée sur trois de ses faces par du béton, son exposition directe à l'incendie est considérablement réduite, ce qui lui permet une bien meilleure résistance à l'incendie que les poutres situées traditionnellement sous la dalle. Sans protection incendie de la semelle inférieure, qui reste seule exposée au feu, il est en général possible de justifier des résistances au feu de 30 à 60 minutes (R30 à R60 – cf. § 2.6.3).

À quantité d'acier équivalente, la solution avec une poutrelle intégrée présente une résistance et une inertie plus faibles qu'une solution avec poutre sous dalle, en raison d'un bras de levier plus faible entre le béton et l'acier. En outre, la semelle inférieure de la poutrelle subit une flexion transversale sous l'effet des réactions d'appui de la dalle, ce qui diminue légèrement la résistance globale à la flexion. Le système peut toutefois être économiquement performant grâce à sa bonne performance intrinsèque vis-à-vis de l'incendie.

Le système de planchers minces avec poutrelles intégrées ne s'utilise pas avec un système de contreventement par effet cadre. Il convient pour les bâtiments avec palées de contreventement par triangulation ou avec noyau en béton armé.

Dans le cas d'une utilisation avec des éléments préfabriqués alvéolaires, il convient de vérifier avec attention le comportement monolithique de l'ensemble pour assurer un bon report des charges de diaphragme horizontal (cf. § 5.3.1).

Pour un plancher intégré avec des bacs collaborants, on utilise des bacs d'une hauteur de 200 à 230 mm, pour une hauteur totale de dalle de 27 à 35 cm. Des portées sans étais de 6 m peuvent être atteintes, et jusqu'à 7,5 m avec étais.

Il existe une grande variété de sections métalliques pouvant être considérées pour les poutrelles intégrées, dont certaines sont des produits spécifiques développés par des industriels. Les plus courantes sont introduites au § 4.2.4.

5.3.6 Planchers bois

Dans les constructions métalliques, les planchers en bois sont encore d'application relativement rare mais connaissent un développement important. Les produits utilisés sont les panneaux en bois CLT (Cross Laminated Timber, pour bois lamellé croisé), constitués à partir de sous-panneaux d'épaisseur unitaire 20 à 40 mm, collés les uns sur les autres en alternant le sens des fibres (Figure 170). Des portées jusqu'à 6 m peuvent être atteintes pour des panneaux dont l'épaisseur varie entre 20 et 30 cm, selon les charges appliquées et le critère de résistance au feu.

Plus rarement, des panneaux agglomérés peuvent être utilisés.

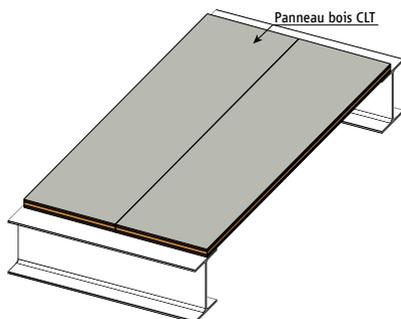


Figure 170: Planchers bois

5.4 Vibrations de plancher

5.4.1 Comportement vibratoire des planchers

Le confort vibratoire des planchers est un critère important pour l'utilisation d'un bâtiment. Alors que pour les portées usuelles le système plancher-poutres est dimensionné par les critères de résistance ou de flèche, le critère de confort des usagers vis-à-vis des vibrations engendrées par la marche humaine peut devenir prépondérant. La marche humaine produit dans un plancher une série de forces ponctuelles périodiques, dont la fréquence est comprise entre 1,6 à 2,4 Hz, la valeur communément admise étant de 2 Hz.

Le comportement dynamique d'un plancher dépend principalement de trois paramètres que sont sa fréquence propre, sa masse modale et ses propriétés d'amortissement. La fréquence propre d'un système structural correspond au nombre d'oscillations par seconde qu'il subit lorsqu'il est écarté de sa position d'équilibre puis relâché. La masse modale peut être perçue comme la masse mise en mouvement par les vibrations. Plus la masse modale est faible, plus il sera facile de la mettre en mouvement sous l'effet de la marche d'une personne. L'amortissement correspond à la propriété intrinsèque du plancher d'absorption de l'énergie vibratoire et de réduction de l'amplitude des vibrations.

Le phénomène vibratoire pour les bâtiments comportant des dalles mixtes sur des poutres de grande portée peut devenir particulièrement important dans la mesure où :

- les poutres de grande portée ont une fréquence propre relativement basse et proche de la fréquence de la marche humaine ;
- les dalles mixtes sont intrinsèquement légères, et leur masse participante est donc assez faible ;
- les planchers ont un amortissement faible lorsque l'étage correspondant est aménagé comme un plateau libre sans cloisons intermédiaires.

5.4.2 Critère de fréquence propre

La méthode la plus couramment utilisée pour vérifier un plancher vis-à-vis du confort vibratoire consiste à s'assurer que la fréquence propre de ce plancher est supérieure à un seuil minimal, lequel est fixé en France à 2,6 Hz pour les surfaces soumises uniquement à la marche humaine, comprises dans les bâtiments d'habitation ou de bureaux. Pour les activités sportives ou rythmiques, le seuil est fixé en France à 5 Hz.

Pour vérifier ce critère, l'annexe nationale de la norme NF EN 1993-1-1 [5] indique que la fréquence propre doit être calculée en prenant en compte 100 % des masses permanentes et 20 % des masses liées aux charges d'exploitation gravitaires. Des seuils différents peuvent être utilisés dans des pays voisins, mais la comparaison n'est pas toujours immédiate car les masses prises en compte ne sont pas les mêmes.

Le principal inconvénient du critère de fréquence propre vient du fait qu'il ne traduit que très imparfaitement le phénomène vibratoire et sa perception par les personnes. Pour être plus précis, cette méthode donne simplement la possibilité d'éliminer le risque d'entrée en résonance du plancher avec le premier harmonique de la marche. Elle ne fournit par contre aucune indication quant au comportement vibratoire et son ressenti par les occupants.

Pour tout plancher de grande portée, c'est-à-dire dont l'une des directions comporte des poutres de longueur supérieure à 10 m, avec une dalle mixte et avec peu ou pas de cloisons, il est recommandé de conduire une étude plus poussée.

5.4.3 Autres méthodes d'appréciation du confort vibratoire

Le confort vibratoire d'un plancher est un état limite de service, qui dépend du ressenti des occupants. Ce ressenti est variable en fonction des personnes, de leur activité et de leur position. La *Figure 171* donne par exemple les critères d'acceptabilité des vibrations définis par la norme ISO 10137 [26] pour les bâtiments, en fonction de leur destination et de la fréquence propre du plancher. Ces courbes sont basées sur l'accélération maximale subie par le plancher sous l'effet de vibrations.

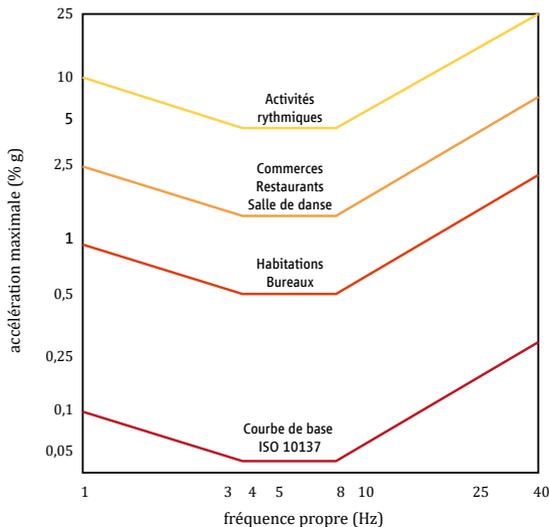


Figure 171: Courbes d'acceptabilité des vibrations

La méthode la plus complexe pour appréhender le comportement vibratoire d'un plancher consiste à reproduire numériquement la marche d'individus et de calculer les accélérations subies par le plancher. Ces calculs sont relativement sophistiqués et nécessitent l'utilisation de logiciels de calcul performants.

Des approches plus simples sont disponibles, comme le guide du SCI [45] ou les recommandations européennes Hivoss [44]. Ces deux méthodes reposent sur la détermination des paramètres suivants, en proposant à chaque fois des méthodes analytiques ou forfaitaires :

- la fréquence propre du plancher ;
- la masse modale ;
- l'amortissement.

Le *Tableau 35* donne par exemple le calcul forfaitaire de l'amortissement structural proposé par la méthode Hivoss.

Type	Taux d'amortissement critique
Amortissement dû à la structure : ξ_1	
Bois	6 %
Béton	2 %
Acier	1 %
Mixte acier-béton	1 %
Amortissement dû au mobilier : ξ_2	
Bureaux avec cloisons, pour 1 à 3 personnes	2 %
Bureaux sans armoires ni étagères	0 %
Plateau paysager	1 %
Librairie	1 %
Résidentiel	1 %
Amortissement dû aux finitions : ξ_3	
Faux plafond	1 %
Faux plancher	0 %
Chape flottante	1 %
Amortissement total : $\xi = \xi_1 + \xi_2 + \xi_3$	

Tableau 35: Taux d'amortissement critique dans la méthode Hivoss

Une fois obtenue la valeur de ces paramètres, les méthodes approchées donnent les formulations permettant d'obtenir soit l'accélération (SCI) soit la vitesse (Hivoss) subie par le plancher sous l'effet des vibrations dues à la marche humaine, ainsi que les critères d'acceptabilité en fonction de la destination du bâtiment. Ces approches relativement simples à mettre en pratique donnent une meilleure estimation du comportement vibratoire réel d'un plancher.

6 Contreventements

6.1 Principes généraux

Les éléments porteurs, constitués par les poteaux, les poutres et les planchers, servent à descendre les charges verticales gravitaires appliquées au bâtiment. Ce dernier est également soumis à des charges horizontales, principalement dues au vent et, dans certains cas, au séisme (en zone sismique). Il est donc nécessaire de compléter la structure par des éléments assurant le contreventement horizontal et vertical du bâtiment. Ces contreventements permettent également de maîtriser les effets déstabilisants engendrés par les défauts d'aplomb et les imperfections de la géométrie réelle de l'ossature.

i On ne traite dans ce guide que des seuls contreventements en phase définitive. Les contreventements de chantier sont à adapter en fonction du phasage.

Dans un bâtiment multi-étagé, un contreventement horizontal draine l'ensemble des efforts horizontaux appliqués sur un niveau (plancher ou toiture) et transmet les charges correspondantes aux contreventements verticaux (Figure 172). Un contreventement horizontal peut être assuré soit par l'effet de diaphragme d'une dalle en béton (cf. § 6.3.4) soit par l'ajout d'une triangulation pour créer une poutre au vent (cf. § 6.3.2). En règle générale, il est judicieux, pour un bâtiment multi-étagé dont les planchers sont réalisés avec des dalles en béton, d'utiliser ces dernières comme système de contreventement horizontal. Pour la toiture, un contreventement par poutres au vent doit être prévu s'il n'y a pas de dalle à ce niveau.

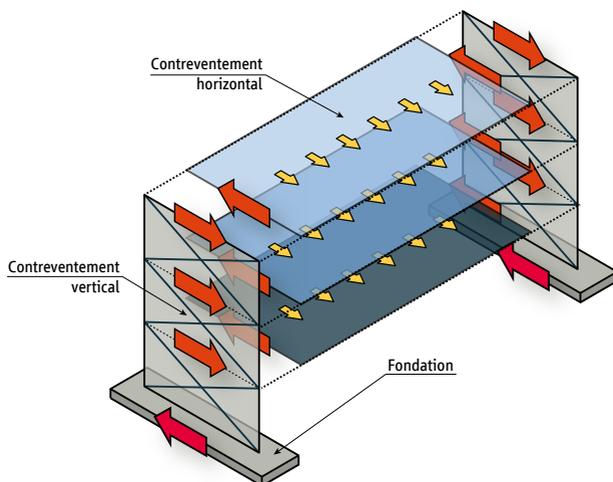


Figure 172: Reprise des efforts horizontaux par les contreventements

Une fois la résultante des efforts horizontaux transmise dans un contreventement vertical, ce dernier descend les charges jusqu'aux fondations. Un contreventement vertical peut être assuré par une palée cadre (effet portique), une palée triangulée ou un voile en béton armé, par ordre de rigidité croissante. En fonction des contraintes du projet, différentes solutions de contreventement vertical peuvent être utilisées sur un même bâtiment. La **Figure 173** montre un exemple typique de bâtiment à ossature métallique où tous les contreventements horizontaux sont assurés par les dalles en béton et les contreventements verticaux sont réalisés à l'aide de 4 palées triangulées, 2 pour chacune des directions principales, placées en périphérie de l'ossature.



Même si la collaboration des parois métalliques éventuellement utilisées pour les façades et la toiture pourrait théoriquement être mise à profit pour les contreventements verticaux ou horizontaux, elle n'est jamais utilisée en pratique pour un bâtiment multi-étagé. La prise en compte de l'effet diaphragme des bacs en acier pour la stabilisation de la charpente en phase de chantier est par contre une pratique courante (cf. § 6.3.5).

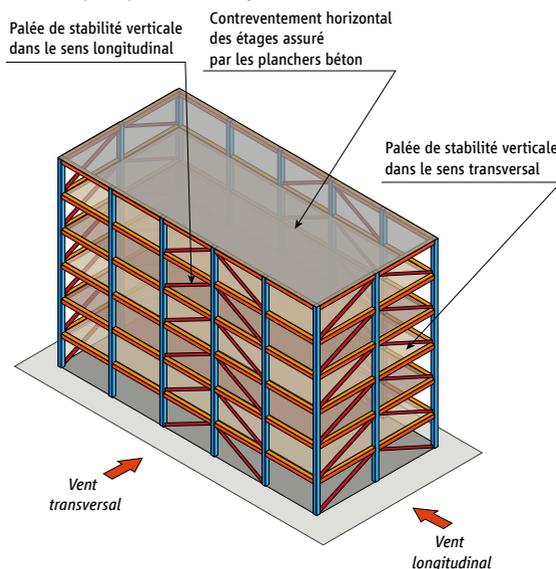
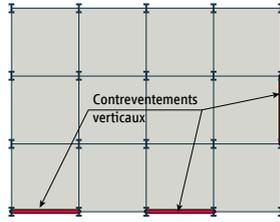


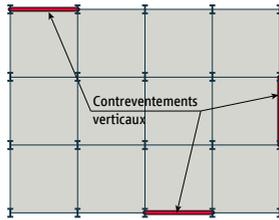
Figure 173 : Exemple de contreventement d'un bâtiment multi-étagé

La conception des contreventements doit satisfaire aux principes généraux suivants. Un diaphragme horizontal doit être positionné à chacun des niveaux du bâtiment, y compris la toiture, de telle sorte que tous les poteaux soient maintenus latéralement dans les deux directions horizontales. Le bâtiment doit être stabilisé par au moins trois plans de contreventement vertical non tous concourants (la **Figure 174** montre un exemple de ce qui ne doit pas être fait). La **Figure 175** montre une configuration avec le nombre minimal de contreventements requis. Cette configuration est néanmoins déconseillée car sa dissymétrie génère des excentremets et des effets de torsion. En pratique, il est préférable de prévoir au moins deux plans de contreventement vertical non alignés par direction principale, comme illustré sur la **Figure 173**. En fonction des élancements en plan ou de la forme des planchers, un ou plusieurs contreventements additionnels peuvent être nécessaires pour chaque direction (**Figure 176** et **Figure 177**).



Trame en plan
Configuration instable - Interdite

Figure 174: Configuration instable avec 3 plans de contreventement concourants



Trame en plan

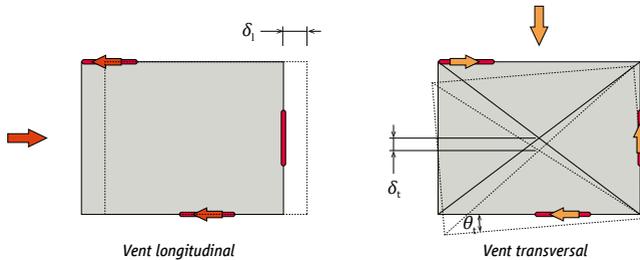


Figure 175: Configuration stable avec 3 plans de contreventement (non recommandée)

Autant que faire se peut, il faut privilégier les positions les plus éloignées possibles du centre du bâtiment pour placer les plans de contreventement vertical, afin de minimiser les effets néfastes de la torsion d'ensemble de la structure.

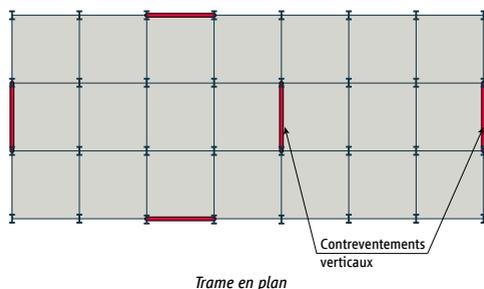


Figure 176: Configuration élançée avec 3 contreventements verticaux dans une direction

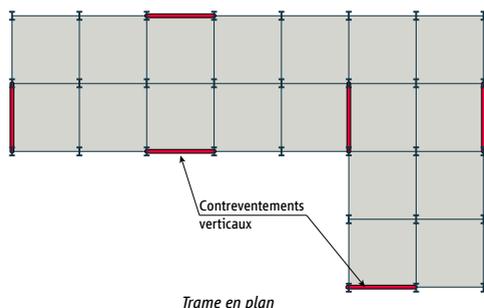


Figure 177: Configuration en L avec 3 contreventements verticaux par direction

Un plan de contreventement vertical doit être continu du sommet jusqu'à la fondation. Il est préférable que la raideur du système de contreventement vertical soit plus élevée dans les niveaux inférieurs, où les efforts à transmettre sont plus importants. Dans la mesure du possible, il convient de conserver le même type de contreventement sur toute la hauteur du bâtiment. Dans le cas contraire, quand une superposition de plusieurs systèmes de contreventement doit être réalisée pour répondre à des impératifs du projet, on cherchera à concevoir la palée avec le système le plus raide dans les étages inférieurs (Figure 178).

Une configuration relativement courante dans les bâtiments multi-étagés survient quand des contraintes d'aménagement pour le rez-de-chaussée imposent la libre circulation entre les poteaux, par exemple pour l'installation d'un commerce ou d'un hall d'accueil. Cette contrainte n'existe pas en général dans les niveaux supérieurs, pour les travées en façade. Une solution est alors de superposer une palée triangulée dans la partie supérieure sur une palée cadre pour le premier niveau (Figure 179). En raison de la plus grande souplesse de la palée cadre, cette disposition conduit à des déplacements importants concentrés sur le premier niveau, ce qui génère des effets dits de second ordre potentiellement déstabilisateurs. Quand elle ne peut être évitée, cette solution doit être étudiée avec le plus grand soin et conduit à des profilés (poteaux et poutres) de la palée cadre de grandes dimensions.

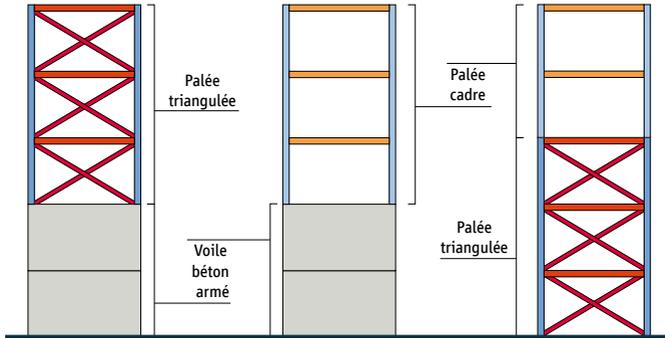


Figure 178 : Superposition de systèmes de contreventement verticaux

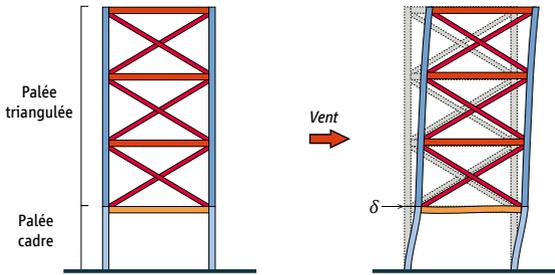


Figure 179 : Superposition d'une palée triangulée sur une palée cadre (à éviter)

6.2 Contreventements verticaux

6.2.1 Noyau en béton armé

Lorsque le noyau abritant les cages d'escalier et éventuellement les ascenseurs ou des locaux de service est réalisé en béton armé, il est d'usage d'utiliser les murs du noyau comme contreventements verticaux du bâtiment. Le noyau constitue alors une structure très rigide. Lorsqu'il est situé approximativement au centre du bâtiment et que les dimensions des planchers restent limitées, il peut suffire à assurer la stabilité de l'ossature complète (Figure 180). Pour un noyau excentré ou pour des dimensions de planchers plus importantes, il peut être nécessaire de compléter le contreventement du bâtiment par une ou plusieurs palées de stabilité en charpente métallique, dont la position doit être choisie la plus éloignée possible du noyau, a priori en périphérie (Figure 181). Pour que ces palées soient compatibles avec la rigidité du noyau, il est plus cohérent d'adopter des contreventements additionnels triangulés.

6 - Contreventements

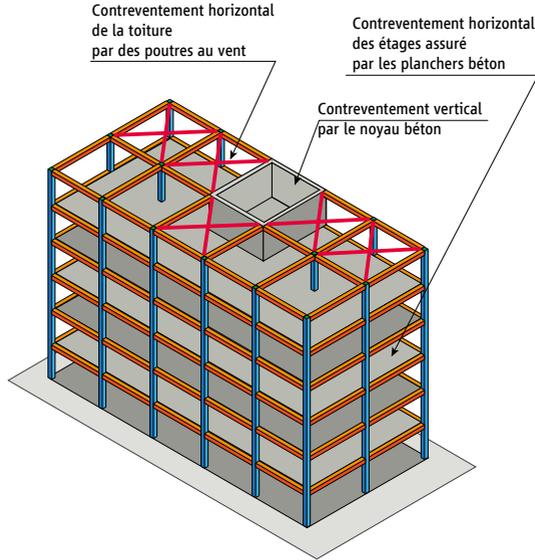


Figure 180: Bâtiment contreventé par les voiles du noyau central en béton

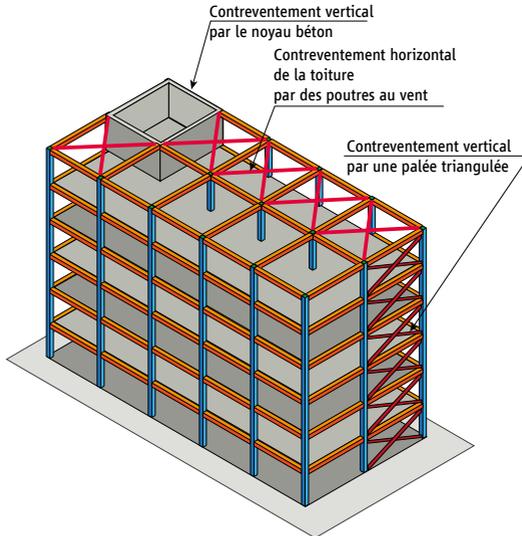


Figure 181: Bâtiment contreventé par les voiles du noyau en béton armé et une palée triangulée métallique

Un bâtiment multi-étagé peut être contreventé par deux ou plusieurs noyaux en béton armé. En l'absence de joint de dilatation, cette configuration conduit toutefois à des forces de bridage potentiellement très importantes dans la charpente métallique, en raison de la grande rigidité

des noyaux qui s'oppose à la libre dilatation de l'ossature sous les effets thermiques ou de retrait du béton (Figure 182). Elle doit alors faire l'objet d'une étude détaillée pour la prise en compte de ces effets. La meilleure solution reste l'adoption de joints de dilatation (§ 2.5) entre les noyaux (Figure 183), qui suppriment les effets des déformations imposées par les changements de température dans la charpente. Chaque partie du bâtiment délimitée par les joints de dilatation peut alors être traitée comme une ossature indépendante.

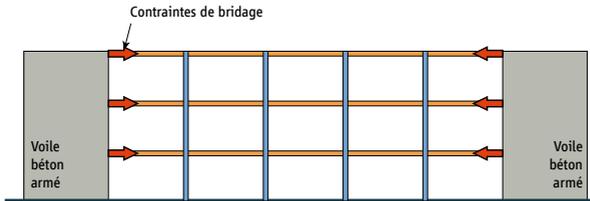


Figure 182 : Bâtiment contreventé par deux noyaux en béton et sans joint de dilatation

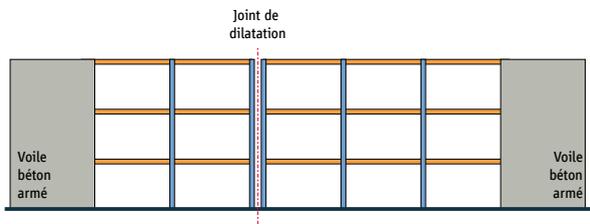


Figure 183 : Bâtiment contreventé par deux noyaux en béton et avec joint de dilatation

Un contreventement par un noyau en béton armé présente l'avantage de sa grande rigidité. Le reste de la charpente ne subit que des charges verticales (sauf les éventuelles palées de contreventement additionnelles) et les nœuds entre les poutres et les poteaux ou les voiles du noyau sont articulés. Le prix de revient de la charpente est alors très compétitif.

L'adoption d'un contreventement par le noyau en béton pose toutefois quelques problèmes, qu'il convient de prendre en compte lors du projet. Le montage et l'exécution du bâtiment sont ralentis par le temps nécessaire à la réalisation des voiles et à la prise du béton. Les tolérances dimensionnelles des voiles en béton armé sont nettement plus élevées que celles pratiquées pour la charpente métallique, ce qui peut rendre difficile l'assemblage et le réglage de la charpente sur le noyau. Il est nécessaire en particulier de prévoir un jeu horizontal d'au moins 25 mm entre les éléments de la charpente métallique et un voile en béton. Des ancrages de la charpente sur les éléments du noyau sont nécessaires, ce qui impose une coordination importante sur le chantier et la conception de détails constructifs particuliers (cf. § 7.9).

6.2.2 Palées triangulées

La palée de stabilité est une structure en treillis constituée de barres travaillant en compression ou en traction. Dans un bâtiment, elle est mise en place en reliant des poteaux et des poutres déjà existantes par des diagonales. Elle présente une faible déformabilité sous l'effet des charges extérieures.

Les seuls éléments fléchis de l'ossature sont les dalles et les poutres, qui ramènent les charges gravitaires sur les poteaux. En première approche, on peut considérer que ces derniers travaillent uniquement en compression, voire en traction quand ils font partie de la palée triangulée. Les diagonales ne subissent elles aussi que des efforts axiaux, de traction ou de compression. Toutes les barres de la structure peuvent être supposées comme articulées entre elles, ce qui simplifie la conception des assemblages et en réduit donc le coût.

Il existe plusieurs configurations de palées triangulées, le choix étant effectué en fonction des contraintes du projet et des spécificités de chaque solution :

- la croix de Saint-André (*Figure 184 a*) utilise deux diagonales, l'une comprimée et l'autre tendue, dans la même palée pour le contreventement de chaque niveau. Cette disposition, très courante en charpente métallique, impose de traiter le croisement des diagonales, ce qui peut impliquer l'ajout d'un assemblage supplémentaire sur ce nœud. Pour les bâtiments de faible hauteur, n'excédant pas 2 ou 3 niveaux environ, il est d'usage de négliger la contribution des diagonales comprimées. Des diagonales très élancées, réalisées à partir de cornières (*Figure 188*), peuvent être utilisées, leur résistance sous charge de compression au flambement étant très faible.

Pour des bâtiments plus hauts, il devient généralement plus économique d'intégrer la diagonale comprimée dans le schéma de descente des charges horizontales. Des diagonales moins élancées sont alors nécessaires, qui peuvent être réalisées à partir de sections tubulaires ou de profilés laminés en U, en I ou en H. Ces barres qui jouent le rôle tantôt de butons, tantôt de tirants, sont capables de transmettre à la fois des efforts de traction et de compression ;

- le système en tirant-buton (*Figure 184 b*) comprend une seule diagonale par niveau. Cette diagonale travaille donc soit en traction soit en compression, selon le sens des charges extérieures appliquées. Dans cette disposition, une diagonale comprimée, dont le mode de ruine par flambement n'offre pas de réserve de résistance, n'est pas doublée par une diagonale tendue. Cette solution doit donc en règle générale être évitée ;
- en décalant une des 2 diagonales d'une croix de Saint-André dans une autre travée, adjacente ou non, dans la même file de poteaux, le comportement de la palée triangulée reste identique et évite le croisement des diagonales (*Figure 184 c*). Cette solution implique toutefois un plus grand nombre de poteaux mobilisés pour le contreventement ;
- lorsque l'une des extrémités des diagonales est positionnée au centre de la traverse, on obtient les systèmes de contreventement en V (*Figure 184 d*) ou en V inversé (*Figure 184 e*). Ces configurations présentent une rigidité plus élevée. Elles nécessitent la contribution des deux diagonales tendue et comprimée pour assurer l'équilibre statique de l'ensemble ;
- le contreventement en K est obtenu lorsque l'une des extrémités des diagonales est positionnée au centre d'un poteau (*Figure 184 f*).



Les contreventements en K et les systèmes par tirants-butons ne sont pas recommandés en zone sismique.

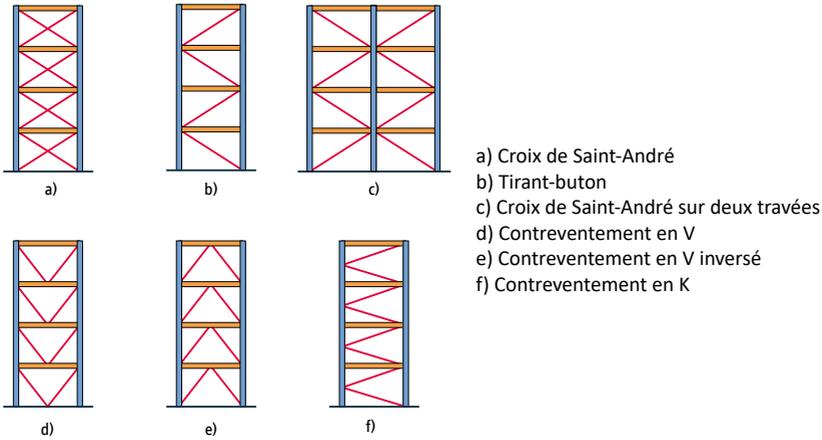


Figure 184: Configurations courantes de palées triangulées

Dans le contreventement triangulé d'un bâtiment multi-étagé, chaque niveau doit être muni de ses diagonales. Il est préférable que les diagonales soient situées dans la même travée. Toutefois, pour des raisons architecturales ou en fonction des sujétions du projet, il est envisageable de ne pas superposer les diagonales d'un niveau sur l'autre, tant qu'elles restent dans la même file de poutres et de poteaux (Figure 185). En cas de décalage, le calcul des sollicitations internes des poteaux, des poutres et des assemblages doit tenir compte de la position réelle des diagonales.

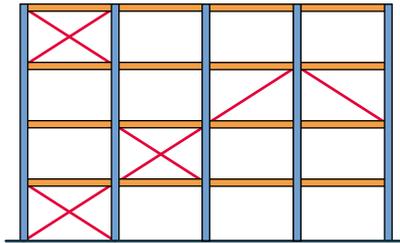


Figure 185: Diagonales de contreventement placées dans des travées différentes.

Il est possible d'envisager d'autres configurations de palées triangulées moins courantes, comme celle représentée sur la Figure 186, où les diagonales sont attachées un niveau sur deux. Cette disposition implique la flexion locale des poteaux pour la stabilisation des niveaux intermédiaires. On peut y remédier en attachant ces niveaux intermédiaires aux nœuds d'intersection des diagonales, ce qui revient à un système de contreventement en V et V inversé alterné.

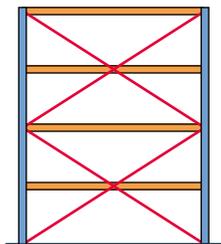


Figure 186: Contreventement par triangulation tous les 2 niveaux

Dans un système triangulé, les poteaux doivent toujours être continus sur toute la hauteur de la palée, même si cela n'est pas strictement nécessaire au fonctionnement statique de l'ensemble. La continuité des poteaux permet d'assurer une redondance en cas de défaillance dans l'une des diagonales. En général, les assemblages de continuité de poteaux sont situés au-dessus et le plus près possible de la jonction poutre-poteau. Un positionnement à mi-hauteur d'étage est à éviter; dans le cas contraire, le défaut d'alignement des pièces assemblées doit être pris en compte dans les calculs. Le § 7.6 donne les différentes solutions pour les assemblages de continuité en fonction de la section des poteaux.

Il est en général recommandé que les poteaux descendent sans discontinuité jusqu'aux fondations. Cette recommandation est encore plus importante pour les poteaux des palées triangulées. En effet, l'interruption d'un poteau sur une poutre engendre une irrégularité dans le comportement de l'ensemble du bâtiment. Elle nécessite de reconstituer une très grande raideur pour la poutre support (Figure 187).

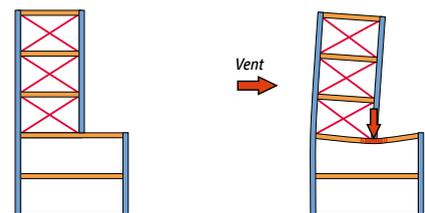


Figure 187: Poteau d'un contreventement par triangulation interrompu sur une poutre – À éviter

La Figure 188 montre les sections de diagonales couramment utilisées. L'emploi des cornières reste limité aux petits bâtiments, jusqu'à 2 ou 3 niveaux. Les sections en U permettent un croisement facile de deux diagonales en les plaçant dos à dos, ce qui implique toutefois des moments d'excentrement dans les assemblages.

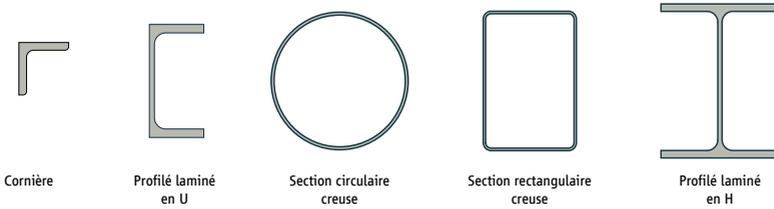


Figure 188: Sections de diagonales

Les palées de contreventement triangulées présentent de nombreux avantages qui justifient leur utilisation très courante : le système est rigide, les nœuds d'assemblage sont articulés, ils sont donc simples de conception, faciles à calculer et économiques, l'ossature est rapide à monter et son réglage est indépendant des tolérances de fabrication. Elles imposent par contre la présence des diagonales dans le plan des poteaux, ce qui peut ne pas être compatible avec les servitudes de passage ou avec les contraintes architecturales.

Pour que le fonctionnement d'une palée triangulée soit aussi proche que possible de l'idéal théorique, il est nécessaire que sa conception permette de s'approcher autant que faire se peut des hypothèses suivantes (hypothèses pour une structure réticulée) :

- les barres se croisent au point d'épure ;
- elles sont toutes articulées entre elles ;
- les charges sont appliquées aux nœuds.

Le croisement au point d'épure signifie que la géométrie de la palée et de ses assemblages doit être conçue de telle sorte que les axes des barres (poteaux, poutres et diagonales) soient concourants au droit des assemblages. Un décalage du point d'épure conduit à des moments additionnels qui peuvent s'avérer prépondérants. Le cas échéant, ces décalages doivent être pris en compte dans le calcul de la structure.

Lorsque ces hypothèses sont vérifiées, le fonctionnement du système est très simple et peut facilement être calculé, même par des calculs manuels. Toute charge appliquée au droit d'un nœud se décompose uniquement en efforts axiaux de traction ou de compression dans les barres. Le système est isostatique d'un point de vue interne, c'est-à-dire que toutes les sollicitations dans les barres résultent simplement de la résolution des équations d'équilibre. La *Figure 189* montre la résolution des sollicitations internes pour une palée triangulée à 5 niveaux, dans laquelle les diagonales comprimées sont négligées.

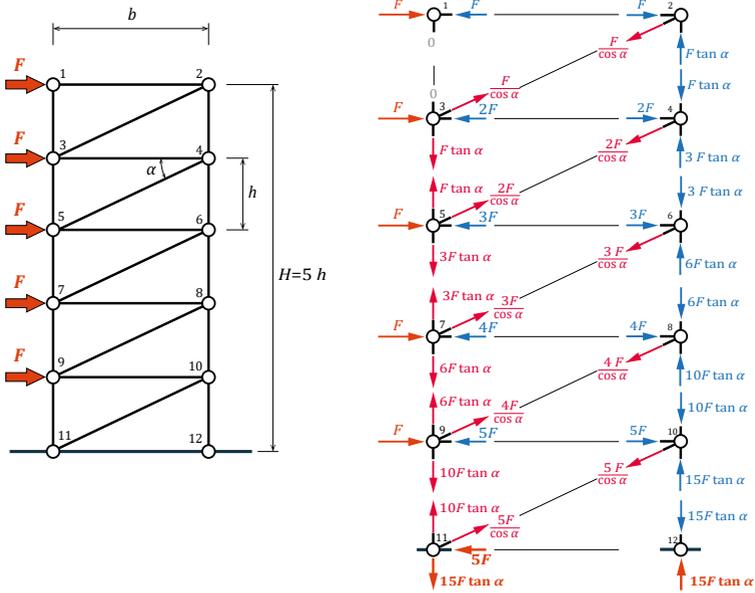


Figure 189: Calcul des efforts internes dans une palée triangulée

En pratique, il existe toujours des écarts entre la structure réticulée théorique et l'ossature réelle. Ces différences inévitables proviennent de la continuité des poteaux, des assemblages qui ne sont pas des articulations parfaites, des charges appliquées entre les nœuds telles que le poids propre des barres et les défauts d'épure de la géométrie. Elles se traduisent par des moments secondaires dans les barres de la triangulation.

Pour les systèmes courants, ces moments secondaires ne sont en général pas significatifs et sont négligés. Pour que cette hypothèse reste valide, il convient de limiter l'élancement de diagonales, de compenser l'articulation imparfaite par une distance entre attaches de la diagonale supérieure à 6 fois la hauteur de sa section et d'éviter le bridage des assemblages poteau-poutre-diagonale. Le § 7.8 donne les dispositions constructives appropriées pour les assemblages.

6.2.3 Palées cadres – Effet portique

Une palée cadre est constituée d'un ensemble de barres assemblées entre elles de telle sorte que ce système s'oppose à l'effet d'une charge horizontale appliquée dans son plan par la flexion des barres. Une palée cadre utilisée pour un contreventement vertical peut aussi être appelée portique. Elle comprend au minimum deux poteaux et une traverse (Figure 190). Elle est généralement beaucoup plus souple que le même cadre triangulé.

La Figure 190 montre les principaux résultats du calcul d'un portique simple soumis à une force horizontale en tête de poteau. On peut en outre noter que dans un portique, il y a toujours une réaction horizontale en pied, même s'il n'est soumis qu'à des charges gravitaires. Cette poussée est provoquée par le blocage en translation des pieds de poteaux.

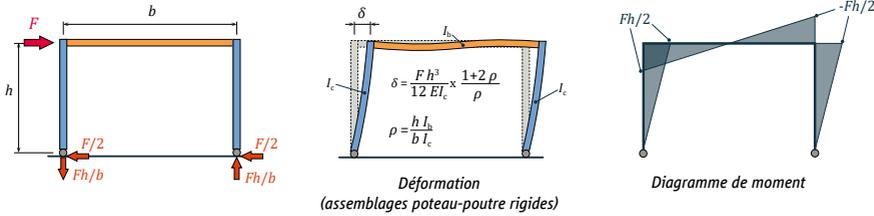


Figure 190: Déformation et diagramme de moment d'un portique simple

Dans un bâtiment multi-étagé, l'utilisation d'une palée cadre comme système de contreventement s'envisage en l'absence de noyau béton sur lequel reporter les charges horizontales et quand la présence des diagonales est gênante pour les servitudes de passage ou pour des raisons architecturales. Ce type de contreventement s'avère toujours nettement plus onéreux que la triangulation, car il implique la réalisation d'assemblages encastrés entre les poteaux et les poutres et sa plus grande souplesse nécessite d'être compensée au moins partiellement par des sections de plus grandes dimensions.

Pour contreventer un bâtiment à plusieurs étages, une raideur suffisante doit être obtenue. Or la raideur d'un portique est inversement proportionnelle au rapport entre l'entraxe des poteaux et leur hauteur. Afin de limiter les dimensions des sections, il peut être nécessaire de restreindre la portée des traverses. Deux configurations sont envisageables. Avec la première, le fonctionnement en portique est restreint à un nombre limité de travées, les assemblages des autres travées étant alors tous articulés (Figure 191 a). Cette solution limite le nombre d'encastremets à réaliser mais nécessite une plus grande raideur pour les palées concernées car elles stabilisent l'ensemble du bâtiment, donc l'ensemble des files de poutres. Elle permet aussi de conserver des portées plus élevées dans les autres travées. Les assemblages sont aussi plus complexes car ils doivent être plus rigides pour tenir compte de la moindre portée des traverses.

Pour la seconde configuration (Figure 191 b), toutes les travées de la file sont contreventées par effet cadre. Cela exige que tous les assemblages poutre-poteau soient encastrés. En contrepartie, il est possible d'augmenter les portées des traverses, sans toutefois pouvoir atteindre les portées maximales offertes par la charpente métallique.

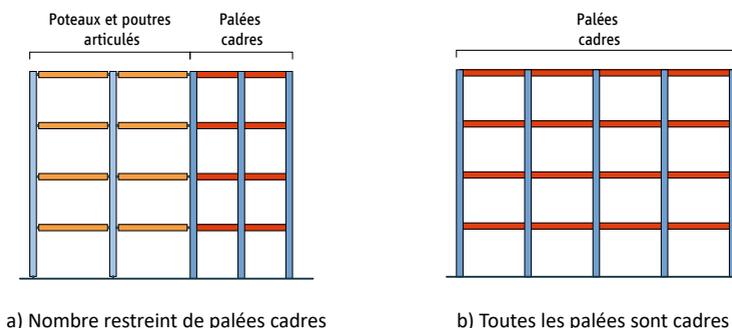


Figure 191 : Deux configurations possibles de palées cadres

Les palées cadres dans les bâtiments à plusieurs étages sont très sensibles aux déformations latérales. En tenant compte de la géométrie déformée de la structure, des moments additionnels sont générés par l'excentrement des charges gravitaires par rapport à la position initiale. Ces moments, dits moments de second ordre, sont en général négligeables pour les contreventements les plus raides (noyaux en béton ou palées triangulées). Dans le cas des palées cadres à plusieurs niveaux, ils peuvent devenir prépondérants. Il est ainsi difficile d'envisager des solutions simples de palées cadres pour des bâtiments dépassant 4 à 5 niveaux.

Pour garder des solutions compétitives, l'ingénieur de charpente métallique cherche en général à concevoir des pieds de poteaux articulés (§ 3.5). Or dans le cas d'une palée cadre sur un bâtiment à plusieurs niveaux, le niveau inférieur est celui où se concentrent les charges gravitaires et les efforts tranchants horizontaux les plus importants. En adoptant des pieds de poteaux articulés, les poteaux du premier niveau deviennent les seuls de la charpente à être articulés à l'une de leurs extrémités, alors qu'ils sont les plus sollicités. Les déplacements latéraux du premier niveau deviennent significativement plus élevés que pour les étages supérieurs et les effets du second ordre sont dans ce cas très difficiles à maîtriser. En pratique, au-delà de 2 à 3 niveaux, il est nécessaire de prévoir des pieds de poteaux encastrés, ce qui alourdit encore le coût de la solution.

Les contreventements verticaux par palées cadres présentent finalement les avantages suivants par rapport aux systèmes triangulés :

- absence de diagonales venant obstruer le passage ou gêner la vue ;
- une plus grande hyperstaticité, qui permet une redistribution des moments quand elle est mise à profit pour réduire la taille des sections, mais au prix d'un calcul plastique de l'ossature.

Ils nécessitent en contrepartie une attention particulière compte tenu de leurs défauts intrinsèques, pour traiter :

- un grand nombre d'encastremets poteau-poutre à réaliser, qui sont plus chers que les articulations ;
- le recours probable à des pieds de poteaux encastrés ;
- les effets du second ordre liés à la plus grande déformabilité des palées cadres ;
- les difficultés de montage plus grandes en raison de possibilités de réglage plus faibles.

En pratique, les palées cadres sont relativement peu utilisées pour le contreventement d'un bâtiment multi-étagé. Le cas échéant, cette utilisation reste limitée à une seule direction horizontale, l'autre étant stabilisée par contreventement triangulé. Les applications avec stabilisation du bâtiment dans les deux directions horizontales par portiques sont encore plus rares. Elles impliquent pour les poteaux communs aux deux directions des sections dont les inerties sont sensiblement équivalentes par rapport à leurs deux axes de flexion (Figure 192).

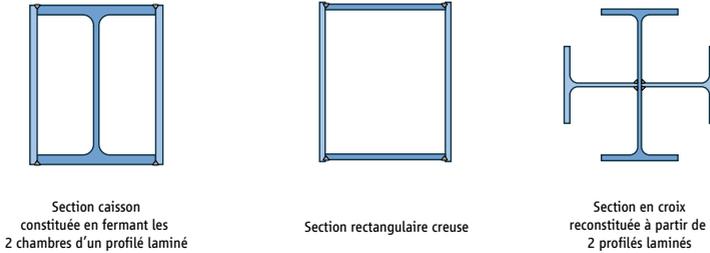


Figure 192: Exemples de sections pouvant être employées pour des poteaux de portiques intervenant dans deux directions de contreventement



Les poteaux avec des sections en croix telles que représentées sur la Figure 192 présentent un risque de flambement par torsion, qu'il convient de prendre en compte dans les calculs.

6.3 Contreventements horizontaux

6.3.1 Principes

Dans un bâtiment multi-étagé, chaque niveau, y compris celui de la toiture, doit disposer d'un système de contreventement horizontal, permettant de ramener les charges horizontales sur les palées de stabilité verticales (cf. Figure 172 au § 6.1). On parle alors d'un fonctionnement en diaphragme horizontal.

Les charges reprises par un diaphragme horizontal sont principalement les actions du vent sur les façades. Un diaphragme permet aussi d'assurer la stabilité de la structure en s'opposant aux effets déstabilisants dus aux imperfections (défaut d'aplomb des poteaux, imperfections géométriques des poutres...). Il peut contribuer au maintien des poutres de toiture contre leur déversement. En zone sismique, un diaphragme horizontal sert aussi à la reprise des actions du séisme.

Pour un bâtiment multi-étagé, deux systèmes de diaphragme horizontal peuvent être utilisés : les poutres au vent (§ 6.3.2) et les dalles en béton armé (§ 6.3.4). En phase de chantier, le contreventement procuré par l'effet diaphragme des bacs en acier peut aussi être mis à profit, le cas échéant (cf. § 6.3.5).

6.3.2 Poutres au vent

Une poutre au vent est un système de contreventement horizontal par triangulation, généralement utilisé en toiture, dont les membrures et les montants sont constitués des poutres ou des pannes du niveau contreventé. Elle permet de ramener les charges horizontales dans les plans

6 - Contreventements

de contreventement vertical (*Figure 193 a*). Il n'est pas nécessaire qu'une poutre au vent soit placée dans la même travée que le système de contreventement vertical, dans la mesure où il existe des poutres ou des pannes pouvant faire office de butons ou de tirants pour transférer les efforts entre les deux systèmes (*Figure 194*).

La *Figure 193 b* montre le principe de fonctionnement d'une poutre au vent: les charges de vent induites dans les faces au vent et sous le vent sont ramenées dans la poutre au vent par les poutres reliées aux « points durs » constitués par les liaisons des diagonales de la poutre au vent. Cette dernière transfère ensuite les charges ainsi collectées vers les palées de contreventement vertical. La flexion globale ainsi générée dans le plan horizontal est reprise par les barres constituant la poutre au vent (membrures, montants et diagonales) uniquement par des efforts axiaux de compression ou de traction.

Les poutres (ou les pannes) peuvent jouer le rôle de montant, mais des butons peuvent être prévus spécifiquement si les efforts de compression sont trop importants.

Quand les diagonales sont très élancées, par exemple dans le cas d'utilisation de cornières, leur résistance à la compression est très faible et seules les diagonales tendues sont prises en compte dans le schéma statique de reprise des efforts, comme illustré sur la *Figure 193 b*.

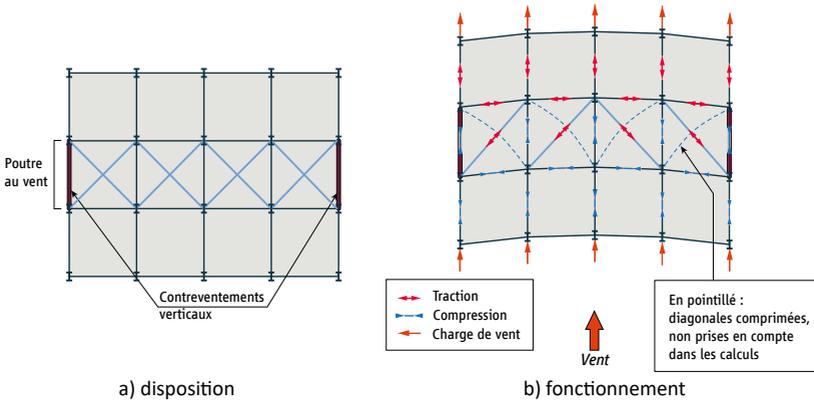


Figure 193: Principe de fonctionnement d'une poutre au vent

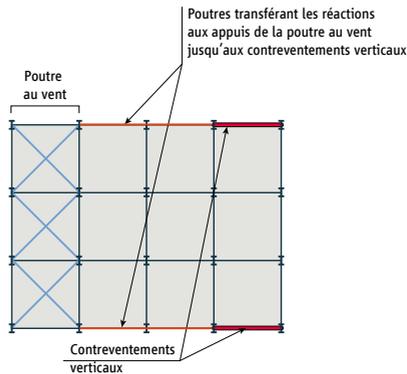


Figure 194: Décalage possible de la poutre au vent et des contreventements verticaux

Sauf cas particuliers, un niveau contreventé par poutres au vent doit en comporter au minimum une par direction principale. Il est préférable, dans la mesure du possible, d'aligner une poutre au vent avec les contreventements verticaux qui la supportent. En positionnant une poutre au vent au centre du niveau, les charges horizontales transférées par les poutres ou les pannes sont divisées par 2 environ, par comparaison avec un positionnement à l'une des extrémités du niveau. La *Figure 180* et la *Figure 181* (cf. § 6.1) montrent des exemples de poutres au vent pour la toiture d'un bâtiment contreventé par un noyau en béton armé. La *Figure 195* illustre un exemple courant de contreventement d'un niveau par 2 poutres au vent reliées directement aux palées de contreventement vertical.

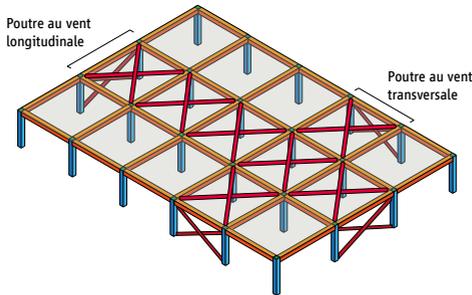


Figure 195: Exemple de contreventement horizontal d'un niveau par 2 poutres au vent

6.3.3 Poutres au vent en toiture

201

Les efforts repris par une poutre au vent sont transférés par le biais d'éléments horizontaux de la structure ramenant les charges vers les nœuds de triangulation. Dans la plupart des cas, certaines pannes de la toiture ou certaines poutres du plancher assurent ce rôle. Dans le cas d'une toiture, la *Figure 196* illustre les différents types de pannes en fonction de leur rôle (la même démarche pouvant aisément être transposée au cas des poutres d'un plancher) :

- les pannes courantes, qui ne reprennent que des charges gravitaires appliquées sur la toiture pour les transmettre à la poutre la plus proche. Ces pannes travaillent en flexion ;
- les pannes butons, reliées aux nœuds de la poutre au vent, ces derniers constituant des « points durs ». Les pannes butons reprennent les charges gravitaires de toiture par flexion et transfèrent les charges de stabilisation vers la poutre au vent par des forces axiales ;
- les pannes montants qui assurent le rôle d'un montant de treillis pour la poutre au vent, et qui peuvent être remplacées par un buton spécifique qui n'assure que la fonction de montant.



Les pannes courantes sont reliées à la poutre au vent. Elles participent donc à la reprise des charges horizontales. Le transfert de ces charges implique cependant la flexion locale des membrures de la poutre au vent. Ces membrures sont latéralement beaucoup moins rigides que les montants au droit des nœuds de la poutre. La contribution des pannes courantes à la reprise des charges horizontales est par conséquent négligée dans la plupart des cas.

En toiture, les pannes butons et les pannes montants jouent donc un rôle important dans la stabilité globale de l'ouvrage et doivent donc à ce titre être considérées comme faisant partie de l'ossature principale (éléments primaires). Si des pannes minces formées à froid sont

couramment utilisées pour les pannes courantes, leur résistance à la compression relativement modeste limite leur usage pour les pannes butons. Des pannes laminées à chaud en I peuvent supporter la combinaison de la flexion sous charges gravitaires et la compression sous charges de diaphragme.

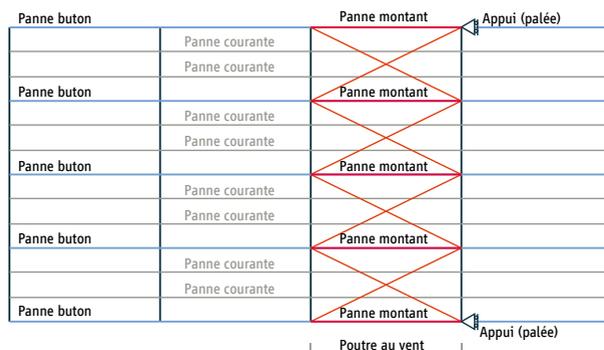


Figure 196 : Différents types de pannes dans un empannage de toiture

Les pannes butons transfèrent les charges de vent de la façade jusqu'à la poutre au vent. En plus de la flexion sous les charges gravitaires de la toiture, elles travaillent alors sous forces axiales de traction ou de compression. En raison de l'instabilité par flambement, la compression gouverne leur dimensionnement. Dans certains cas, il est possible de découpler les fonctions de pannes de toiture et de butons de contreventement. Les butons travaillent alors uniquement en traction-compression.

Outre la reprise des effets du vent, les pannes butons permettent d'assurer le maintien au déversement des poutres principales qui les supportent. Étant fixées sur les semelles supérieures des poutres principales, elles maintiennent naturellement ces dernières en zone de moment positif, c'est-à-dire dans les zones où la semelle supérieure est comprimée. Pour la zone de moment négatif, le cas échéant, il peut être nécessaire d'assurer un maintien des semelles inférieures comprimées, par l'adoption de bracons ou ciseaux (Figure 197).

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, suffisants pour assurer le maintien latéral de la semelle. Ces doubles bracons sont également efficaces en compression. Ils soutiennent les pannes verticalement.

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



Les pannes courantes, qui ne sont pas reliées aux nœuds de la poutre au vent, ne peuvent pas servir de maintien au déversement des poutres et des traverses.

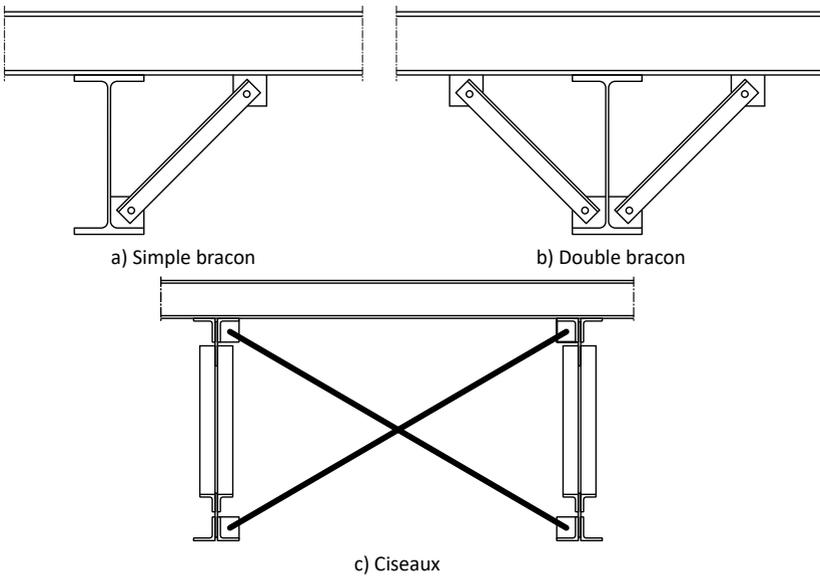


Figure 197: Maintiens des poutres principales en zone de moment négatif

Les pannes montants sont toujours comprimées pour des poutres au vent avec triangulation en croix de Saint-André, et avec une intensité sensiblement plus élevée que pour les pannes butons. La *Figure 198 a* 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 198 b*). Cette disposition peut notamment être intéressante avec des sections de pannes 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. D'autre part, il est alors nécessaire que la liaison entre la panne buton et la traverse libère les déplacements relatifs dans la direction de la panne par l'adoption de trous oblongs, ceci afin d'éviter qu'une partie des efforts de compression du montant transite par la panne.

Les assemblages boulonnés des diagonales sont généralement réalisés à partir de goussets, insérés entre les traverses et les pannes. Il convient dans cette configuration de connecter le gousset à la fois sur la traverse et sur la panne montant (*Figure 199*).

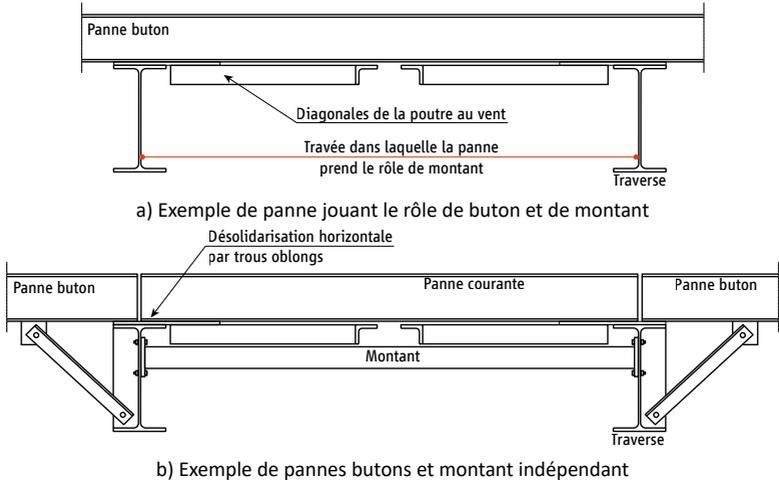


Figure 198: Dispositions constructives pour le montant d'une poutre au vent

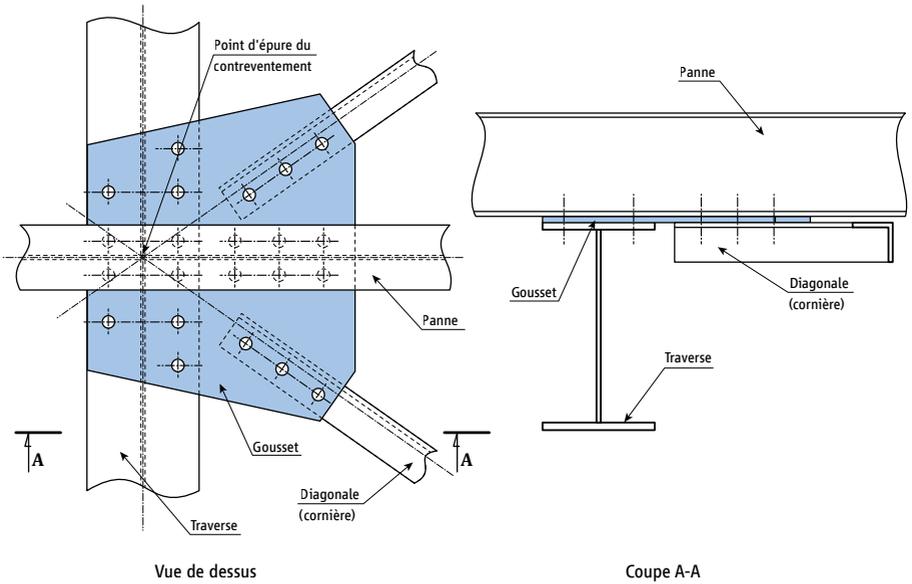


Figure 199: Détail d'un nœud d'assemblage de poutre au vent

6.3.4 Contreventement horizontal par une dalle en béton

Fonctionnement d'une dalle en diaphragme horizontal

Lorsque les planchers des étages courants sont réalisés à partir d'une dalle en béton armé (ou pour la toiture le cas échéant), que cette dernière soit pleine ou mixte sur bacs collaborants, il n'est économiquement pas justifié de contreventer le niveau par des poutres au vent. En effet, la dalle offre a priori une raideur et une résistance nettement supérieures à celles procurées par une triangulation. Pour en bénéficier, il suffit en général de prévoir quelques dispositions constructives peu coûteuses et de fournir une justification simple à produire.

Le fonctionnement en diaphragme d'une dalle en béton armé repose sur les deux principes suivants :

- la résistance de la dalle doit d'abord être justifiée sous l'action des efforts horizontaux qu'elle collecte et transmet aux palées de contreventement. La dalle fonctionne comme un mur-voile chargé dans son plan, ce qui génère de la flexion et du cisaillement. Des armatures doivent être prévues pour la reprise de la traction, le cas échéant ;
- les réactions au droit des points d'appui que constituent les plans de contreventement vertical doivent ensuite être transmises de la dalle vers la charpente métallique. Ceci implique la mise en place d'un système mécanique approprié (connexion).

Pour qu'une dalle fonctionne comme un diaphragme horizontal, certaines dispositions minimales doivent être respectées. Dans le cas d'une dalle mixte sur bac collaborant, la hauteur totale de la dalle (y compris celle du bac) doit être d'au moins 9 cm et la hauteur de la partie au-dessus du bac ne doit pas être inférieure à 5 cm pour des portées allant jusqu'à 6 m, et 7 cm pour des portées supérieures. La portée s'entend ici comme la distance entre les éléments support de la dalle dans le sens porteur du bac acier (*Figure 200*). Pour une dalle constituée avec des éléments préfabriqués en béton armé, des dispositions spécifiques de clavetage doivent être mises en œuvre.

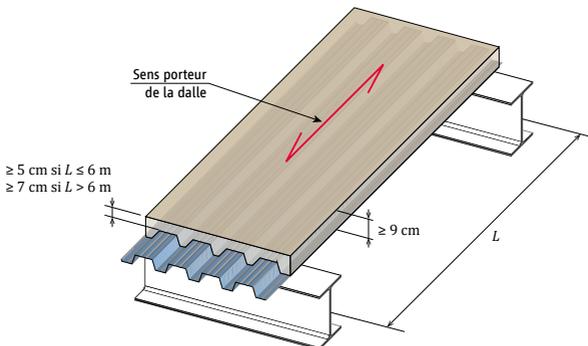


Figure 200: Dimensions minimales d'une dalle mixte pour l'effet diaphragme

Transfert des charges horizontales dans le diaphragme

Dans le cas le plus simple où un niveau est contreventé verticalement par deux palées placées à ses deux extrémités, la *Figure 202* montre la distribution du moment de flexion et de l'effort tranchant qui se développent dans la dalle fonctionnant comme un diaphragme horizontal,

sous l'effet des charges horizontales de vent. Les configurations deviennent plus complexes à calculer lorsqu'il y a plus de deux palées de contreventement vertical, lorsque le plan du niveau n'est pas rectangulaire, en présence d'une trémie de dimensions importantes ou avec des palées verticales de raideurs différentes. Il peut alors être nécessaire de modéliser le plancher avec un logiciel de calcul pour déterminer la répartition des sollicitations internes.



En règle générale, la rigidité flexionnelle d'une dalle chargée dans son plan est nettement plus importante que celles des palées sur lesquelles elle prend appui. Le modèle de calcul pour le calcul des réactions et des sollicitations internes est alors celui d'une poutre rigide sur appuis souples.

Le moment de flexion génère des contraintes de traction dans une partie de la dalle (en bas sur la [Figure 202](#)). Il est alors nécessaire de prévoir des armatures longitudinales de long de la rive tendue de la dalle pour reprendre cette traction ([Figure 201](#)). Comme la charge horizontale peut être appliquée indifféremment dans les deux sens possibles, ces armatures doivent en pratique être disposées sur les deux rives de la dalle perpendiculaires à l'action considérée.

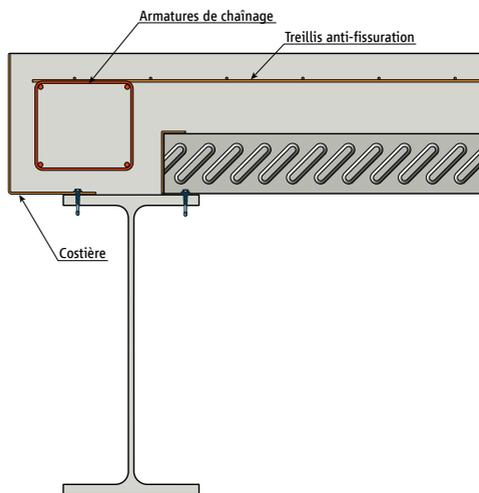


Figure 201: Chaînage de rive d'une dalle

Si les poutres de rive sont des poutres mixtes (cf. § 4.5), le profilé connecté à la dalle fait office d'armature longitudinale et il n'y a pas besoin d'ajouter des armatures spécifiques de reprise de la traction pour le fonctionnement en diaphragme.

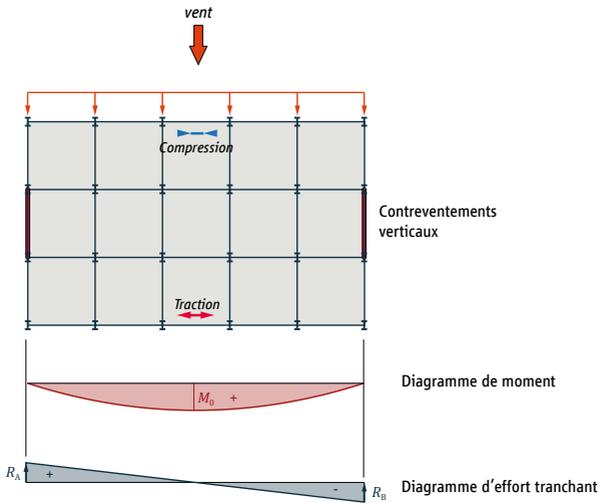


Figure 202 : Sollicitations dans une dalle fonctionnant en diaphragme horizontal

Transfert des charges horizontales vers les plans de contreventement

Les charges horizontales supportées par la dalle en béton assurant le rôle de diaphragme horizontal doivent être transférées vers les plans de contreventement verticaux. Pour la *Figure 202* par exemple, ces charges correspondent aux réactions d'appui R_A et R_B . Dans le cas d'un noyau en béton armé, cet impératif se traduit par des armatures de continuité entre le plancher et les voiles en béton (cf. § 5.2.7). Dans le cas général, avec plus de deux plans de contreventement verticaux ou lorsque ceux-ci présentent des rigidités différentes, l'analyse de la structure permet de calculer la bonne répartition des efforts du diaphragme.

Pour un plan de contreventement vertical en charpente métallique, la mise en place d'une liaison mécanique entre la dalle et les éléments de l'ossature est nécessaire pour assurer le transfert des charges horizontales. Si les poutres supportant la dalle à l'intersection avec le plan de stabilité verticale sont des poutres mixtes, elles sont déjà connectées avec la dalle. En outre, il n'y a pas lieu de cumuler les flux de cisaillement dus aux charges gravitaires avec ceux dus aux charges de diaphragme agissant à l'interface entre la dalle et la poutre, à la condition que les connecteurs utilisés soient ductiles. En règle générale, le flux de cisaillement dans la connexion sous l'effet des charges gravitaires est nettement plus important que celui dû aux charges de diaphragme horizontal, de telle sorte que les connecteurs déjà présents pour assurer le fonctionnement mixte suffisent à reprendre les charges horizontales de diaphragme.



Un connecteur est dit ductile lorsqu'il peut se déformer sans rompre une fois atteinte sa résistance à l'effort de cisaillement longitudinal. Grâce à cette propriété, il est possible d'envisager une répartition homogène des efforts de connexion sur toute la longueur de la poutre. Les goujons soudés couramment utilisés pour les bâtiments multi-étagés sont en règle générale ductiles (cf. § 4.5.3).

Quand il n'y a pas de poutres mixtes dans le plan de contreventement vertical de l'ossature, il est nécessaire de créer une connexion spécifique entre la dalle et la charpente, afin d'assurer le

6 - Contreventements

transfert des efforts de diaphragme. Même si une partie significative de l'effort est reprise par certains phénomènes physiques comme le frottement entre la dalle et les profilés, le clouage du bac ou l'appui de la dalle sur les poteaux la traversant, ces contributions sont trop incertaines, non maîtrisées dans le temps et difficiles à quantifier. Une liaison mécanique spécifique doit être ajoutée et dimensionnée pour la reprise des efforts de contreventement. Des goujons soudés ou des connecteurs cloués (cf. § 4.5.2) conviennent pour cet usage.



Le clouage du bac acier sur la charpente ne doit pas être utilisé comme un moyen de connexion entre la dalle et la charpente. Il ne sert que pour la sécurité des ouvriers et la stabilité de l'ossature pendant la phase de construction du bâtiment.

Le nombre de connecteurs requis est beaucoup plus faible que celui nécessaire à la connexion de la dalle sous charges gravitaires. De plus, il est possible de répartir ces connecteurs sur toute la longueur du plan de contreventement et pas uniquement sur la ou les travées contreventées, dans la mesure où les attaches poteau-poutre sont conçues et dimensionnées pour assurer le transfert de cet effort (Figure 203).

En général, il suffit de très peu de connecteurs par poutre, de l'ordre d'une dizaine, pour assurer la connexion effective de la dalle sur la charpente pour le transfert des efforts de contreventement horizontal. Dans ce cas, pour que la poutre reste bien une poutre non mixte, il est recommandé de placer les connecteurs dans son tiers central (Figure 204). Dans cette partie, le flux de cisaillement dû aux charges gravitaires reste en effet très faible et la connexion n'a pas d'influence sur le comportement statique de la poutre.



Pour fixer un ordre de grandeur, la connexion d'une poutre mixte nécessite typiquement 5 à 10 goujons soudés par mètre linéaire.

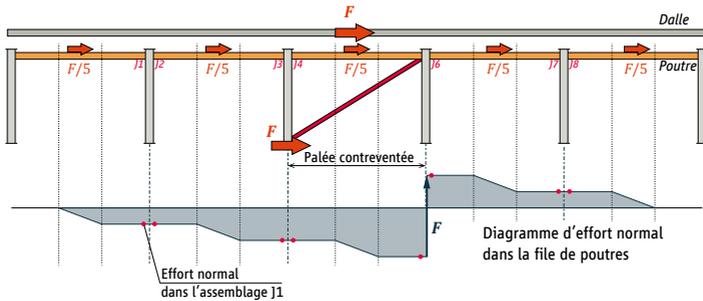


Figure 203 : Transfert des efforts le long des poutres d'un plan de contreventement

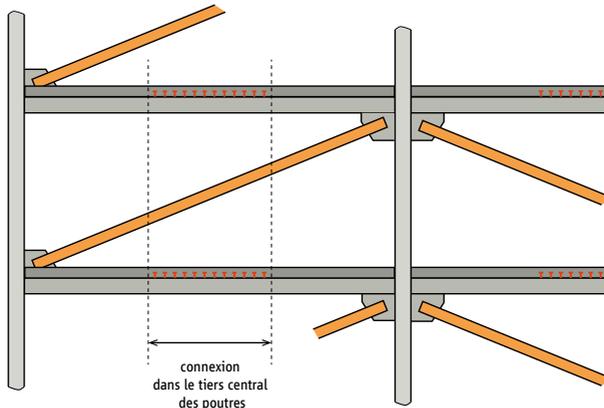


Figure 204: Connexion dans le tiers central des poutres non mixtes

Détails spécifiques

La présence d'une trémie dans la dalle constitue une zone singulière qui affaiblit voire remet en cause le fonctionnement monolithique du diaphragme. Les cas les plus complexes (diaphragmes de forme irrégulière, trémies de grandes dimensions ou excentrées ou situées à proximité immédiate d'une palée de contreventement) nécessitent le recours à des simulations numériques pour calculer la redistribution des efforts internes au diaphragme. À l'inverse, dans les cas les plus simples tels que les trémies de dimensions raisonnables et situées vers le centre d'une dalle plus ou moins rectangulaire, comme dans le cas de la *Figure 205*, les renforcements locaux peuvent être déterminés par des calculs qui restent facilement applicables.

En raison de la concentration locale des contraintes dans les zones autour des ouvertures pratiquées dans la dalle, des fissurations risquent d'apparaître, qu'il convient de contrôler par la mise en place d'armatures complémentaires autour des ouvertures, comme illustré sur la *Figure 205*. Les armatures mises en diagonale en complément sont aussi une solution efficace pour renforcer le béton autour des ouvertures dans un plancher diaphragme.

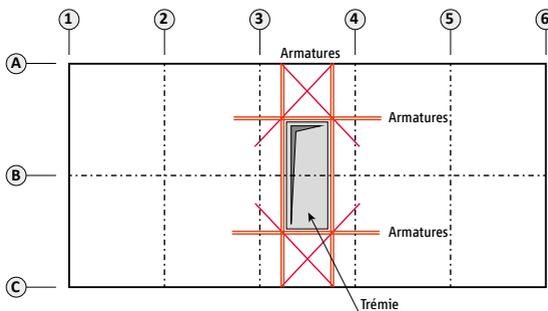


Figure 205: Solution de renforcement avec des armatures autour de l'ouverture et des barres complémentaires en diagonale

6.3.5 Stabilisation des solives par les bacs en acier pour la phase de construction

Le déversement est un phénomène d'instabilité (cf. § 2.4.3 de [68]) pouvant affecter une poutre fléchiée. En prenant l'exemple de la poutre sur la *Figure 206* soumise à des charges gravitaires, la flexion de la barre se traduit par une compression de sa partie supérieure (demi-âme et semelle supérieures). Cette partie comprimée cherche à se dérober latéralement, ce qui se traduit par un déplacement latéral et une torsion de la section à mi-travée (coupe A-A sur la figure).

Pour s'opposer au déversement, une disposition efficace consiste à maintenir la semelle comprimée. Dans le cas particulier d'une poutre mixte simplement appuyée à ses deux extrémités, la semelle comprimée sous charges gravitaires est la semelle supérieure. Or cette dernière est connectée avec la dalle, ce qui lui procure naturellement un maintien latéral très rigide. Dans ce cas, il n'y a donc jamais de risque de déversement d'une poutre mixte connectée avec la dalle d'un plancher. Ce maintien efficace concerne aussi bien les dalles pleines que les dalles mixtes, quelle que soit l'orientation des nervures pour ces dernières.



*Dans le cas d'une poutre mixte continue, un moment négatif se développe au droit de l'appui intermédiaire (cf. la distribution des moments de la courbe ① sur la *Figure 105*, au § 4.5.4). C'est alors la semelle inférieure qui est localement comprimée et qui est donc susceptible de se dérober latéralement. Pour les applications courantes de bâtiment, cette configuration est rarement pénalisante.*

210

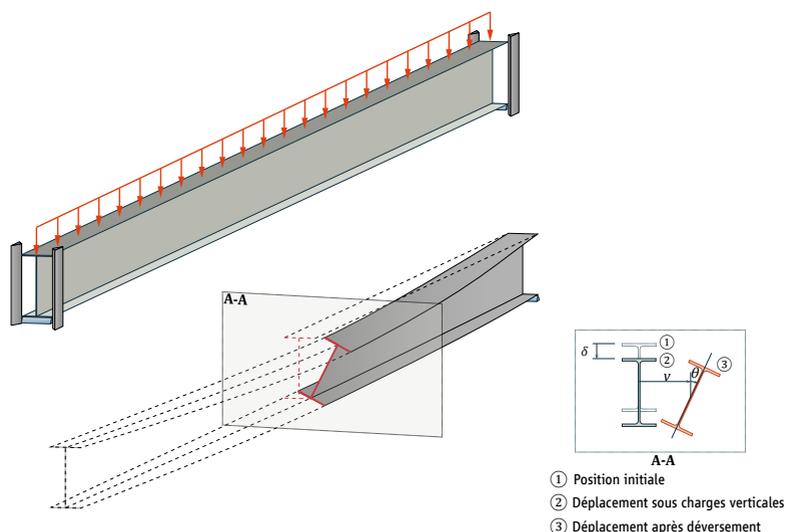


Figure 206 : Déversement d'une poutre métallique

La situation est plus délicate en phase de construction : avant le coulage du béton, en l'absence du maintien procuré par la dalle, la poutrelle métallique doit résister seule aux charges gravitaires liées au chantier, comprenant le poids de l'acier, du béton frais, des ouvriers et de leurs équipements. Compte tenu de leur grande portée, cette configuration s'avère souvent

dimensionnante pour les poutrelles, et il peut alors être nécessaire d'adopter des dispositions permettant d'assurer la stabilité des poutres en phase de coulage du béton.

En pratique, une première solution consiste à placer des étais provisoires afin de reprendre une partie des charges gravitaires agissant sur la poutrelle. Elle nécessite la préparation des étais avant le coulage du béton et leur démontage après son durcissement. Le dimensionnement des étais requiert aussi une attention particulière. Enfin, il peut être nécessaire de descendre le système d'étaie jusqu'à trouver « un point dur » à même de reprendre les réactions verticales dans les étais.

Une autre disposition pour permettre le coulage du béton en toute sécurité repose sur la mise en place de maintiens latéraux provisoires. Les barres de maintien doivent être attachées aux semelles supérieures et reliées à un « point dur » du contreventement vertical (*Figure 207*). Là encore, les barres de la triangulation doivent être dimensionnées pour reprendre les charges de stabilisation mais ces dernières sont beaucoup plus faibles que les charges gravitaires dans les étais. En outre, le contreventement provisoire d'un niveau est complètement indépendant de celui des autres niveaux.

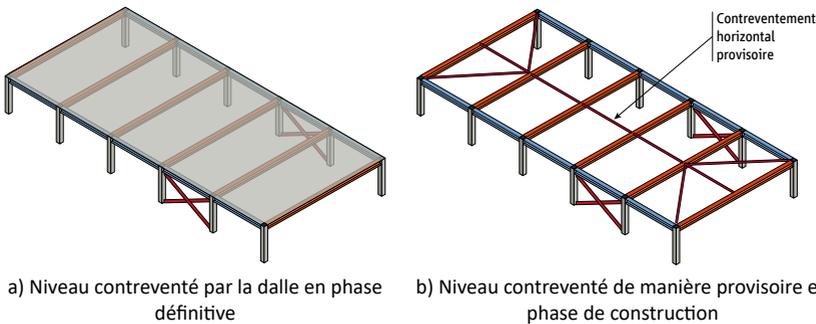


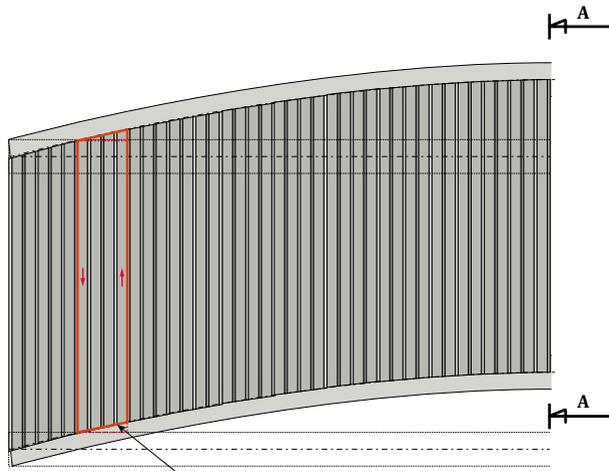
Figure 207: Contreventement latéral provisoire en phase de construction

Une autre possibilité utilise le maintien procuré par les tôles nervurées utilisées comme coffrage pour le coulage du béton. En effet, le bac s'oppose aux déplacements induits par le déversement simultané des poutres qu'il relie entre elles, quand ses nervures sont orientées perpendiculairement à l'axe des poutres. La raideur en cisaillement du bac, à proximité des appuis (*Figure 208 a*), et celle en flexion, à proximité de la mi-travée (*Figure 208 b*), sont mobilisées pour le maintien des semelles supérieures. Les articles [86] et [87] détaillent la méthode de justification de la résistance au déversement tenant compte du maintien par le bac.

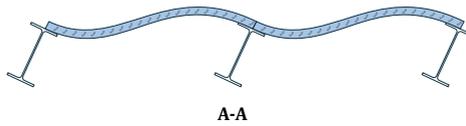


Un bac en acier ne peut être utilisé pour le maintien au déversement d'une poutre dont l'axe est parallèle à l'orientation de ses nervures, car aucune raideur ni résistance ne peut être opposée au déplacement latéral et à la rotation de la section.

Pour les poutres avec les portées les plus grandes, l'adoption simultanée de plusieurs solutions de maintien temporaire peut s'avérer nécessaire.



a) par la raideur en cisaillement



b) par la raideur en flexion

Figure 208: Maintien des solives par les tôles nervurées en phase de construction

7 Assemblages

7.1 Classification des assemblages

Pour un assemblage reliant entre eux deux éléments d'une ossature, on distingue de manière simplifiée deux types de comportement (*Figure 209*) :

- l'articulation, pour laquelle seuls l'effort tranchant et l'effort axial sont transmis; ce type d'assemblage doit donc laisser libre la rotation d'un élément par rapport à l'autre, sans transmettre de moments de flexion significatifs;
- la continuité (ou encastrement), qui transmet toutes les sollicitations y compris le moment de flexion; la rotation entre les éléments est ici empêchée.

Cette simplification sert essentiellement à la représentation des assemblages dans les modèles de calcul. Un assemblage réel se situe toujours entre ces deux bornes extrêmes. La norme de calcul NF EN 1993-1-8 [5] dispose de critères, basés sur la rigidité relative en flexion de l'assemblage par rapport à la poutre, permettant de classer un assemblage dans l'une de ces deux catégories. Il existe aussi des assemblages, dits semi-rigides, dont le comportement doit être pris en compte de façon explicite dans l'analyse.

213

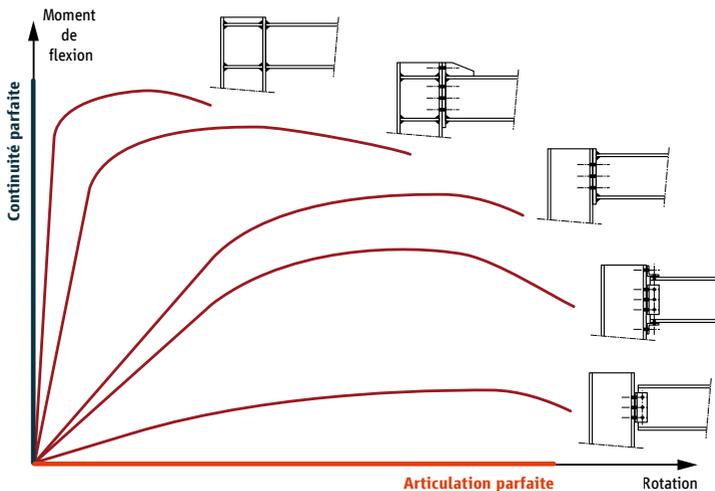


Figure 209: Classification des assemblages en fonction de leur courbe moment/rotation

Les assemblages articulés sont toujours plus économiques à réaliser. Le surcoût d'un encastrement se justifie pour des nécessités de contreventement de l'ossature ou de gain sur la flexion et la flèche des éléments attachés.

Le présent chapitre détaille la conception des assemblages poutre sur poteau, poutre sur poutre, les assemblages de continuité et ceux pour le contreventement, et enfin les liaisons sur des voiles béton.

7.2 Assemblages poutre-poteau articulés

7.2.1 Introduction

La conception d'un assemblage articulé entre une poutre et un poteau est pratiquement identique pour les poutres mixtes et les poutres non mixtes. Lorsque la poutre assemblée est une poutre mixte, il est toutefois nécessaire de prévoir des détails constructifs compatibles avec l'hypothèse d'une articulation. En d'autres termes, la conception de l'assemblage doit permettre une rotation effective du profilé, quel que soit le type de section des éléments assemblés.

Une dalle discontinue au droit du nœud, par exemple pour un joint de dilatation, est la disposition la plus appropriée pour ne pas brider l'articulation (*Figure 210 b*). Une continuité de la dalle reste toutefois possible. Dans ce cas, il est nécessaire de prévoir des armatures au droit du support pour s'opposer aux effets du retrait et pour compenser les moments secondaires négatifs dans la dalle, non pris en compte dans le calcul (cf. § 4.5.6). Il est ainsi nécessaire de prévoir un minimum d'armatures longitudinales de 0,4% pour une construction étagée et de 0,2% pour une construction non étagée (*Figure 210 a*). Ces armatures doivent couvrir une longueur de part et d'autre de l'appui au moins égale au quart de la portée, comptée au point d'épure. En fonction du projet et de son environnement, une maîtrise de la fissuration peut être exigée et conduire à un taux d'armatures supérieur.

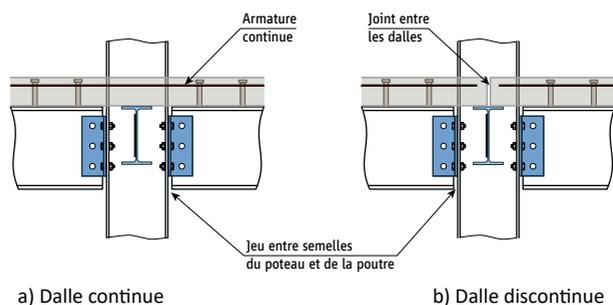


Figure 210: Assemblages articulés de poutres mixtes

7.2.2 Poteaux à section en I ou H

Pour concevoir la liaison articulée d'une poutre, mixte ou non mixte, sur un poteau à section en I ou en H, une des solutions les plus courantes est l'assemblage par double cornière (*Figure 211*). Dans cette configuration, des cornières sont boulonnées de part et d'autre de l'âme de la poutre et sur les semelles du poteau, ou éventuellement sur son âme. La longueur des cornières correspond de préférence à au moins 75% de la hauteur droite de l'âme de la poutre, cette condition étant particulièrement importante pour les âmes élancées. Il convient de les positionner au plus près de sa semelle supérieure.

Ce type d'assemblage est plus particulièrement adapté pour la reprise des efforts tranchants dans le plan de l'âme de la poutre. Il n'est pas recommandé en présence d'un effort normal significatif, en particulier pour un effort de traction qui aurait tendance à déplier les cornières.

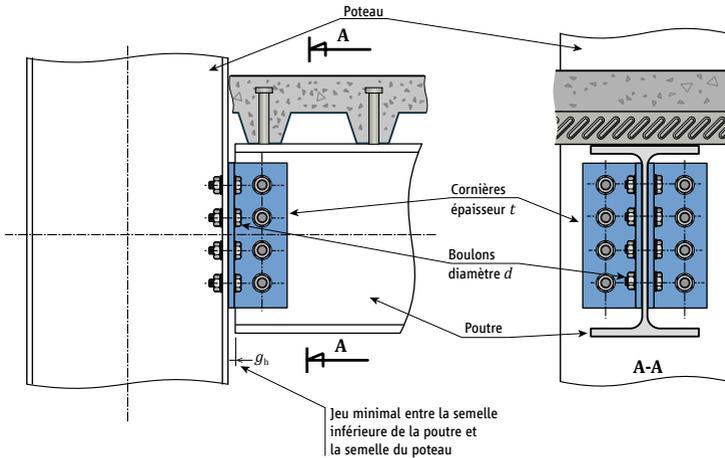


Figure 211: Assemblage articulé par double cornière

Compte tenu des jeux, des contacts et des frottements dans ce type d'assemblage, il est difficile de connaître précisément la position du point de moment nul, correspondant à un fonctionnement de type articulation parfaite. Quelle que soit cette position, il est inévitable que des efforts et moments parasites se développent dans les cornières lors d'une rotation de l'assemblage. Plutôt que de maîtriser précisément ce phénomène par une approche en calcul, il est préférable que l'assemblage puisse compenser ces phénomènes secondaires par une déformation ductile des cornières. À cet effet, il est recommandé de surdimensionner le diamètre des boulons par rapport à l'épaisseur des cornières, suivant les indications données dans le [Tableau 36](#).

215

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	$t \leq 0,54 d$	$t \leq 0,60 d$

t : épaisseur de la cornière ; d : diamètre des boulons

Tableau 36: Conditions de ductilité pour une attache par double cornière

Les limites du [Tableau 36](#) correspondent à la condition suivante, donnée par la norme de calcul NF EN 1993-1-8 :



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

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

Lorsque la poutre assemblée est mixte, il est essentiel qu'un jeu suffisant soit prévu entre les semelles de la poutre (principalement la semelle inférieure) et la semelle du poteau, de

telle sorte que la rotation de la poutre par rapport au poteau ne soit pas bridée (Figure 210 et Figure 211). La rotation à l'extrémité d'une poutre simplement appuyée et uniformément chargée vaut 16 mrad quand sa flèche atteint la limite de $L/200$ communément admise aux états limites de service (cf. Figure 113 dans le guide de conception [68]). Pour les états limites ultimes, en considérant les pondérations usuelles, la rotation de l'assemblage reste inférieure à 25 mrad, ce qui permet de définir la valeur minimale du jeu pouvant être prise en première approche :

$$g_h \geq \max\{10 \text{ mm}; h_c/40\}$$

où h_c est la distance entre la semelle inférieure et la mi-hauteur des cornières.

L'assemblage par double cornière peut être aussi adopté avec un poteau mixte partiellement ou totalement enrobé (Figure 212). Dans ce cas, le béton du poteau doit être coulé sur site après le boulonnage de l'assemblage. Le bétonnage sur site peut éventuellement ne concerner que la zone de l'assemblage, où une réservation aura été prévue.

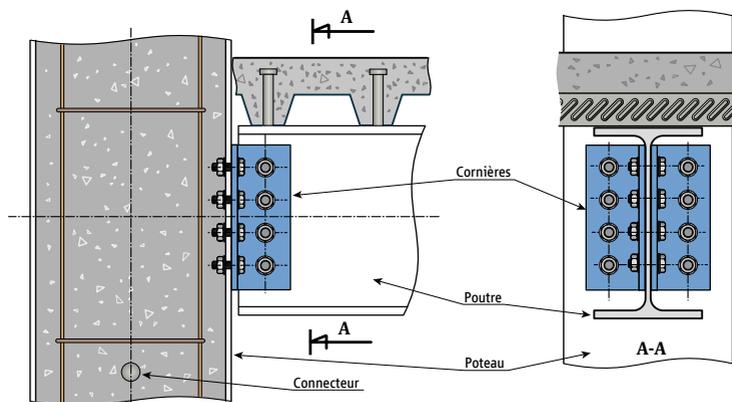


Figure 212: Assemblage articulé par double cornière sur poteau mixte

Un assemblage par gousset soudé placé sur la semelle du poteau est une autre solution d'assemblage articulé, qui ne dépend pas du phasage de bétonnage pour la mise en place des boulons (Figure 213), dans le cas des poteaux partiellement enrobés.

Côté poutre, cet assemblage fonctionne de manière semblable à l'assemblage par double cornière. Le gousset étant seul, il reprend la totalité de l'effort transmis par l'assemblage. Sa position décalée introduit un léger excentrement hors plan dont les effets sont généralement négligés. Les mêmes exigences concernant le jeu pour la semelle inférieure sont à prévoir.

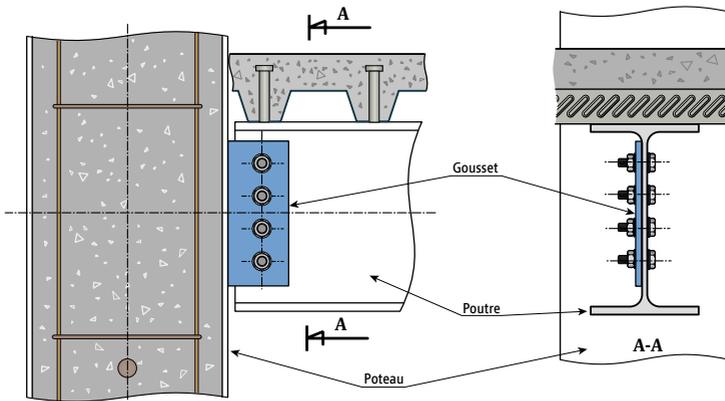


Figure 213: Assemblage articulé par gousset sur poteau mixte

Pour le calcul de l'assemblage, le point de moment nul est considéré de manière conventionnelle au droit de la soudure du gousset. Il en résulte donc que le groupe de boulons doit pouvoir reprendre le moment de flexion généré par le décalage du centre des boulons au point de moment nul. Même si cela peut paraître contre-intuitif pour un assemblage articulé, il peut alors être nécessaire d'ajouter une file verticale de boulons pour reprendre ce moment d'excentrement. Cette approche conventionnelle permet de compenser l'impossibilité de connaître la position réelle du centre de rotation.

Comme pour les assemblages par double cornière, il est recommandé de prendre des dispositions procurant une certaine ductilité à l'assemblage, pour lui permettre les déformations locales imposées par sa rotation. La ductilité ne peut plus provenir de la flexion plastique de la tôle comme pour les cornières. Elle peut alors essentiellement être obtenue par les déformations en pression diamétrale au droit des trous de boulon. Les dispositions à adopter sont les suivantes :

- les soudures du gousset doivent être pleinement résistantes, c'est-à-dire que le gousset doit atteindre sa résistance à la traction avant l'atteinte de la résistance des soudures ;
- les pinces et les entraxes sont au moins égaux aux valeurs recommandées du Tableau 7 dans le guide de conception [68] ;
- les boulons ne sont pas précontraints et ont un diamètre nominal représentant au moins le double de l'épaisseur de l'âme de la poutre portée.

La Figure 214 montre une troisième conception possible d'assemblage articulé pour la réalisation d'une liaison poutre sur poteau. Il s'agit d'un assemblage par platine d'about réduite, où la platine à l'extrémité de la poutre n'est soudée que sur l'âme de cette dernière.

La rotation de l'assemblage est permise principalement par la déformation de la platine (Figure 215). L'épaisseur de cette dernière doit donc être choisie suffisamment fine pour qu'elle ne s'oppose pas à la rotation de la poutre. Comme pour les typologies précédentes, le jeu au niveau de la semelle inférieure doit être suffisant pour qu'aucun contact n'empêche la rotation. Les règles indiquées dans le Tableau 36 doivent être suivies pour s'assurer que la platine puisse effectivement se déformer sans rupture prématurée des boulons. Enfin, les cordons de soudure reliant la platine à l'âme de la poutre doivent être pleinement résistants, c'est-à-dire que les

soudures reconstituent une résistance au moins égale à celle de l'âme (pour plus de détails sur les soudures, voir le § 2.3.3.2 du guide [68]).

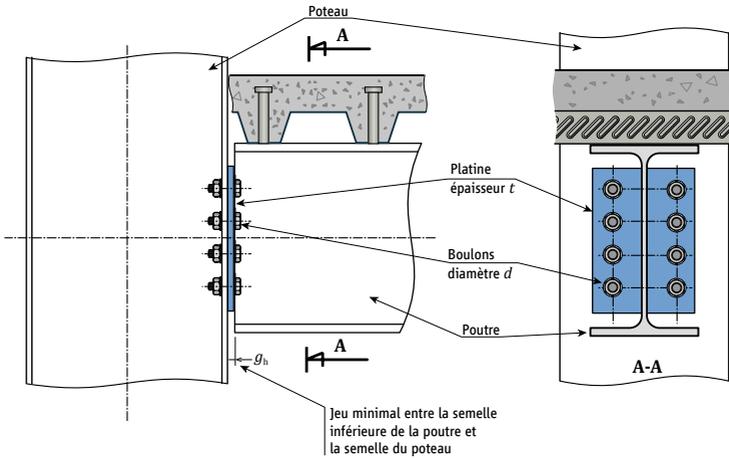


Figure 214: Assemblage articulé par platine d'about réduite

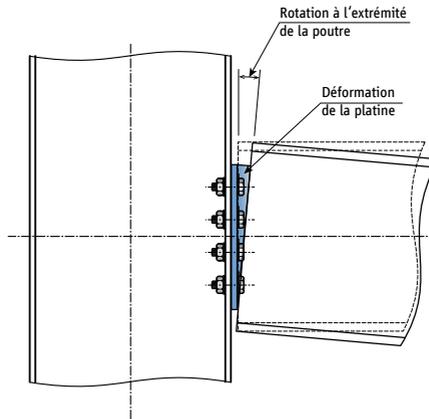


Figure 215: Déformation de la platine réduite sous rotation de l'assemblage

7.2.3 Poteaux à section creuse

Pour la liaison de poutres sur des poteaux à section creuse, les typologies d'assemblages articulés prennent en compte la géométrie particulière de la section. Comme pour les sections de poteaux en I ou en H (cf. § 7.2.2), une solution simple et économique réside dans l'assemblage par gousset. La Figure 216 montre le cas d'un assemblage sur une section creuse rectangulaire. Le transfert des charges dans l'assemblage provoque une déformation locale de la paroi du tube sur laquelle est soudé le gousset. Cette déformation peut être négligée quand l'élançement de la paroi du tube (c_c / t_c) reste inférieur ou égal à :

$$\frac{c_c}{t_c} \leq 41 \varepsilon$$

où $\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yc}}$

c_c est la largeur de la paroi du tube (Figure 216);

t_c son épaisseur;

f_{yc} est la limite d'élasticité de l'acier du tube, exprimée en MPa.

En outre, pour éviter le risque de poinçonnement de la paroi du tube par le gousset, l'épaisseur de la paroi ne doit pas être inférieure à :

$$t_c \geq t_p \frac{f_{yp}}{f_{uc}}$$

où : t_p est l'épaisseur du gousset;

f_{yp} est la limite d'élasticité de l'acier du gousset;

f_{uc} est la résistance ultime à la traction de l'acier du tube.

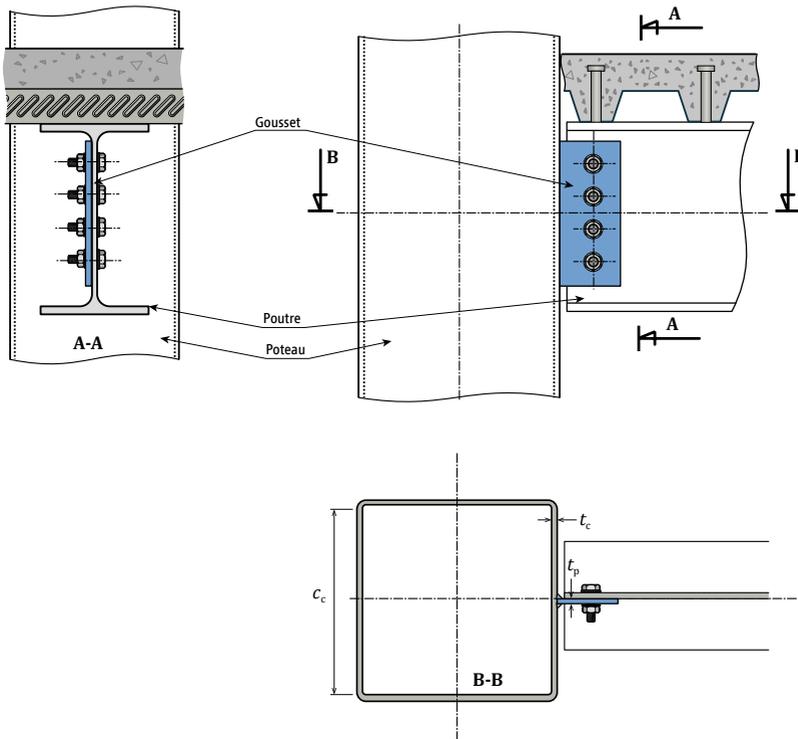


Figure 216 : Assemblage articulé par gousset sur poteau à section creuse rectangulaire

La *Figure 217* montre l'exemple d'un assemblage par gousset sur un poteau à section creuse circulaire. Comme pour les poteaux à section rectangulaire, la paroi du tube ne doit pas être trop élastifiée afin que le gousset ne la déforme pas de manière excessive. La condition à respecter pour limiter la déformation locale de la paroi est la suivante :

$$\frac{d_c}{t_c} \leq 90 \varepsilon^2$$

où d_c est le diamètre extérieur du tube et t_c son épaisseur.

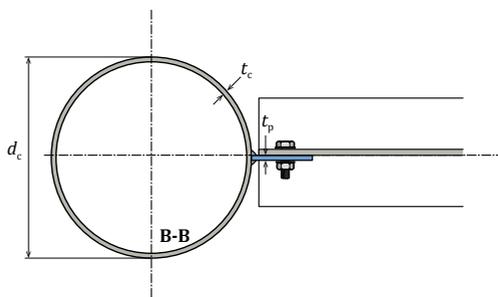


Figure 217: Assemblage articulé par gousset sur poteau à section creuse circulaire

Une variante de ce type d'assemblage est constituée par un plat traversant la section creuse (*Figure 218*). Cette disposition est plus complexe à réaliser et revient donc nettement plus cher. Elle doit donc être réservée aux situations où les assemblages par simple gousset (*Figure 216*, *Figure 217*) ne suffisent pas. C'est en particulier le cas quand un effort important est transmis au poteau : si ce dernier est mixte acier-béton, une partie de la réaction transmise par l'assemblage doit être transférée dans le béton. Il n'est toutefois pas possible de placer des connecteurs à l'intérieur des tubes creux, pour des raisons d'exécution. Le plat traversant le béton peut alors servir à transférer la composante de l'effort de l'assemblage dans le béton. Cette disposition peut aussi concerner les tubes à section rectangulaire (*Figure 219*).

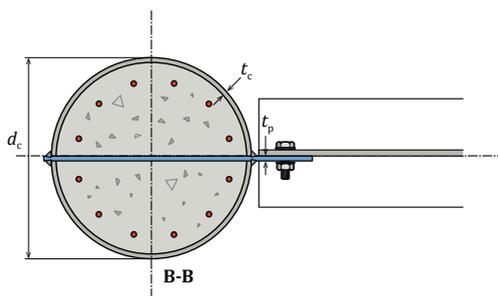


Figure 218: Assemblage articulé par plat traversant sur poteau mixte à section creuse circulaire

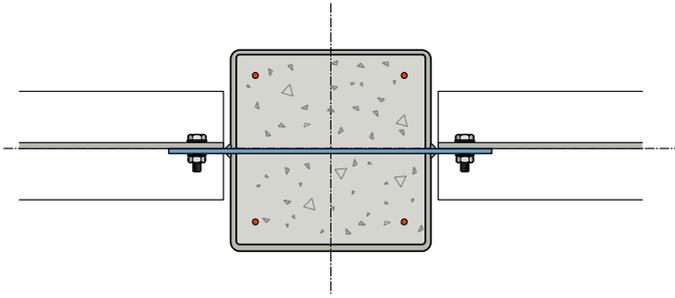


Figure 219: Assemblage bilatéral articulé par plat traversant sur poteau mixte à section creuse carrée

7.3 Assemblages poutre-poteau encastrés

7.3.1 Assemblages non mixtes

Les assemblages de continuité entre poteaux et poutres sont comparativement plus complexes à réaliser et reviennent plus cher que les assemblages articulés. Ils peuvent être utilisés pour créer un effet de portique assurant la stabilité du bâtiment ou pour reconstituer la continuité d'une poutre de part et d'autre d'un poteau.

Un assemblage poteau-poutre est dit non mixte si tous les éléments contribuant à la résistance et à la raideur de l'assemblage sont des éléments de charpente métallique, ceci même si la poutre ou le poteau sont mixtes. Inversement, l'assemblage est mixte si la dalle et son armature longitudinale contribuent à la reprise du moment de flexion (cf. § 7.3.2). L'assemblage de continuité d'une poutre mixte sur un poteau doit nécessairement être un assemblage mixte.

Pour des poteaux à section en I ou en H, la disposition la plus courante pour réaliser un encastrement avec une poutre est l'assemblage par platine d'about. La Figure 220 montre la version la plus simple de ce type d'assemblage, dans laquelle la platine d'about ne dépasse pas les dimensions de la section de poutre (platine non débordante) et où toutes les rangées de boulons sont situées entre les semelles. Les capacités de cet assemblage sont toutefois limitées en raison du bras de levier limité par la hauteur disponible entre semelles et par la résistance de l'âme du poteau.

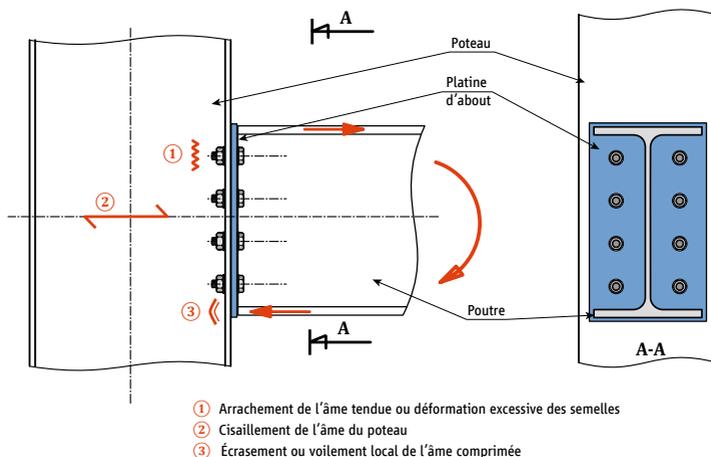


Figure 220: Encastrement d'une traverse sur un poteau en I ou en H par platine d'about

Pour raidir l'assemblage et augmenter sa résistance en flexion, il est possible d'ajouter une rangée de boulons extérieure du côté tendu de l'assemblage. Si l'assemblage ne travaille que sous l'effet de charges gravitaires, la traction est toujours du côté de la semelle supérieure, et seule une rangée supplémentaire de ce côté doit être prévue (Figure 221). Si par contre l'assemblage reprend des charges de stabilisation horizontale par effet de portique (cf. § 6.2.3), le moment appliqué peut changer de signe et la traction se retrouver du côté de la semelle inférieure. Dans ce cas, une seconde rangée extérieure doit être prévue sous la poutre (Figure 222).

222

Pour disposer cette nouvelle rangée de boulons, la platine doit être agrandie, on parle alors d'assemblage par platine d'about débordante. Pour augmenter la raideur de la partie débordante et la contribution de la rangée extérieure à la résistance globale de l'assemblage, il est utile de raidir localement la platine par un gousset soudé sur la platine et la semelle de la poutre (Figure 221 ②). La présence de ce raidisseur peut impliquer une adaptation locale des bacs en acier, dans le cas d'une dalle mixte.

En outre, l'âme du poteau constitue souvent un point sensible de l'assemblage. Les risques de voilement ou d'écrasement local du côté comprimé et ceux d'arrachement côté tendu limitent drastiquement les capacités de l'assemblage, de telle sorte qu'il est pratiquement toujours nécessaire de prévoir des raidisseurs horizontaux dans la continuité des semelles de la poutre (Figure 221 ③). Ces raidisseurs doivent être soudés sur leurs trois côtés en contact avec le poteau, c'est-à-dire les deux semelles et l'âme. Les raidisseurs ont une épaisseur au moins égale à celle de la semelle de la poutre.

La Figure 222 montre un assemblage par platine d'about débordante des deux côtés de la poutre, qui est envisagé lorsque le moment transmis peut être négatif (charges gravitaires sur la poutre) ou positif (charges horizontales sur le portique).

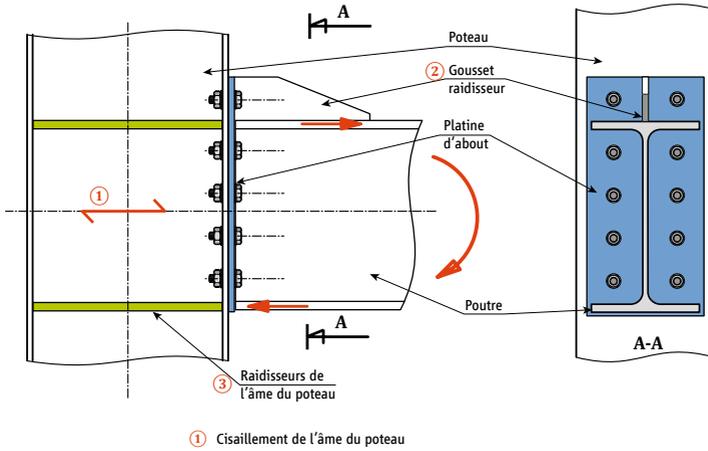


Figure 221 : Assemblage par platine d'about débordante

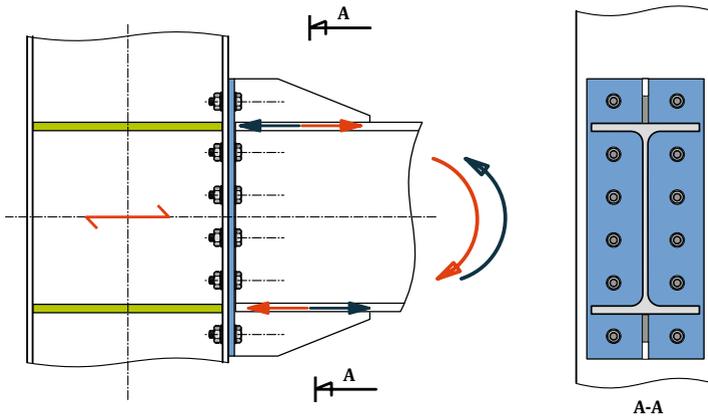


Figure 222 : Assemblage par platine d'about débordante symétrique

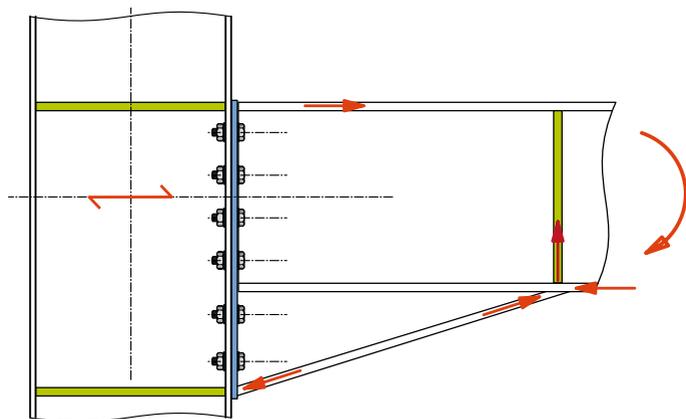


Figure 223: Assemblage par platine d'about avec jarret

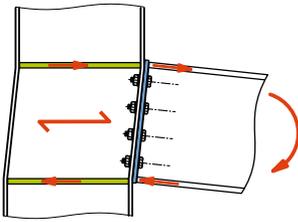
Lorsque le moment à reprendre est important, ou lorsque la poutre a une longueur relativement faible, ce qui impose une rigidité minimale de l'assemblage plus élevée, il peut être intéressant d'améliorer les performances de l'assemblage par l'ajout d'un jarret, positionné sous la semelle inférieure de la poutre (Figure 223). Ce renfort permet d'augmenter le bras de levier entre la semelle comprimée et les boulons tendus. En outre, la rangée de boulons extérieure au-dessus de l'assemblage peut généralement être supprimée avec cette solution, ce qui facilite la mise en place du plancher.

Les dimensions du renfort sont en pratique déterminées de la manière suivante :

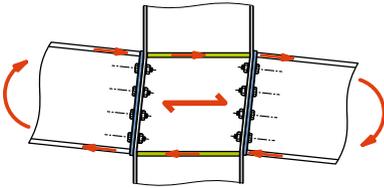
- la hauteur du jarret varie entre 50 à 100 % de la hauteur de la poutre renforcée ;
- la longueur du jarret avoisine 10 % de la portée de la poutre ;
- l'inclinaison de la semelle du jarret par rapport à la poutre représente un angle entre 25 et 35 ° ;
- la semelle du jarret reconstitue une aire transversale au moins équivalente à celle de la poutre.

Au droit de la brisure en sortie de jarret, la semelle inclinée exerce un effort de compression vertical sur la poutre. Afin d'éviter le voilement local de l'âme, un raidisseur peut être nécessaire. La Figure 223 montre un raidisseur vertical reliant les deux semelles de la poutre à cet effet.

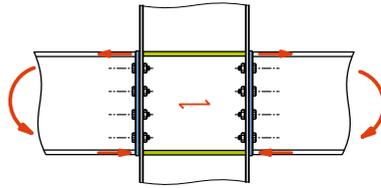
Le cisaillement du panneau d'âme d'un poteau au droit d'un assemblage de continuité provient du couple d'efforts équilibrant le moment de flexion dans l'assemblage. Ce cisaillement est généralement très élevé dans les assemblages unilatéraux (Figure 224 a). Pour un assemblage bilatéral, le cisaillement est augmenté si les moments appliqués de part et d'autre sont de même signe (b), ce qui est le cas si le chargement provient essentiellement des forces horizontales reprises par un portique de stabilité, par exemple sous l'effet du vent ou du séisme. Le cisaillement est par contre diminué si les moments de part et d'autre de l'assemblage sont antagonistes (c), ce qui est le cas si le chargement est dû aux charges gravitaires.



a) Assemblage unilatéral
cisaillement important



b) Assemblage bilatéral et moments de même
signe, cisaillement important



c) Assemblage bilatéral et moments antagonistes,
cisaillement faible

Figure 224: Cisaillement du panneau d'âme dans le poteau

Quand le cisaillement est trop important, la résistance ou la raideur de l'assemblage peuvent être affectées, au point qu'il est parfois nécessaire de renforcer le panneau d'âme du poteau. La première solution de renforcement consiste à placer un raidisseur en diagonale, créant ainsi un système triangulé pour la reprise du cisaillement (Figure 225). Cette disposition présente toutefois quelques inconvénients : des travaux de soudure supplémentaires et la mise en place puis le serrage des boulons gênés par la présence du raidisseur.

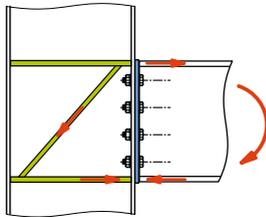


Figure 225: Renforcement du panneau d'âme par un raidisseur diagonal

La seconde solution pour améliorer la résistance du panneau d'âme dans le poteau consiste à augmenter son épaisseur. Pour un poteau reconstitué par soudage, cette opération peut se faire en aboutant une tôle de plus forte épaisseur au droit de la zone d'assemblage (Figure 226 a). Pour un profilé laminé, il est nécessaire de souder une doublure d'âme dans la zone de l'assemblage. La doublure doit s'étendre jusqu'aux congés de raccordement et être soudée sur tout son pourtour. En fonction des dimensions du panneau d'âme, des soudures additionnelles à l'intérieur de la doublure peuvent être nécessaires (soudures bouchons). L'épaisseur de la doublure doit être au moins égale à celle de l'âme. En présence de raidisseurs de l'âme du

poteau, la doublure d'âme est limitée à la zone définie par les raidisseurs (*b*). En l'absence de raidisseurs, il convient d'étendre la doublure d'âme de 150 mm de part et d'autre des limites de l'assemblage (*c*).

Dans les deux cas, l'augmentation locale de l'épaisseur de l'âme peut ne pas être suffisante et nécessiter l'ajout des raidisseurs horizontaux du panneau d'âme pour la reprise des composantes de traction-compression dans l'assemblage, comme illustré sur la *Figure 226*.

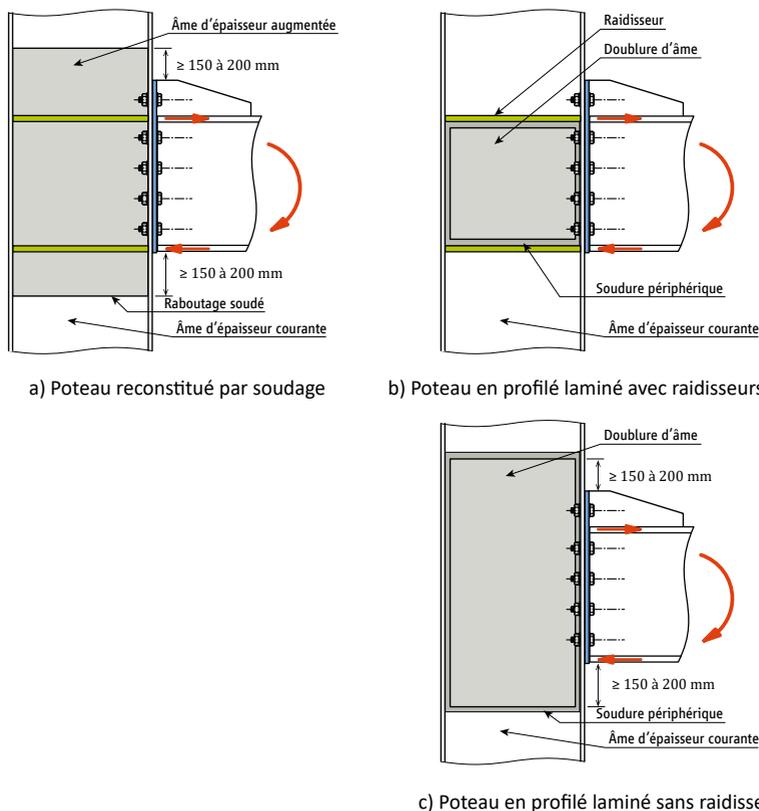


Figure 226 : Renforcement du panneau d'âme par augmentation de l'épaisseur

7.3.2 Fonctionnement d'un assemblage mixte

Pour qu'un assemblage soit considéré comme mixte, il doit remplir les deux conditions suivantes :

- la poutre assemblée doit être mixte;
- l'armature longitudinale de cette pièce est prise en compte dans le calcul pour la résistance et la rigidité de l'assemblage.

Un assemblage mixte poutre-poteau transfère un moment de flexion et est considéré comme un encastrement. Le fonctionnement simplifié de l'assemblage est illustré sur la *Figure 227*.

Sous un moment de flexion négatif sur appui, les contributions suivantes sont nécessaires pour assurer la résistance de l'assemblage :

- le transfert d'un effort de compression au droit de la semelle inférieure de la poutre (cf. ① sur la *Figure 227*), au travers des semelles et de l'âme du poteau. Le contact entre la semelle de la poutre et celle du poteau doit donc être assurée, ce qui peut exiger pour certains types d'assemblages de positionner une cale de transfert entre les deux semelles. Du fait de la concentration de l'effort de compression dans l'axe de la semelle inférieure, un voilement de l'âme du poteau peut conduire à une ruine prématurée de l'assemblage. Pour éviter cette défaillance, il est souvent nécessaire de renforcer l'âme du poteau, en général par l'ajout d'un raidisseur transversal placé sur le même axe que les semelles de la poutre ou plus rarement la soudure d'une fourrure sur l'âme du poteau ;
- la reprise des efforts de traction dans les rangées supérieures de boulons et dans l'armature longitudinale de la dalle (cf. ②) ;
- le transfert entre le profilé et la dalle du cisaillement longitudinal nécessaire pour équilibrer l'effort de traction se développant dans l'armature à son état limite ultime (cf. ③). Ceci exige de placer un nombre suffisant de connecteurs dans la zone de moment négatif de la poutre.

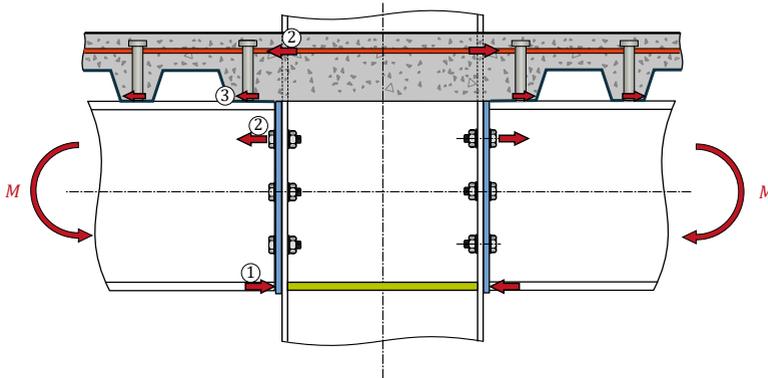
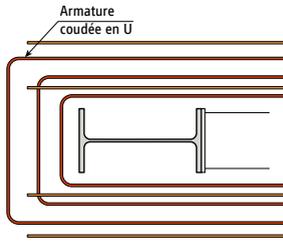


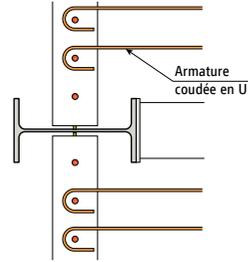
Figure 227 : Fonctionnement d'un assemblage mixte poutre-poteau

La *Figure 227* montre le cas le plus courant d'un assemblage bilatéral avec deux moments de valeur équivalente (de même signe) de part et d'autre du poteau. Le cisaillement horizontal transféré dans le poteau reste faible et l'effort de traction dans les armatures sur un des côtés équilibre généralement la traction sur l'autre côté.

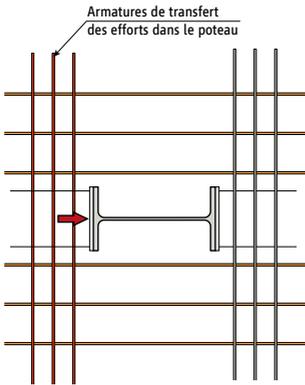
La situation est plus complexe dans le cas d'un assemblage unilatéral ou celui d'un assemblage bilatéral avec des moments très différents, voire de signe opposé. Dans ce cas, un cisaillement horizontal important doit être transféré vers le poteau, ce qui implique, au niveau de la dalle, le transfert d'un effort horizontal vers le poteau. Il est alors nécessaire, au cas par cas, d'adopter des dispositions complémentaires telles que celles représentées en *Figure 228* pour permettre le transfert des efforts horizontaux depuis le béton vers le poteau.



a) Configuration unilatérale :
Armatures coudées autour du poteau



b) Configuration unilatérale :
Armatures coudées autour des connecteurs
des poutres de rive



c) Configuration bilatérale :
Armatures de transfert

Figure 228: Armatures pour le transfert des efforts horizontaux de la dalle vers le poteau

7.3.3 Typologies d'assemblages mixtes poutre-poteau

Une configuration d'assemblage mixte bilatéral est représentée sur la *Figure 229*. Les poutres sont liées au poteau par une platine d'about, généralement non débordante. Dans un bâtiment avec des palées de contreventement par triangulation ou par voile en béton armé, les seuls torseurs subis par l'assemblage sont ceux dus aux charges gravitaires. Les moments sont alors négatifs de part et d'autre du poteau, la semelle inférieure des poutres étant comprimée. Un raidisseur transversal du poteau au droit des semelles supérieures n'est donc pas nécessaire.

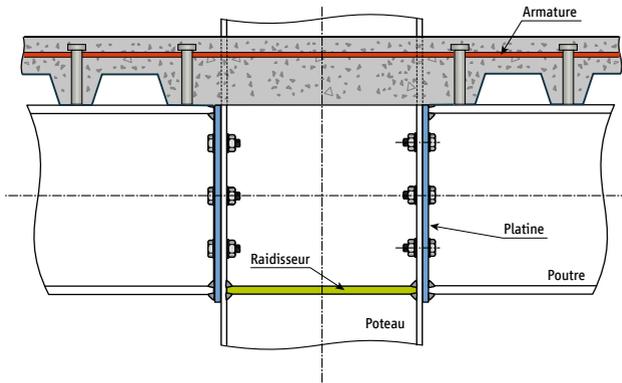


Figure 229: Assemblage mixte par platine d'about

Une seconde configuration d'assemblage mixte est représentée sur la *Figure 230*, où les poutres sont liées au poteau chacune par une double cornière boulonnée. La rotation des poutres est empêchée par l'ajout d'une plaque de contact entre les semelles du poteau et des poutres. Le calcul de ce type d'assemblage est relativement simple, puisque l'on peut admettre que l'effort tranchant est repris par les seules cornières tandis que le moment de flexion est transmis par un couple d'effort de traction dans les armatures et d'effort de compression dans la plaque de contact.

Comme pour les configurations d'assemblages articulés (cf. § 7.2.2), une variante de cet assemblage consiste à remplacer les doubles cornières par des goussets soudés sur les semelles du poteau, les poutres étant ensuite boulonnées sur ces goussets. Comme précédemment, les goussets ne transmettent que les seuls efforts tranchants et ne contribuent que de manière marginale à la reprise du moment de flexion.

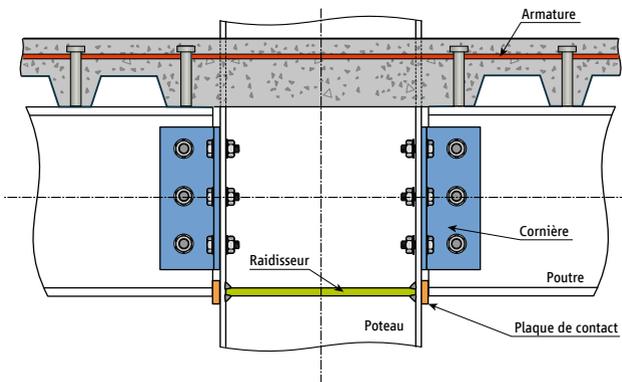


Figure 230: Assemblage mixte par double cornière

7.4 Assemblages poutre-poutre

7.4.1 Assemblages articulés par double cornière

Les assemblages poutre sur poutre permettent de relier les solives aux poutres principales. Dans la très grande majorité des cas, ces assemblages sont articulés. Une des conceptions les plus répandues est l'assemblage par double cornière qui, selon le même principe que pour les assemblages sur poteaux (cf. § 7.2.2), consiste à boulonner des cornières de part et d'autre de l'âme à l'extrémité de la solive et sur l'âme de la poutre principale (Figure 231). L'assemblage ne nécessite aucune soudure et les boulons sont normalement mis en place sans précontrainte, ce qui en fait une disposition très économique. Pour maintenir la même arase des semelles supérieures, il est en général nécessaire de gruger la semelle supérieure de la solive.

Cet assemblage peut être mis en œuvre que les poutres assemblées soient mixtes ou non. Il peut aussi bien concerner une poutre de rive (assemblage unilatéral avec poutres mixtes, comme sur la Figure 231) qu'une poutre intermédiaire. Dans ce dernier cas, les files de boulons dans l'âme de la poutre servent à l'assemblage des cornières de part et d'autre de la poutre.

Comme pour les assemblages poutre-poteau, des efforts et moments secondaires se développent dans les cornières lors de la rotation. Il est recommandé de concevoir ces cornières de manière ductile, de telle sorte que leur déformation permette une adaptation plastique de l'assemblage. Dans ce cas, les règles de conception ductile proposées dans le Tableau 36 sont recommandées. Il est aussi nécessaire de s'assurer de l'absence de contact pour la semelle inférieure de la poutre supportée. Les prescriptions relatives au jeu minimal données au § 7.2.2 sont applicables.

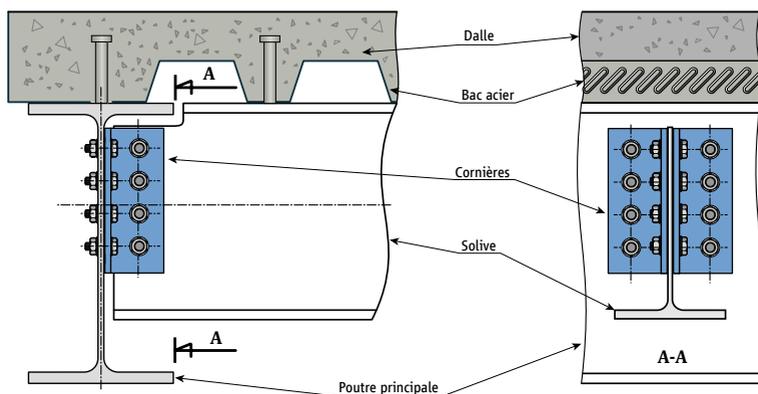


Figure 231: Assemblage d'une solive sur une poutre de rive par double cornière

7.4.2 Assemblages articulés par couvre-joints d'âme

Une autre disposition courante et économique d'articulation est l'assemblage par couvre-joints, tel que représenté sur la Figure 232, dans le cas d'une poutre intermédiaire. Dans cette configuration, un raidisseur vertical est soudé dans la chambre de la poutre principale. L'âme de la solive est assemblée à ce raidisseur par des couvre-joints. Une seule file de boulons est

prévue du côté du raidisseur, afin de placer l'axe réel de rotation au plus près de l'axe théorique situé au niveau de l'axe de la poutre principale. Une double file doit être prévue sur l'âme de la solive afin de limiter la rotation des éclisses par rapport à l'axe de celle-ci, et par conséquent d'éviter un décalage des semelles supérieures des deux poutres.

Cet assemblage nécessite un peu plus de boulons que l'assemblage par double cornière et la soudure d'un raidisseur. Il évite toutefois d'avoir à gruger la solive.

Pour des solives réalisées avec des profilés laminés, il est pratiquement impossible de placer un raidisseur ayant la même épaisseur que celle de l'âme. Les boulons côté poutre devant transférer des efforts doubles de ceux côté solive, le raidisseur est plus sollicité au niveau des trous. Il convient alors d'adopter pour le raidisseur une épaisseur plus importante que celle de l'âme. Lorsque la différence d'épaisseur dépasse 2 mm, des cales de type cale-peigne doivent être placées entre les éclisses et l'âme de la solive (Figure 233).



La norme d'exécution NF EN 1090-2 (§ 8.1) [1] impose la présence de cales pour compenser une différence d'épaisseur supérieure à 2 mm dans le cas de boulons ordinaires et de 1 mm dans le cas de boulons précontraints. L'assemblage articulé par couvre-joints présenté sur la Figure 232 est nécessairement réalisé avec des boulons ordinaires, afin d'être compatible avec l'hypothèse d'une rotation de l'articulation.

Lorsque l'épaisseur des cales mises en place dépasse $1/3$ du diamètre des boulons, ceux-ci sont sollicités partiellement en flexion, ce qui dégrade légèrement leur performance. Un coefficient de réduction doit alors être appliqué lors du calcul de leur résistance en cisaillement. Il est recommandé de ne pas utiliser des cales dont l'épaisseur dépasse $4/3$ du diamètre des boulons (d'après la seconde génération de la norme NF EN 1993-1-8 en cours de préparation). Il convient au-delà de cette limite de souder la cale qui est alors considérée comme une surépaisseur.

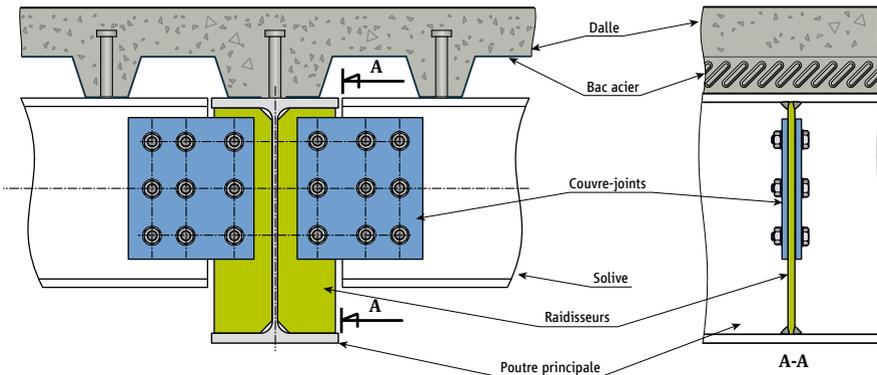


Figure 232: Assemblage d'une solive sur une poutre intermédiaire par couvre-joints



Sur la Figure 232, l'adoption d'un entraxe longitudinal constant entre les rangées de boulons permettrait de simplifier le montage car il n'y aurait alors plus de sens de pose.

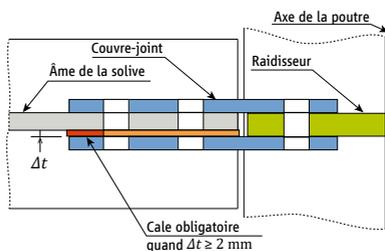


Figure 233 : Différence d'épaisseurs à compenser par une cale

7.5 Assemblages de continuité de poutres

7.5.1 Généralités

Les assemblages de continuité de poutres sont nécessaires lorsque la longueur de l'élément dépasse les capacités de production ou de transport. La liaison de continuité d'une poutre peut être réalisée soit par éclissage soit par platine d'about.

Dans la mesure du possible, il est préférable de positionner un assemblage de continuité de poutre en un point où le moment est relativement faible. Il convient, le cas échéant, de prendre en compte l'influence de la rigidité de l'assemblage sur les déformations de la poutre.

7.5.2 Continuité par éclissage

Les assemblages par éclisses permettent la réalisation d'une continuité entre deux éléments de poutre. Ce type d'assemblage est réalisé en boulonnant des plaques, dénommées couvre-joints, de part et d'autre de l'âme et des semelles (Figure 234). Les couvre-joints doivent reconstituer la section des poutres assemblées (aire et inertie). L'épaisseur d'une éclisse est donc en général légèrement supérieure à la demi-épaisseur de la paroi assemblée.

Les couvre-joints d'âme reprennent l'effort tranchant tandis que leur contribution à la reprise du moment fléchissant est généralement négligée. Le moment de flexion est donc repris par les seules éclisses de semelles, avec une décomposition en efforts de traction et de compression, égaux et opposés. En présence d'un effort normal, tous les couvre-joints participent au transfert de l'effort.

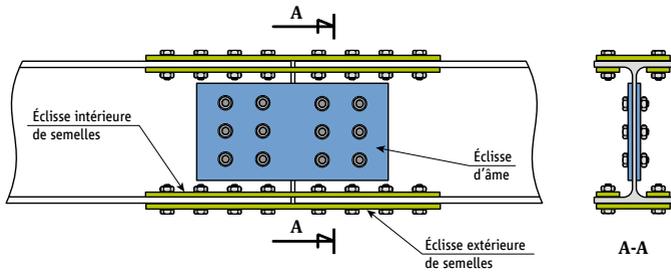


Figure 234: Continuité d'une poutre par éclissage

Dans les assemblages par éclisses, tous les boulons travaillent uniquement en cisaillement. Pour éviter les déformations dues aux rattrapages des jeux, et pour augmenter la rigidité de l'assemblage, il est recommandé d'adopter des boulons précontraints à serrage contrôlé.

Pour des raisons de symétrie dans la répartition des efforts dans les éclisses des semelles, les solutions avec couvre-joints intérieurs et extérieurs doivent être privilégiées. Il est parfois possible, dans certains cas particuliers, de ne pas disposer d'éclisses intérieures pour les semelles, mais cette configuration doit être évitée en règle générale. Enfin, il n'est pas recommandé de supprimer les éclisses extérieures pour ne disposer que des seuls couvre-joints intérieurs : il est alors pratiquement impossible de reconstituer l'inertie de la section. En outre, les couvre-joints intérieurs seraient alors le siège de phénomènes parasites préjudiciables sous l'effet de la courbure de la poutre.

Ce type d'assemblage est très courant pour réaliser la continuité d'une membrure dans une poutre treillis. En raison de la protubérance des éclisses de semelles et de leurs boulons, leur usage pour des poutres de plancher est plus limité.

Enfin, les assemblages par éclisses peuvent être utilisés pour réaliser l'encastrement d'une poutre sur un poteau. Un moignon de poutre de même section que celle devant être assemblée est pour cet usage soudé sur le poteau (Figure 235).

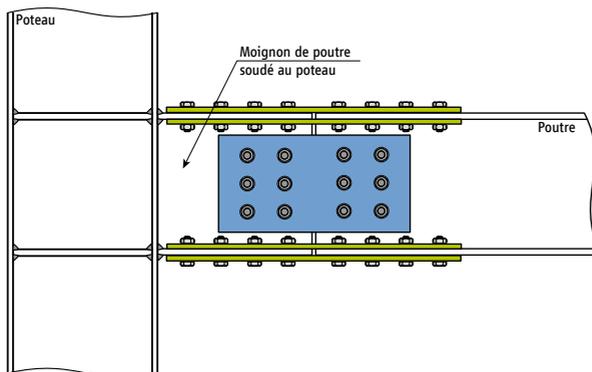


Figure 235: Assemblage de continuité d'une poutre sur un poteau par éclissage

7.5.3 Continuité par platines d'about

Un assemblage de continuité par platine d'about est obtenu en soudant une platine à l'extrémité de chacun des éléments devant être assemblés. Ces platines sont ensuite reliées entre elles par des boulons. L'épaisseur des platines est supérieure à celle des semelles du profilé, pour une nuance d'acier identique. Pour éviter une ruine prématurée et fragile par la rupture des boulons, il est souhaitable que le diamètre de ceux-ci soit supérieur à l'épaisseur de la platine. Par cette disposition, la platine se déforme avant la casse des boulons, ce qui assure un niveau minimal de ductilité pour l'assemblage. Ce type d'assemblage présente généralement une bonne rigidité.

Dans un bâtiment multi-étagé, les assemblages par platines d'about se prêtent bien aux liaisons de continuité des poutres de plancher, en raison de la faible interférence de la platine avec la dalle.

La *Figure 236* montre la configuration la plus simple pour ce type d'assemblage, dans laquelle la platine ne dépasse pratiquement pas la hauteur du profilé. Seul le débord permettant une réalisation des soudures de liaison est prévu. Toutes les rangées de boulons sont situées entre les semelles. La résistance de ce type d'assemblage reste relativement limitée, ne dépassant généralement pas 60% de la résistance du profilé.

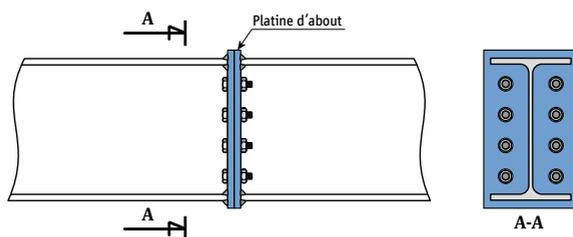


Figure 236: Assemblage de continuité par platine d'about non débordante

Pour des moments plus importants, il devient nécessaire d'agrandir la platine et d'ajouter une rangée de boulons à l'extérieur des semelles. Pour un assemblage en zone de moment positif d'une poutre sous charge gravitaire, cette rangée de boulons additionnelle est placée sous le profilé (*Figure 237*). Pour que cette rangée soit pleinement efficace, il est préférable de raidir la partie débordante de la platine à l'aide d'un gousset soudé sur la platine et sur la semelle inférieure du profilé (*Figure 238*). Dans ce cas, il est d'usage que la longueur du raidisseur soit au moins égale à deux fois sa hauteur.

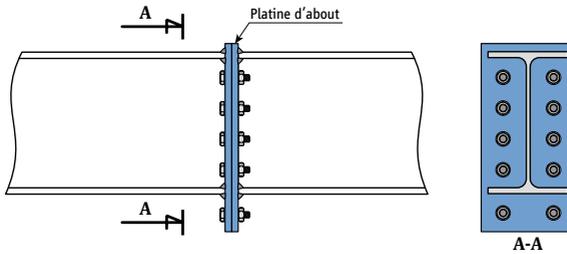


Figure 237: Assemblage de continuité par platine d'about débordante non raidie

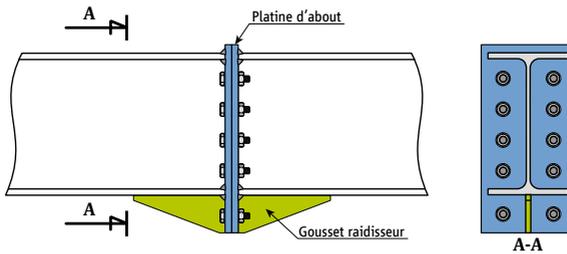


Figure 238: Assemblage de continuité par platine d'about débordante raidie

7.6 Assemblages de continuité des poteaux

7.6.1 Poteaux à section en I ou H

Il convient en règle générale d'assurer la continuité des poteaux sur toute la hauteur du bâtiment. Sur un bâtiment multi-étagé, des assemblages de continuité de poteaux sont inévitables. En considérant une longueur de profilés pouvant aller jusqu'à 12 m environ pour une production, une livraison et un levage avec des moyens usuels, l'approche la plus économique consiste à placer ces assemblages de continuité tous les 2 à 3 niveaux.

Entre deux profilés laminés en H de même section, l'assemblage le plus courant est celui par éclisses. La position de l'assemblage doit répondre aux deux exigences suivantes :

- ne pas être positionné directement au droit d'un nœud poteau-poutre, afin de ne pas interférer avec cette zone de liaison ;
- limiter les effets déstabilisants additionnels qu'introduit l'assemblage dans le poteau. Ce dernier engendre en effet par un défaut d'alignement du poteau, qui s'ajoute à l'imperfection de la barre. La norme NF EN 1993-1-1 définit pour le calcul une imperfection sous la forme d'un angle au droit de l'assemblage, égale à 1/100 de radian, soit 10 milliradians. La meilleure conception consiste alors à positionner l'assemblage de continuité du poteau aussi près que possible du plancher, pour bénéficier du contreventement latéral apporté par ce dernier.

La *Figure 239* montre un assemblage de continuité par couvre-joints dans le cas particulier où les deux sections des éléments assemblés sont identiques. Comme pour les assemblages de poutres (cf. § 7.5.2), la meilleure disposition consiste à disposer deux couvre-joints de part et d'autre de l'âme et pour chaque semelle un couvre-joint extérieur et deux couvre-joints intérieurs. La section des éclisses doit dans la mesure du possible reconstituer l'aire et l'inertie des sections assemblées.

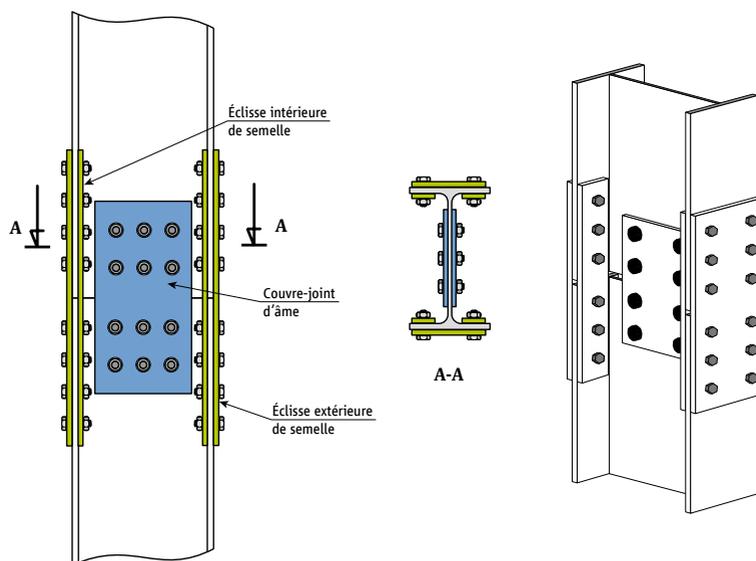


Figure 239: Assemblage de continuité d'un poteau par éclisses

La charge axiale de compression décroît à mesure qu'on s'élève dans les niveaux. Le plus simple est de concevoir la section des poteaux pour le niveau inférieur le plus sollicité et de l'appliquer sur toute la hauteur du bâtiment. Pour les petits bâtiments, jusqu'à 3 ou 4 niveaux, cette approche simple ne conduit pas à des surcoûts pénalisants. Au-delà, il devient nécessaire, d'un point de vue économique, d'optimiser la section des poteaux en fonction de la position en hauteur dans le bâtiment et donc en fonction de la charge axiale. Dans ce cas, il reste préférable de conserver des sections de poteaux avec les mêmes dimensions générales (largeur x hauteur) et de ne faire varier que les épaisseurs de semelles et d'âme. En procédant de la sorte, les problèmes d'alignement en façade et ceux d'assemblage sont simplifiés.

Quand il n'est pas possible de conserver les mêmes dimensions globales de la section, conduisant par exemple à un poteau dont la section change de hauteur, il existe plusieurs configurations. Dans le cas d'un poteau de rive, il peut être intéressant, pour la pose des façades, de conserver l'alignement de la semelle extérieure. Pour un poteau intérieur par contre, cette contrainte ne se pose pas et les deux parties du poteau de part et d'autre de l'assemblage peuvent rester centrées. Dans ce cas, un assemblage de continuité par couvre-joints reste possible, avec quelques adaptations. Pour simplifier la gestion des décalages de semelles, il est possible de supprimer les éclisses de semelles intérieures, ce qui doit être compensé par des

éclisses extérieures plus épaisses et par un nombre de boulons pour les semelles plus important. Des cales sont positionnées entre les semelles du poteau supérieur et le couvre-joint, pour compenser la différence de hauteur de section (*Figure 240*), aux mêmes conditions que celles indiquées au § 7.5.2.



Dans un assemblage de continuité, il n'est jamais possible de supprimer les éclisses de semelles extérieures pour ne conserver que les intérieures. Cette disposition rendrait très difficile la reconstitution de l'inertie des sections assemblées. En outre, elle serait le siège de phénomènes parasites difficiles à maîtriser.

Pour des assemblages de continuité de poteaux par couvre-joints, deux options de conception sont possibles. La plus simple consiste à éviter tout contact entre les deux éléments assemblés, auquel cas tous les efforts transmis doivent passer par les éclisses. Avec la seconde option, il est possible de considérer un transfert direct de l'effort axial de compression par contact (voir par exemple la *Figure 240*). Dans ce cas, des exigences de fabrication plus contraignantes sont imposées par la norme NF EN 1090-2.

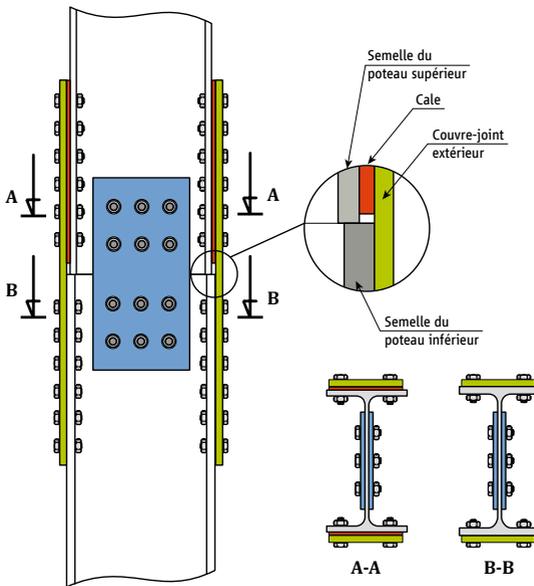


Figure 240: Assemblage par couvre-joints avec changement de section des poteaux

Pour des poteaux à sections en I ou H, des assemblages de continuité par platine d'about sont aussi possibles. Dans les configurations à platines non débordantes (*Figure 241 a*), toutes les rangées de boulons sont situées entre les semelles, ce qui se traduit par une résistance limitée en flexion. L'utilisation de ces assemblages doit être réservée aux poteaux peu fléchis, comme ceux des bâtiments contreventés par des palées triangulées (cf. § 6.2.2). Pour des moments plus importants, il est nécessaire d'élargir la platine pour lui ajouter des rangées de boulons à l'extérieur des semelles (b), et pour que ces rangées additionnelles soient pleinement efficaces, des goussets raidisseurs (b).

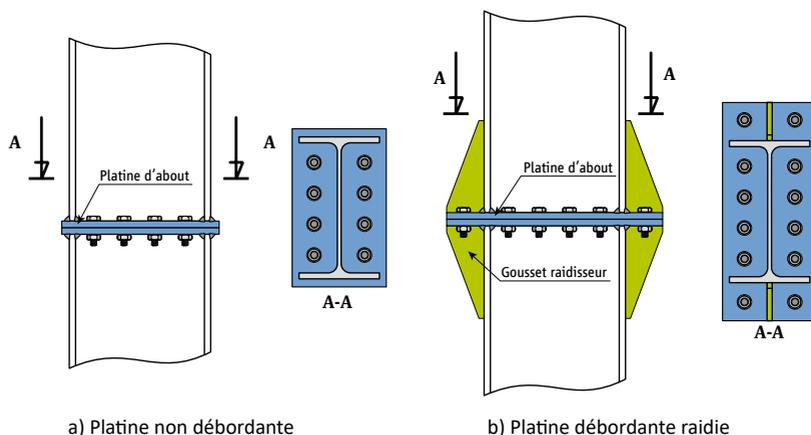


Figure 241: Assemblage de continuité de poteaux par platines d'about

Par rapport aux assemblages de continuité par éclissage, les assemblages par platine d'about présentent les caractéristiques suivantes :

- une meilleure facilité à traiter les changements de section ;
- un réglage facilité de la charpente par l'ajout de cales entre les deux platines ;
- des opérations de soudage sont nécessaires pour assurer la liaison des platines aux éléments de poteaux assemblés ;
- pour les assemblages par platine non débordante, une résistance de l'assemblage limitée à environ 60 % de celle de la section de poteau assemblée ;
- pour des moments fléchissants plus élevés, les assemblages par platines d'about débordantes présentent des excroissances pas toujours compatibles avec les exigences architecturales (esthétique, position de l'enveloppe...).

7.6.2 Poteaux à section creuse

Pour les poteaux à section creuse, circulaire ou rectangulaire, la typologie d'assemblage la plus courante est celle par brides, telle que représentée sur la *Figure 242* pour un poteau à section rectangulaire et par la *Figure 243* pour un poteau à section circulaire. Une bride est une platine au centre de laquelle une ouverture correspondant à la forme intérieure de la section peut être réalisée.

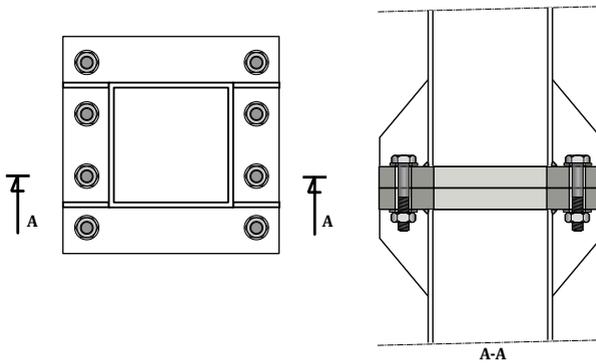


Figure 242 : Assemblage de continuité par brides – Poteaux à section creuse carrée ou rectangulaire

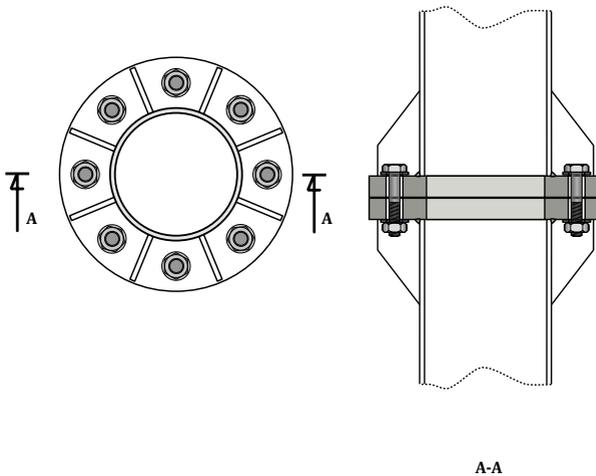


Figure 243 : Assemblage de continuité par brides – Poteaux à section creuse circulaire

Pour que la bride soit pleinement efficace, il peut être utile d'ajouter des goussets raidisseurs. Pour les sections tubulaires, l'extrémité du gousset a tendance à poinçonner la tôle du tube, ce qui doit être traité au cours de l'étude.

Plus rarement, on peut assembler les poteaux à section creuse par des assemblages à éclisses, comme illustré sur la *Figure 244*.



Figure 244 : Exemple d'assemblage de poteaux à section creuse par éclissage

7.7 Assemblages de continuité des poteaux mixtes

Pour des poteaux mixtes réalisés avec des profilés métalliques en I ou H partiellement ou totalement enrobés de béton (cf. § 3.3.4, Figure 61), les assemblages de continuité sont les mêmes que pour les poteaux métalliques non mixtes, tels qu'ils sont présentés au § 7.6.1. Ces assemblages sont mis en place avant le bétonnage des poteaux, sauf éventuellement pour les assemblages par platine d'about si les files de boulons sont déplacées à l'extérieur de la section de béton.

Pour des poteaux à section creuse remplis de béton, les mêmes dispositions que celles du § 7.6.2 peuvent être mises en œuvre.

7.8 Assemblages de contreventement

Les diagonales de contreventement sont fondamentales pour la stabilité globale de l'ossature (cf. § 6.2.2). La configuration d'un assemblage de contreventement dépend du type de section de la diagonale (Figure 188). Dans un bâtiment multi-étagé, l'utilisation des cornières dans une palée de contreventement n'est pas courante sauf éventuellement dans les bâtiments de faible hauteur. Les cornières trouvent par contre un usage fréquent pour les maintiens au déversement des traverses. Le guide de conception [68] détaille les principes de conception de l'attache d'une diagonale de contreventement réalisée à partir d'une cornière.

Le mode d'attache le plus courant pour assembler une diagonale de contreventement est l'attache par gousset, lequel sert de pièce intermédiaire entre d'une part la structure et d'autre part la diagonale. Le gousset est en général soudé sur la structure et la diagonale est ensuite

boulonnée sur le gousset. Le nombre de boulons est déterminé en fonction de l'effort de traction ou de compression à transmettre, tout en retenant la règle de conception qui proscrit les assemblages par un seul boulon.

La *Figure 245* montre l'assemblage d'une diagonale à section en U sur un nœud poteau-poutre. Il est à noter que la liaison de la poutre sur le poteau peut être considérée comme une articulation, malgré la présence d'une platine reliant les deux semelles de la poutre. En effet la raideur de la triangulation est nettement plus élevée que celle de l'effet cadre procurée par cette liaison, de telle sorte que sous l'effet d'une charge horizontale appliquée à l'ossature, la rotation de la poutre par rapport au poteau reste négligeable. On peut aussi remarquer qu'avec cette section en U, il est possible de croiser dans une même travée deux diagonales, l'une tendue et l'autre comprimée, sans interférence entre elles. En pratique, il est courant de relier les deux diagonales dos à dos.

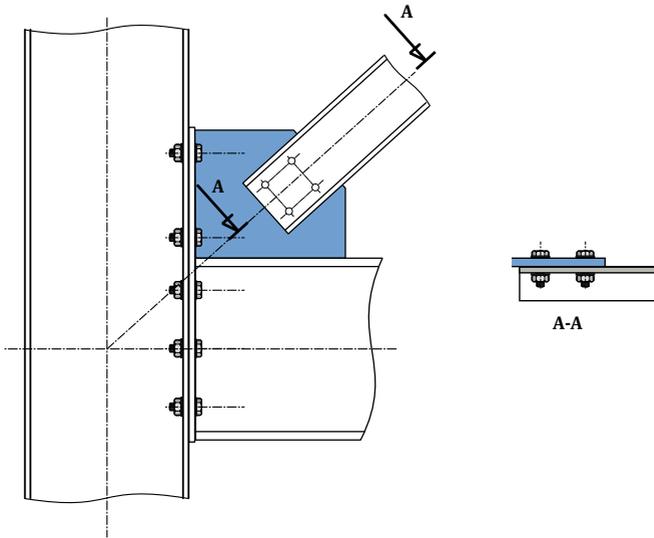
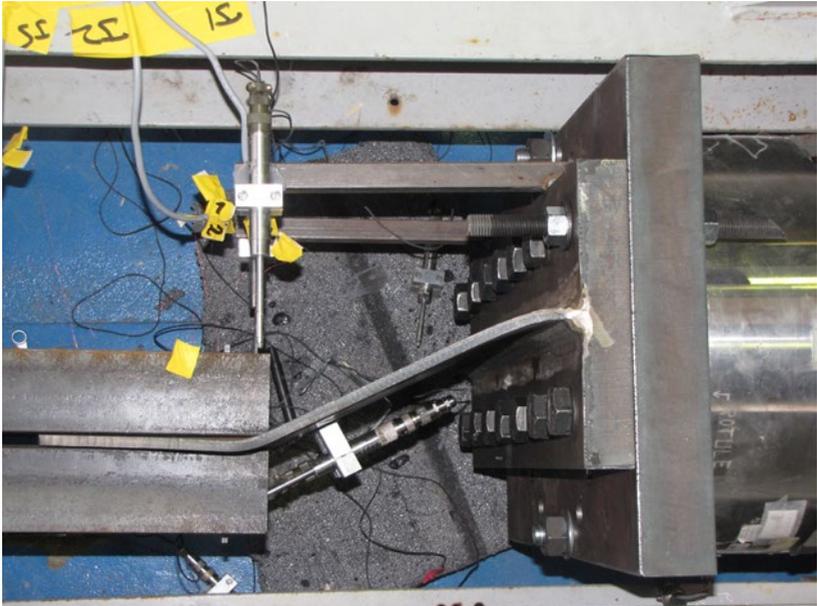


Figure 245: Assemblage par gousset d'une diagonale à section en U

Le gousset doit pouvoir transmettre la force de traction de la diagonale. Il doit aussi être en mesure de s'opposer à l'effort de compression présent dans la diagonale. À cet égard, il convient de distinguer deux types de comportement pour la diagonale. Quand elle est relativement élancée, elle peut être conçue pour ne travailler qu'en traction seule: sa contribution lorsqu'elle est comprimée est alors négligée, en admettant qu'elle ait flambé (cf. § 6.2.2).

En alternative, la diagonale comprimée peut être prise en compte dans le schéma structural de la palée de contreventement et participer à la descente des charges horizontales. Dans les deux cas, le gousset doit théoriquement être conçu de telle sorte que sa résistance à la compression reste supérieure à celle de la diagonale, ce qui permet de garantir que le flambement du gousset ne soit jamais le point faible du système (*Figure 246*). Pour cela, on peut retenir comme règle simple que l'élancement du gousset doit être nettement plus faible que celui de la diagonale.

Les dimensions du gousset (largeur et hauteur) sont dictées par la hauteur de la section de diagonale et par les contraintes d'encombrement entre les semelles du poteau et de la poutre.



© PO Martin – Essais Meaka 2013 (CTICM-CSTB-ArcelorMittal)

Figure 246 : Voilement d'un gousset reproduit en laboratoire

Selon le type de leur section transversale, certaines diagonales ne peuvent pas être boulonnées directement sur le gousset. La disposition courante consiste alors à souder un second gousset à l'extrémité de la diagonale, sur lequel le boulonnage est réalisé. La Figure 247 montre le cas d'une diagonale à section circulaire creuse avec un plat enfourché et la Figure 248 la même diagonale avec une disposition alternative consistant à souder le second gousset sur une platine d'about à l'extrémité de la diagonale.

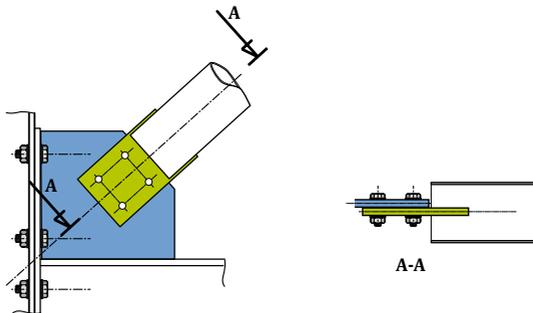


Figure 247 : Assemblage par gousset enfourché pour une diagonale à section circulaire creuse

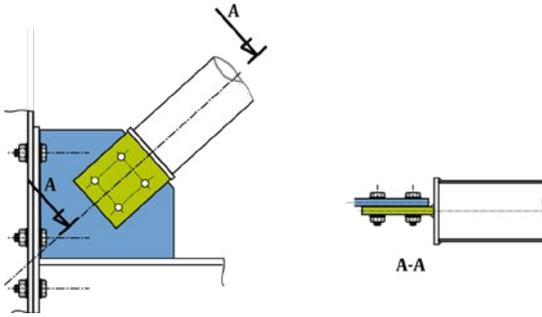


Figure 248 : Assemblage par gousset soudé sur platine d'about pour une diagonale à section circulaire creuse

Pour une section en I ou en H, une liaison par platine d'about peut être mise en place (Figure 249), selon les mêmes principes que pour une diagonale à section creuse. Une autre configuration consiste à relier le gousset et l'âme du profilé par un couvre-joint (Figure 250).

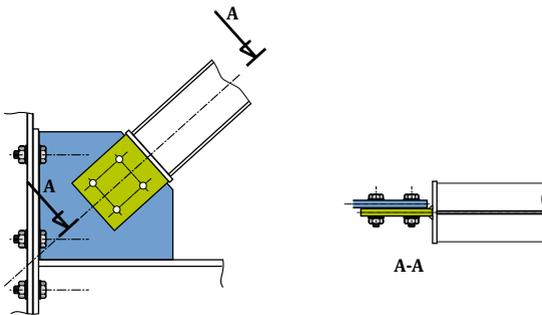


Figure 249 : Assemblage par gousset soudé sur platine d'about pour une diagonale à section laminée en H

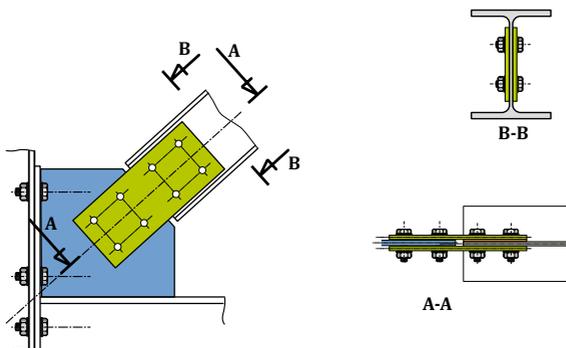


Figure 250 : Assemblage par couvre-joints pour une diagonale à section laminée en H

7 - Assemblages

La plupart des assemblages de diagonales décrits précédemment présentent un excentrement entre la ligne moyenne de l'effort arrivant dans l'assemblage et celle du gousset. Cet excentrement génère un moment additionnel dans le gousset, ce qui est susceptible de conduire à une instabilité prématurée de ce dernier (*Figure 251*). Il convient de prendre en compte le moment d'excentrement dans le calcul du gousset.

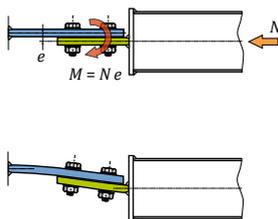


Figure 251: Excentrement d'un assemblage conduisant à une ruine prématurée par flambement du gousset

Il est possible, et même souhaitable, de concevoir des assemblages de diagonales sans excentrement. La *Figure 252* montre un assemblage de diagonale à section circulaire creuse avec un double plat enfourché et la *Figure 253* un assemblage du même type de diagonale avec un double plat soudé sur un platine d'about. La réalisation et le montage des doubles plats peuvent être assez délicats. La *Figure 254* montre une configuration avec un simple plat soudé sur une platine d'about et deux couvre-joints symétriques, placés de part et d'autre de l'assemblage.

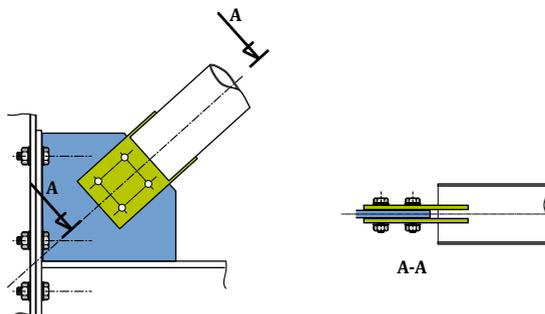


Figure 252: Assemblage par double plat enfourché pour une diagonale à section creuse circulaire

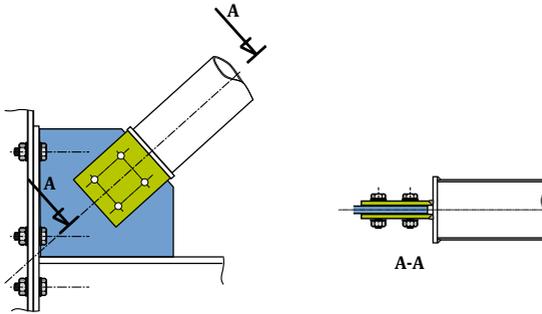


Figure 253 : Assemblage par double plat soudé sur platine d'about pour une diagonale à section creuse circulaire

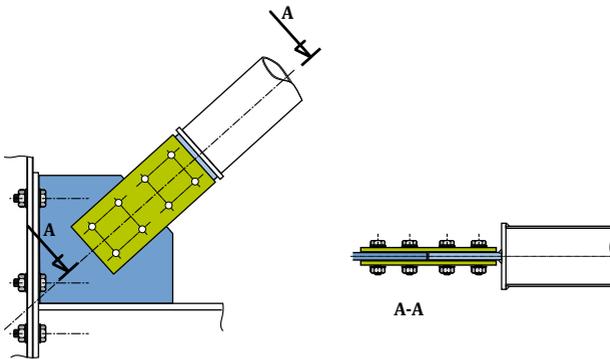


Figure 254 : Assemblage par simple plat et couvre-joints pour une diagonale à section creuse circulaire

7.9 Assemblages d'éléments métalliques sur un voile en béton armé

Pour un bâtiment en charpente métallique comportant des éléments de contreventement en béton armé (cf. § 2.4 et § 6.2.1), il est nécessaire de prévoir des liaisons entre les éléments métalliques et les voiles en béton. Le § 5.2.7 donne le détail des liaisons d'une dalle mixte avec un voile. Le présent chapitre traite des assemblages entre poutres (solives ou poutres principales) et un mur en béton.

D'une manière générale, la conception d'un ancrage dans un voile en béton armé nécessite le dimensionnement spécifique des armatures et du béton pour reprendre les charges concentrées induites par cet assemblage.

La solution la plus complexe et la plus onéreuse consiste à réaliser une réservation dans le mur en béton, qui peut être traversante ou non en fonction de l'épaisseur du voile (Figure 255). Deux tiges d'ancrage sont pré-scellées dans le mur. Une plaque d'assise est ensuite positionnée sur la partie inférieure de la réservation, dont le rôle est de répartir la charge verticale de

la poutre vers le mur. La poutre à supporter est mise en place et sa position finale est réglée en hauteur en plaçant des cales entre la semelle inférieure et la plaque d'assise. Le réglage horizontal est permis grâce aux trous surdimensionnés pratiqués dans la semelle inférieure.

Cette liaison présente l'avantage d'introduire l'effort vertical directement dans l'axe du mur (ou à proximité), ce qui évite les moments secondaires. Elle permet la reprise de charges importantes. Elle impose en contrepartie une réalisation plus difficile du mur, nécessitant un coffrage spécifique de la réservation, une interruption des armatures et un montage plus délicat. En outre, la réservation est complètement rebouchée après montage. En fonction des épaisseurs de voile, les réservations non traversantes sont préférables, pour un problème d'aspect.

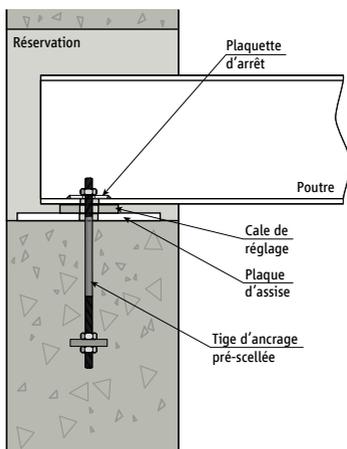


Figure 255 : Liaison d'une poutre par une réservation dans un voile

Les autres solutions d'ancrage reposent sur la fixation au mur d'une platine, sur laquelle un gousset est soudé, permettant le boulonnage de la poutre. Cette platine d'ancrage peut être pré-scellée, c'est-à-dire qu'elle est fixée au mur lors du coulage du béton, en l'ayant au préalable positionnée face extérieure contre le coffrage. Une bonne coordination entre le chantier et le bureau d'études de la charpente doit donc être établie afin d'assurer le positionnement correct de la platine.

L'ancrage de la platine dans le béton est assuré soit par des tiges d'ancrage, comme pour un pied de poteau, soit par des goujons à tête. Dans les deux cas, ces éléments de connexion sont soudés sur la face interne de la platine. À cet égard, la solution par goujons soudés est préférable. Les tiges d'ancrage ont comparativement une résistance limitée vis-à-vis de l'effort tranchant, c'est-à-dire ici de la charge verticale appliquée sur la platine. C'est pourquoi, en fonction de la charge verticale à transmettre, une ou plusieurs bèches d'ancrage peuvent être ajoutées sur la face interne d'une platine avec tiges d'ancrage. Il est préférable toutefois d'éviter cette disposition dans la mesure où elle implique une concentration des charges dans le béton et où la place disponible est limitée.

Un gousset est ensuite soudé sur la platine, ce qui nécessite des opérations de soudage sur site. La liaison de la poutre sur la platine d'ancrage s'effectue enfin par un boulonnage de l'âme sur le gousset.

La *Figure 256* montre une platine pré-scannée ancrée dans le béton par des goujons soudés. La *Figure 257* illustre le même type de platine fixée dans le béton par des tiges d'ancrage. Sur les deux figures, une bêche d'ancrage est prévue pour la reprise d'un effort tranchant important. Dans le cas d'une platine avec goujons d'ancrage, il peut être plus judicieux d'ajouter des connecteurs supplémentaires afin de diffuser l'effort dans le voile et d'éviter la concentration de contraintes induite par une bêche.

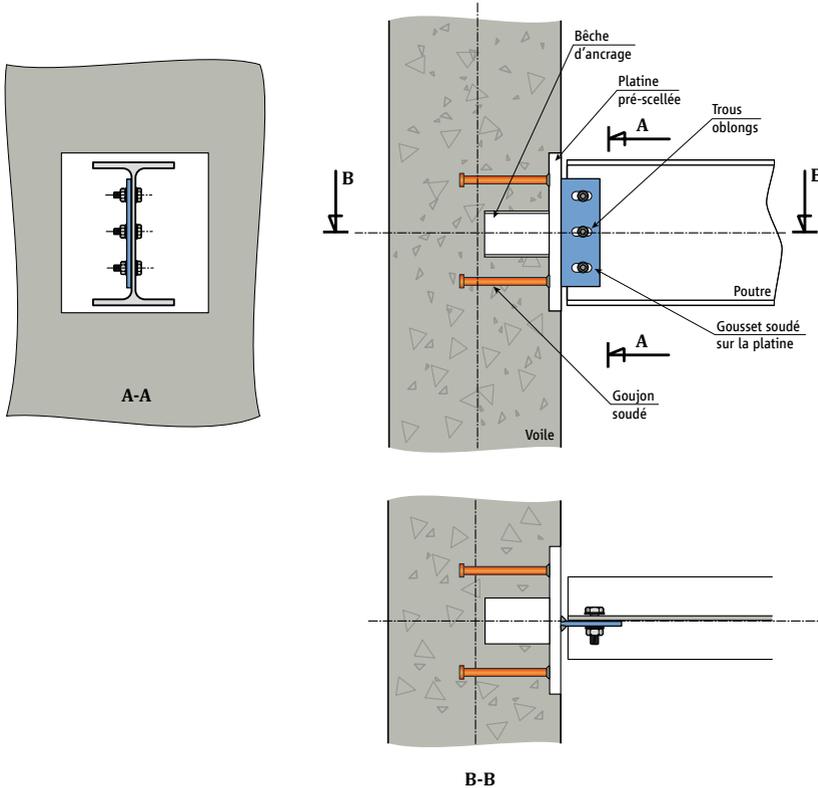


Figure 256 : Ancrages dans un voile par platine pré-scannée avec goujons soudés

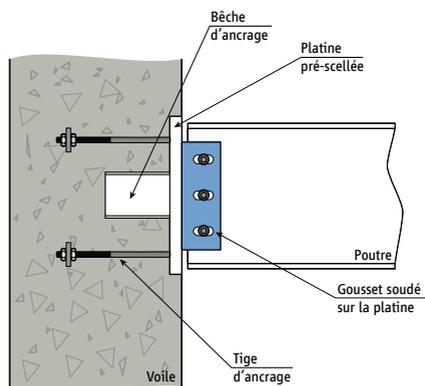


Figure 257: Ancrages dans un voile par platine pré-scannée avec tiges d'ancrage

Dans un assemblage par platine pré-scannée, l'effort vertical est introduit avec un excentrement par rapport à l'axe du mur, ce qui induit un moment secondaire dans celui-ci. L'ancrage doit en outre être capable de reprendre la charge verticale (effort tranchant) et le moment fléchissant généré par le bras de levier entre l'axe des trous du gousset et l'axe de la platine (Figure 258).

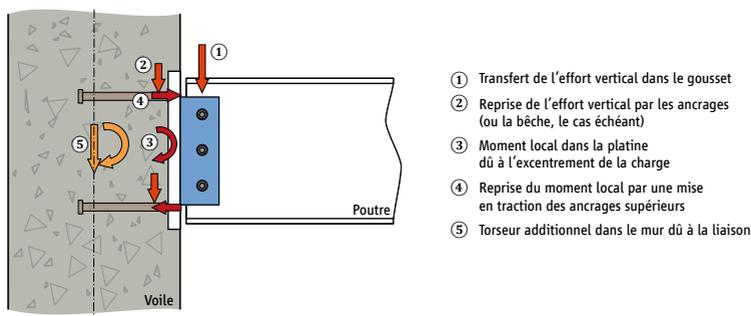


Figure 258: Torseurs et moments additionnels dans le mur pour un assemblage par platine pré-scannée

Il est possible de fixer une platine d'ancrage après le coulage du mur (platine post-scannée). Dans ce cas, le gousset peut être soudé sur la platine en atelier, ce qui évite les opérations de soudage sur site. Plusieurs méthodes, décrites ci-dessous, permettent la liaison de la platine avec le mur.

La fixation post-scannée permettant le transfert des charges les plus importantes consiste à boulonner la platine sur le mur, ce qui nécessite le passage de tiges filetées à travers le béton et une contre-platine sur la face opposée du mur (Figure 259). Pour des raisons esthétiques ou des contraintes d'encombrement, cette contre-platine n'est pas toujours possible, ce qui interdit alors ce type de fixation.

Le passage des tiges filetées à travers le mur peut être prévu par des gaines pré-positionnées avant le coulage du béton, ce qui exige une grande coordination avec le chantier. Sinon, les trous de passage doivent être forés sur site, ce qui représente un inconvénient important, car les forages doivent être positionnés de telle sorte qu'ils ne viennent pas interrompre les armatures du voile.

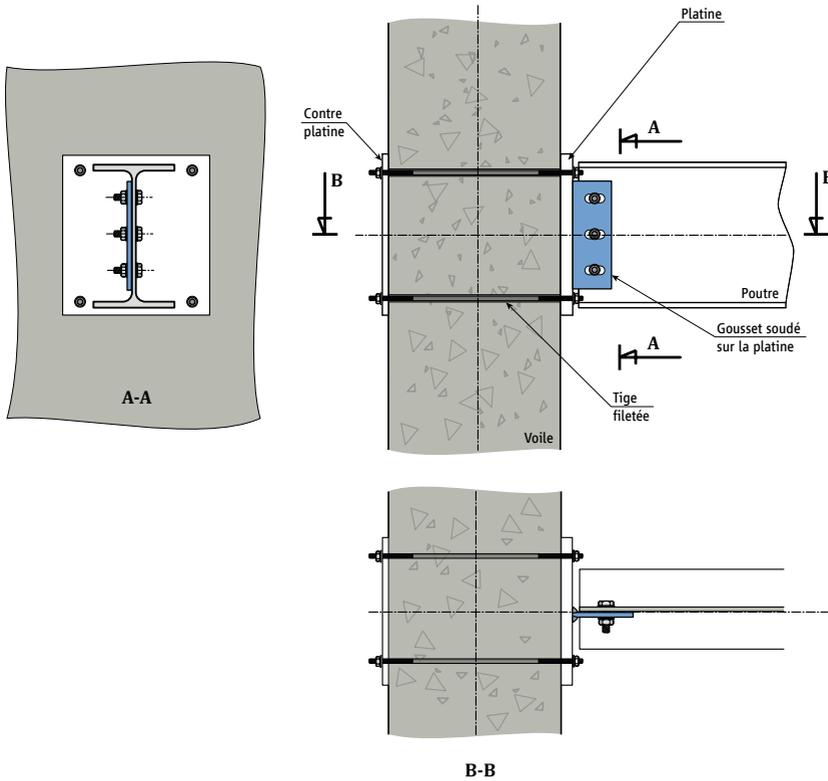


Figure 259: Ancrage dans un voile par platine post-scellée boulonnée

La fixation de la platine peut aussi être effectuée par des chevilles (Figure 260). Pour liasonner des éléments de structure, on utilise des chevilles mécaniques ou des chevilles chimiques (Figure 261). Pour les premières, l'ancrage est obtenu par un moyen mécanique mis en œuvre après avoir inséré la cheville dans son trou. Le serrage de la cheville provoque des contraintes très élevées dans le béton, ce qui peut être problématique à proximité d'un bord du voile. Pour les chevilles chimiques, l'ancrage est réalisé par adhérence au béton, à l'aide d'un adhésif mis en place dans le trou avant l'insertion de la cheville. Ce type de chevilles peut être placé plus près des bords d'un voile. Par contre, les conditions de pose sont beaucoup plus exigeantes, car la résistance finale de la cheville dépend de la bonne prise de l'adhésif. Il est ainsi nécessaire de soigner la réalisation du trou, de le nettoyer afin d'enlever tous les résidus de perçage et de mettre en place la colle selon les conditions d'humidité et de température locales. Pour les chevilles chimiques en situation d'incendie, il convient d'augmenter les longueurs de scellement, selon les préconisations des fournisseurs.

Comme pour les platines pré-scellées, les liaisons par platines fixées après le coulage du béton introduisent des moments locaux additionnels dans la platine et dans le mur, selon le principe évoqué par la Figure 258. Ces moments additionnels doivent être pris en compte pour le dimensionnement de l'ancrage et celui du mur.

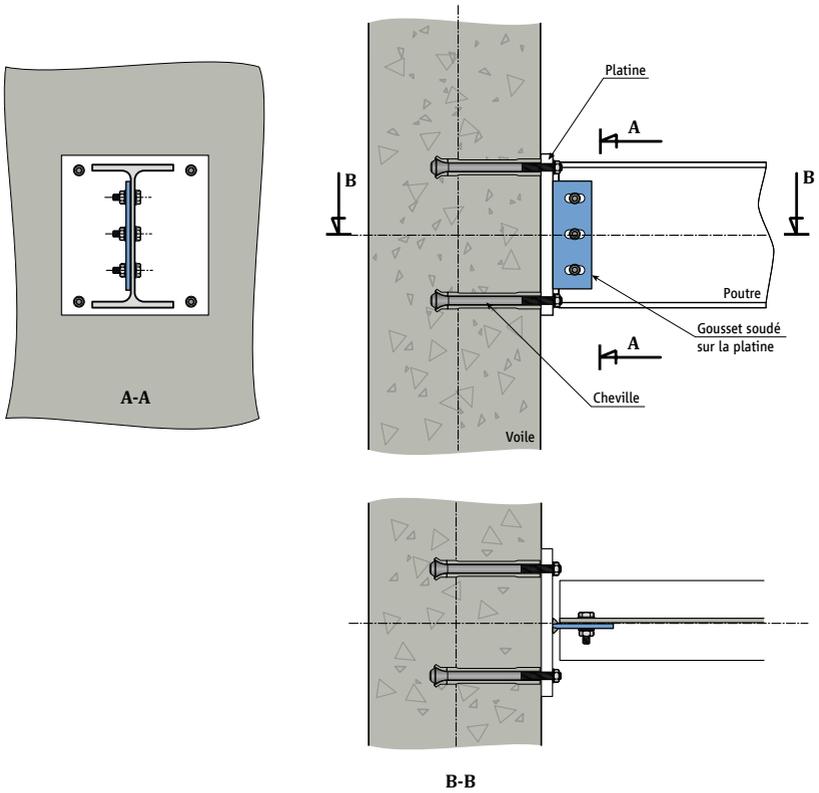


Figure 260: Ancrages dans un voile par platine post-scellée chevillée

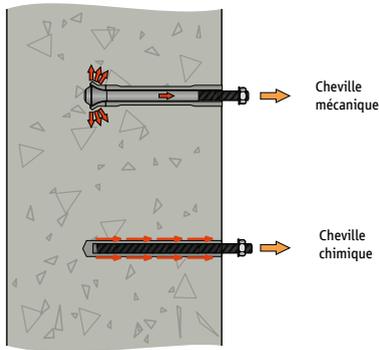


Figure 261: Fonctionnement d'une cheville en traction

L'assemblage d'une poutre sur un gousset soudé sur une platine est une solution simple et facile à réaliser, avec les limites et les inconvénients cités plus haut. L'inconvénient principal

de ce type de liaison réside dans la quasi-impossibilité d'effectuer un réglage vertical de la position de la poutre par rapport à la platine. La bonne position de la poutre repose alors essentiellement sur celle de la platine, ce qui peut être problématique compte tenu des plus grandes tolérances d'exécution admises pour les éléments en béton et ce qui exige une bonne coordination sur le chantier.

Pour contourner ce problème, la liaison par corbeau peut être mise en place. Le réglage vertical peut alors être réalisé simplement par l'ajout de cales entre le profilé et le corbeau (Figure 262). Compte tenu du nombre important de soudures à réaliser, il est préférable d'utiliser des platines post-scellées dans cette configuration.

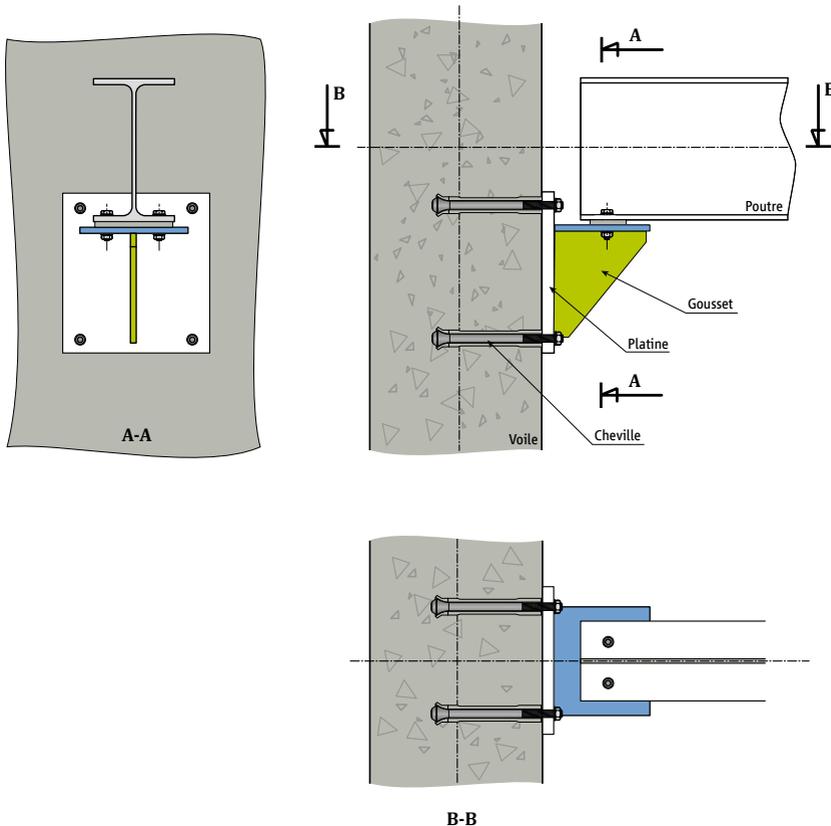


Figure 262: Liaison par corbeau

Les ancrages dans un voile réalisés à partir d'une simple cornière chevillée dans le mur, tels que mentionnés au § 5.2.7, ne peuvent reprendre que de faibles charges verticales. Il convient donc de ne pas les utiliser pour la liaison des éléments de l'ossature métallique et de les réserver aux supports de dalles ou de petits éléments.



Enveloppe du bâtiment

8.1 Généralités

L'enveloppe du bâtiment assure une séparation entre l'intérieur et l'extérieur. Elle définit le rendu architectural et signe la présence du bâtiment dans son environnement. L'esthétique d'une façade conditionne l'adhésion du maître d'ouvrage et des usagers au bâtiment, et donc le futur succès de l'opération. Ces orientations principales pour le choix des façades doivent être figées lors de la phase d'esquisse, par l'architecte du projet. En outre, les teintes et la géométrie du bâtiment doivent respecter les exigences d'intégration au site, en suivant les règles locales d'urbanisme et les éventuelles demandes des Bâtiments de France, en présence d'un site classé.

Outre les aspects esthétiques, l'enveloppe du bâtiment doit remplir les exigences suivantes, détaillées au § 8.2 :

- résistance mécanique sous chargements statique et dynamique, le cas échéant ;
- sécurité en cas d'incendie ;
- isolation thermique, assurant en particulier le confort hygrométrique et le confort d'été, pour une consommation énergétique réduite ;
- étanchéité à l'air et à l'eau ;
- isolation acoustique.

Les façades peuvent être classées en fonction de leur rôle structural dans le bâtiment. On distingue ainsi :

- les façades porteuses, qui participent à la descente des charges gravitaires ;
- les façades avec effet diaphragme, qui contribuent à la stabilité du bâtiment. C'est une pratique courante pour des structures en béton et exceptionnelle pour les structures métalliques multi-étagées ;
- les façades non structurales (ou non porteuses), qui sont les plus couramment utilisées pour un bâtiment tertiaire en charpente métallique.

Parmi les solutions non porteuses, on distingue les façades lourdes, constituées à partir d'éléments préfabriqués en béton ou en maçonnerie rapportée, des façades légères. Une façade légère est définie comme étant une façade dont la paroi extérieure est caractérisée par une masse surfacique faible, inférieure à 100 kg/m^2 , typiquement 50 kg/m^2 pour un mur rideau, et par l'utilisation de produits manufacturés généralement dotés de parements finis. À titre de comparaison, la masse surfacique d'une paroi lourde en maçonnerie ou en béton est de l'ordre de 200 kg/m^2 .

Pour une structure en charpente métallique, bénéficiant d'un rapport résistance/masse très favorable, il est en général plus cohérent de choisir des solutions de façades non porteuses légères. Ces choix cohérents initient un cercle vertueux permettant une réduction importante du poids de la superstructure, de la taille des fondations et donc de l'empreinte carbone du bâtiment. Ce point est tout particulièrement critique pour les projets dans lesquels une limite dans les descentes de charge est imposée, par exemple à cause d'une portance limitée du sol.

8.2 Exigences

8.2.1 Résistance mécanique

La résistance mécanique des produits d'enveloppe doit être assurée sous chargements statiques et dynamiques. Les normes et les évaluations techniques européennes (ETE, ou ETA en anglais) permettent de définir la capacité résistante des produits, en lien avec les déclarations de performance. La résistance mécanique sous chargement statique des produits d'enveloppe est comprise, le cas échéant, dans le cadre de leur marquage CE. Pour les produits d'enveloppe en acier, les fabricants fournissent généralement des tableaux de charges en fonction de la portée, facilitant ainsi le dimensionnement des ouvrages courants.

L'enveloppe fait partie des éléments non structuraux soumis à des exigences réglementaires spécifiques (cf. § 2.7.1). Pour les éléments constituant l'enveloppe, il est nécessaire de démontrer leur absence de chute sous actions sismiques. Cette justification peut être effectuée à l'aide de l'Eurocode 8 ou bien par des avis techniques ou DTA (document technique d'application). Les performances sismiques de produits de l'enveloppe sont déterminées par les industriels à l'aide d'essais de mise en parallélogramme dans le plan ainsi que des essais d'excitation dynamique. Ces essais permettent de démontrer respectivement la compatibilité des produits d'enveloppe avec les déplacements imposés par la structure, et la capacité résistante des assemblages sous action dynamique. Pour les toitures et couvertures, les dispositions constructives habituelles permettent normalement de répondre aux exigences sismiques. Pour les bardages, la justification d'absence de chute se base sur les recommandations professionnelles RAGE [34] et le guide de l'administration sur les éléments non structuraux [41].

Pour les bâtiments à plusieurs niveaux, les façades doivent aussi résister aux chocs, afin d'assurer la sécurité des usagers contre les chutes. Pour le respect de cette exigence, il faut appliquer le référentiel technique relatif à la solution de façade concernée, par exemple les recommandations professionnelles [34] pour les bardages ou la NF DTU 33.1 [22] pour les façades rideaux.

8.2.2 Protection incendie

Les performances des produits d'enveloppe et des systèmes associés sont codifiées dans des normes d'essais et de classement européen. La réglementation française fixe des exigences en fonction de la destination et la taille des bâtiments (par exemple cf. § 2.6.4).

La performance des produits s'établit en fonction de leur réaction au feu (arrêté du 21 novembre 2002 [56]), relevant des Euroclasses (auparavant du classement national M). Ce classement prend en compte le degré d'inflammabilité, le niveau de fumée dégagée et les éventuelles chutes de gouttes enflammées (cf. § 2.6.2). Pour les façades comportant des ouvertures vitrées, il est en outre nécessaire de vérifier la non-propagation de l'incendie aux étages supérieurs par

la façade. Pour cela, un essai dit LEPiR 2 (local expérimental pour incendie réel à deux niveaux) doit être effectué, conformément à l'arrêté du 10 septembre 1970 [50].

Pour les produits de toiture, une classification spécifique de réaction au feu est établie pour un incendie qui a lieu à l'extérieur du bâtiment, selon les prescriptions de l'arrêté du 14 février 2003 [57]. Celle-ci se réfère aux Euroclasses (X ROOF (T3)) en fonction des valeurs déduites d'essais.

Par ailleurs, la performance d'un système d'enveloppe se détermine également en matière de résistance au feu (cf. § 2.6.3), suivant l'arrêté du 22 mars 2004 [58]. D'abord définie à partir des classements nationaux SF, PF, CF + une durée, elle est maintenant caractérisée par une Euroclasse (EI + une durée) pour un élément donné. Le critère de rayonnement thermique (W) permet de définir les quantités d'énergie rayonnante diffusées au cours d'un incendie, le classement variant selon le type de système d'enveloppe acier posé. Un panneau sandwich à parement acier et à laine de roche de 200 mm utilisé en bardage est classé EI120 au minimum.

8.2.3 Isolation thermique

L'isolation thermique d'un bâtiment désigne la mise en œuvre d'un matériau de faible conductivité thermique autour des éléments constituant la façade (par l'intérieur ou par l'extérieur), ou au sein de l'enveloppe (isolation répartie), permettant de réduire les déperditions thermiques (pertes de chaleur) du bâtiment. La conductivité thermique d'un matériau (en W/m.K) est une caractéristique physique permettant de quantifier l'aptitude de ce matériau à conduire la chaleur. Un matériau peut être aussi caractérisé par sa résistance thermique. Celle-ci correspond au rapport entre l'épaisseur du matériau et sa conductivité thermique (en m².K/W).

En saison de chauffe, l'énergie mobilisée pour assurer le confort thermique à l'intérieur des bâtiments est en partie perdue par conduction thermique à travers l'enveloppe; mieux le bâtiment est isolé, moins grandes sont les pertes d'énergie.

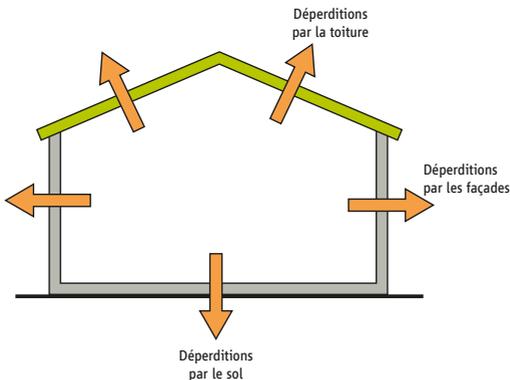


Figure 263 : Transfert de chaleur par conduction à travers les parois de l'enveloppe

Le niveau d'isolation thermique d'une paroi opaque de l'enveloppe (façade, toiture, couverture) est défini par le coefficient de transmission surfacique U_p . Ce dernier représente le flux thermique en régime stationnaire traversant la paroi par unité de surface, pour une différence de température de 1 °C entre les milieux situés de part et d'autre de la paroi. Plus le coefficient

U_p est faible, moindres sont les déperditions thermiques. Le coefficient U_p se calcule à partir de la relation suivante :

$$U_p = U_c + \Delta U \text{ (W/(m}^2 \text{ K))}$$

où : U_c est le coefficient de transmission surfacique en partie courante de la paroi (sans ponts thermiques intégrés) ;

ΔU représente l'impact des ponts thermiques intégrés à la paroi.

L'épaisseur d'isolant à mettre en œuvre dépend du niveau de performance énergétique souhaité, de la localisation géographique du bâtiment (conditions climatiques) et du système constructif choisi. Une étude thermique doit être effectuée par un bureau d'études thermiques en vue d'établir les coefficients U_p nécessaires. Ces valeurs de U_p sont ensuite introduites dans les pièces du marché.

8.2.4 Ponts thermiques

En plus de l'isolation en partie courante des parois, les performances thermiques de l'enveloppe dépendent aussi des ponts thermiques et de leurs corrections.

Les ponts thermiques sont des lieux de fuites de chaleur vers l'extérieur, ce qui dégrade les performances thermiques du bâtiment. Il s'agit d'une partie de l'enveloppe du bâtiment où la résistance thermique, par ailleurs considérée uniforme, est modifiée de façon sensible par une absence, une discontinuité ou une dégradation locale de l'isolation (poutre métallique traversant la façade, attaches métalliques traversant l'isolant, etc.).

Il existe deux types de ponts thermiques :

- les ponts thermiques linéiques ;
- les ponts thermiques ponctuels.

On distingue les ponts thermiques intégrés, situés dans une paroi de l'enveloppe du bâtiment, et les ponts thermiques de liaison, aux jonctions entre parois de l'enveloppe. Les ponts thermiques intégrés sont pris en compte dans le calcul du coefficient de transmission surfacique U_p d'une paroi (cf. § 8.2.3), tandis que ceux de liaison interviennent dans l'évaluation des performances énergétiques du bâtiment.

En plus de l'impact sur les performances thermiques du bâtiment, les ponts thermiques peuvent être sources de pathologies diverses comme l'apparition de salissures et le développement de moisissures. En effet, les surfaces internes se refroidissent à proximité du pont thermique, ce qui amplifie le risque de condensation superficielle à cet endroit (cf. § 8.2.5).

En l'absence de données disponibles dans les référentiels techniques ou dans les documents d'application de la réglementation en vigueur, les ponts thermiques doivent être évalués numériquement selon la norme NF EN ISO 10211 [17] (Figure 264 a). Pour un bâtiment existant, un diagnostic thermographique permet de détecter les ponts thermiques présents dans l'enveloppe et ainsi d'envisager des solutions de traitement à mettre en œuvre à l'occasion d'une réhabilitation de l'enveloppe (Figure 264 b).

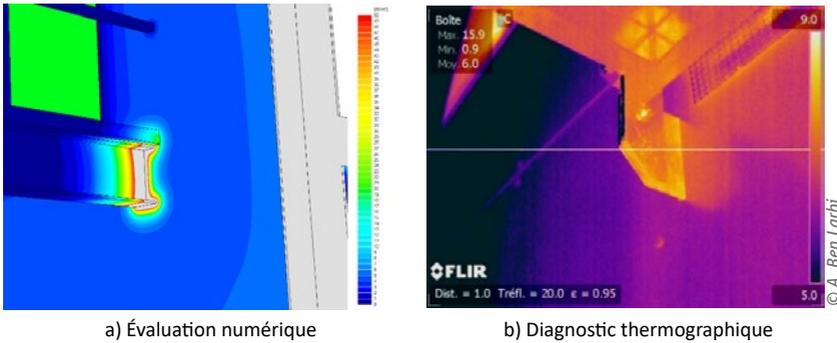


Figure 264: Exemple de pont thermique au niveau de la fixation d'une structure métallique rapportée

En raison des déperditions qu'ils sont susceptibles de causer, les ponts thermiques impactent fortement les performances énergétiques d'un bâtiment. Leur correction, c'est-à-dire la réduction de leur impact, est nécessaire pour réaliser des bâtiments performants. Les solutions dépendent de la localisation du pont thermique et de la nécessité ou non de transférer des charges mécaniques par la solution choisie pour la correction.

Les ponts thermiques les plus courants sont ceux situés aux niveaux des jonctions entre parois de l'enveloppe: liaison façade/dallage (Figure 265), façade/façade (angle), façade/toiture (Figure 266), etc. Pour ces ponts thermiques, un complément d'isolation, bien mis en œuvre, est souvent suffisant pour réduire les déperditions thermiques.

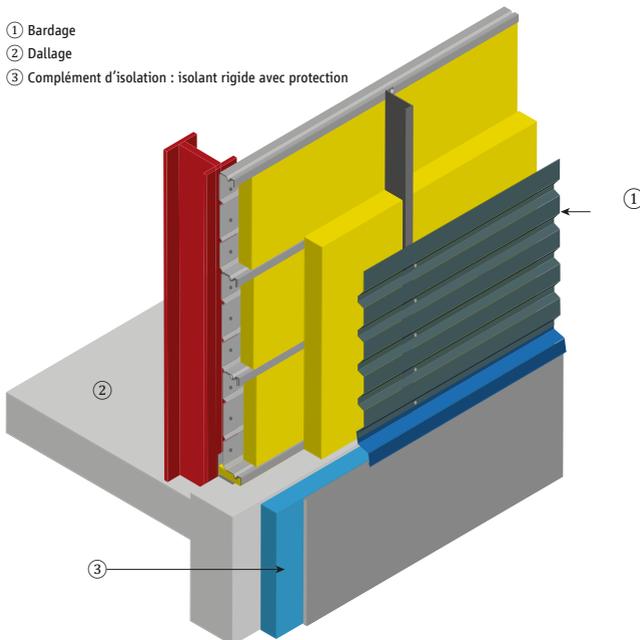


Figure 265: Exemple de solutions de correction de ponts thermiques à la liaison entre une façade et un dallage

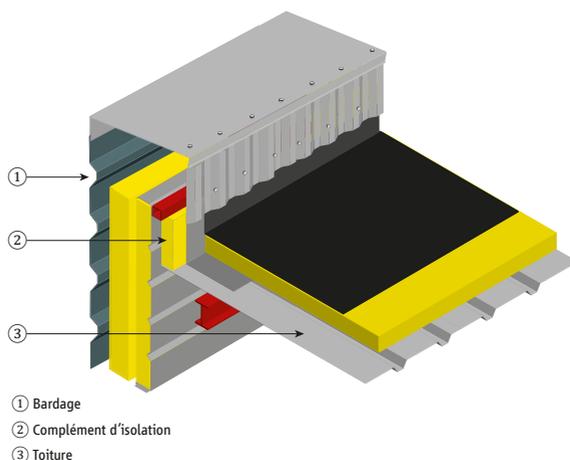


Figure 266 : Exemples de solutions de correction de ponts thermiques de liaison

Dans certains cas, le recours à des rupteurs thermiques (dit encore rupteurs de ponts thermiques) s'avère nécessaire. Ce sont des éléments particuliers destinés à réduire les déperditions thermiques par les ponts thermiques, et ainsi à améliorer les performances énergétiques du bâtiment. Outre leur fonction d'isolation, ils doivent généralement assurer le transfert de charges mécaniques.

258

Pour les usages en construction métallique, le principal système de rupteur thermique consiste à interposer un isolant entre les platines d'about d'un assemblage entre éléments métalliques (Figure 267) ou entre platines d'about et support pour un ancrage dans le béton. On distingue les produits manufacturés (rupteurs), fournis par les industriels, et les réducteurs de ponts thermiques, qui sont directement fabriqués et mis en œuvre par les constructeurs métalliques. Ces derniers sont souvent désignés « rupteurs de chantier » ou encore « réducteurs de ponts thermiques » pour les distinguer des produits manufacturés.

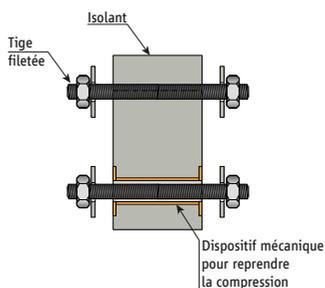


Figure 267 : Principe d'un rupteur thermique manufacturé pour une liaison entre éléments métalliques

En raison de leurs bonnes performances, de la facilité de leur mise en œuvre et de leur faible coût, les réducteurs de ponts thermiques sont couramment utilisés pour les constructions métalliques. Ils consistent à placer une couche de matériaux à faible conductivité thermique, tels que

le bois ou le PVC, entre éléments à isoler (Figure 268). Il convient néanmoins de n'utiliser que des matériaux dont les performances thermiques et mécaniques ont été validées [80][81][82].



Pour les rupteurs thermiques comme pour les réducteurs thermiques, il peut s'avérer nécessaire d'adopter des dispositions constructives telles que les taquets afin d'éviter la flexion trop importante des tiges provoquée par la transmission des efforts tranchants.

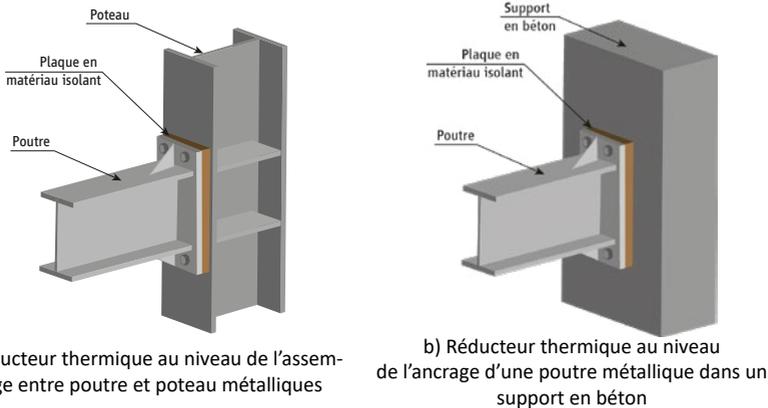


Figure 268 : Exemples de réducteurs thermiques

8.2.5 Risques de condensation

La condensation est le phénomène physique qui désigne le passage de la matière de l'état gazeux à l'état liquide. Dans l'atmosphère, la condensation se manifeste sous la forme de nuages, de brouillard, de rosée. Le phénomène de condensation se manifeste quand l'humidité de l'air touche à la saturation. Un volume donné d'air, à une température définie, ne peut contenir plus d'une certaine quantité d'eau à l'état de vapeur. Lorsque l'air absorbe cette quantité maximale, on dit qu'il est saturé. Au-delà de cette limite, toute nouvelle quantité de vapeur d'eau apportée est aussitôt transformée en eau liquide, c'est la condensation.

Les paramètres de la condensation peuvent être obtenus simplement avec les courbes de Mollier. Dans la Figure 269 par exemple, on peut lire qu'1 kg d'air à 20 °C peut contenir au maximum 14,7 g de vapeur d'eau (pour une humidité relative de 100 %). Sur cette même figure, on détermine la température de rosée pour une pièce chauffée à 21 °C et avec une humidité relative de 60 % : la condensation superficielle apparaît sur les parois dont la température est inférieure ou égale à 13 °C environ.

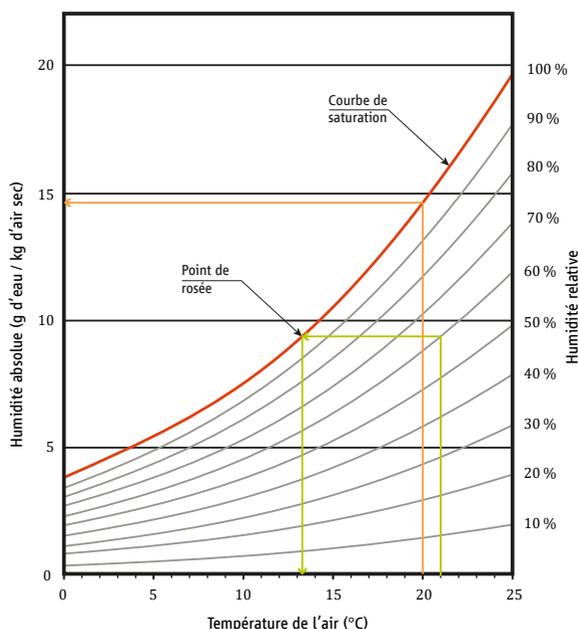


Figure 269: Diagramme de Mollier

Dans un bâtiment, la condensation est d'autant plus susceptible d'intervenir que la production de vapeur d'eau y est importante [79]. Pour quantifier ce risque, les locaux abrités sont classés suivant leur niveau d'hygrométrie, de la manière suivante :

- local à faible hygrométrie : $W/n \leq 2,5 \text{ g/m}^3$
- local à hygrométrie moyenne : $2,5 < W/n \leq 5 \text{ g/m}^3$
- local à forte hygrométrie : $5 < W/n \leq 7,5 \text{ g/m}^3$
- local à très forte hygrométrie : $W/n > 7,5 \text{ g/m}^3$

où W/n représente l'excédent d'humidité intérieure, correspondant à la quantité horaire W (g/h) de vapeur d'eau produite à l'intérieur d'un local, divisée par le taux horaire de renouvellement de l'air n (m^3/h).

La classe hygrométrique du bâtiment doit être précisée dans les pièces du marché. Pour les bâtiments multi-étagés de logement ou de bureaux, elle est généralement faible à moyenne. La classe d'hygrométrie conditionne le choix des systèmes d'enveloppes et les solutions à mettre en œuvre pour prévenir les risques de condensation.

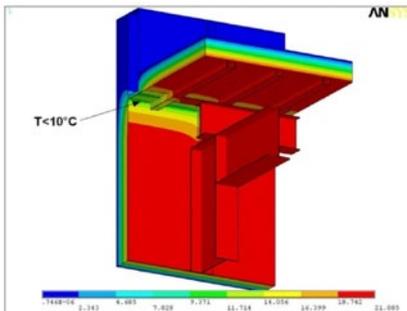
Dans un bâtiment, la condensation est une source de nuisances importantes : apparition de moisissures, dégradation des matériaux entraînant une perte de performances, cloquage des peintures, corrosion des fixations, etc. Il est donc nécessaire d'adopter des mesures pour la prévenir. On distingue pour cela la condensation superficielle, qui se manifeste sur la surface intérieure de l'enveloppe du bâtiment (toiture, façade, baies vitrées) et la condensation dans la masse, qui apparaît à l'intérieur des matériaux constituant l'enveloppe.

La condensation superficielle est due à la mise en contact de l'air, contenant une certaine quantité de vapeur d'eau, avec des zones froides dont la température est inférieure ou égale à la température de rosée (ou point de rosée - cf. *Figure 269*). Outre le climat extérieur (température et humidité), trois paramètres ont une influence sur la condensation superficielle :

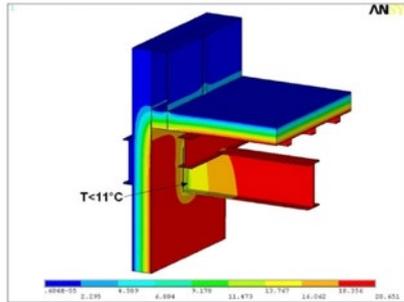
- la « qualité thermique » de chacune des parois du bâtiment, représentée par sa composition, sa résistance thermique, ses ponts thermiques et sa géométrie ;
- l'apport d'humidité intérieure qui dépend essentiellement de l'usage du bâtiment et des activités qu'il abrite et qui est quantifié par la classe d'hygrométrie ;
- la température de l'air intérieur et le système de chauffage.

Pour éviter la condensation superficielle, on peut agir dans deux directions :

- évacuer la vapeur en excès au fur et à mesure afin d'éviter la saturation de l'air intérieur en agissant sur le système de ventilation ;
- maintenir les parois de l'enveloppe en tout point à une température supérieure à la température de rosée (traitement des ponts thermiques - *Figure 270*, renforcement de l'isolation des parois, etc.).



a) Pont thermique au niveau de la liaison façade/toiture



b) Pont thermique au niveau d'une poutre traversant la façade

Figure 270: Risques de condensation due à des ponts thermiques non corrigés

Lorsqu'il existe une différence de densité de vapeur d'eau entre les deux faces d'une paroi constituée avec un matériau poreux, une pression s'exerce sur cette paroi et entraîne une migration de la vapeur du côté le plus dense vers le moins dense. Si au cours de cette migration, la vapeur rencontre des températures inférieures ou égales à la température de rosée, une condensation peut se produire dans la masse (*Figure 271*). Celle-ci peut aussi résulter de la convection, c'est-à-dire du transport de vapeur par un écoulement d'air.

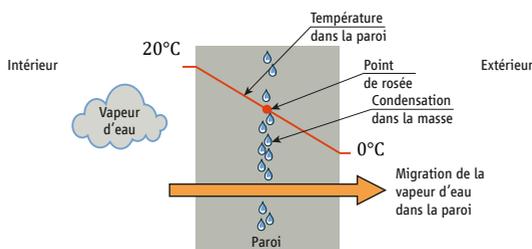


Figure 271: Phénomène de condensation dans la masse

Dans un bâtiment chauffé, l'occupation des locaux et les activités abritées entraînent une augmentation de la quantité de vapeur d'eau. La pression de vapeur à l'intérieur du bâtiment est ainsi généralement plus élevée que celle à l'extérieur, cette différence de pression crée un flux de vapeur à travers la paroi. Pour éviter la condensation dans la masse, il faut bien choisir les matériaux utilisés et disposer éventuellement un pare-vapeur au sein de la paroi. Les règles de l'art (NF DTU, règles ou recommandations professionnelles, etc.) donnent, généralement, les caractéristiques du pare-vapeur à utiliser en fonction de l'usage du bâtiment, sa localisation, etc. En l'absence d'informations suffisantes, des simulations numériques, voire des essais, peuvent s'avérer nécessaires.

Au minimum, la règle du «5/1» entre la valeur s_d du parement intérieur (ou de l'éventuel pare-vapeur) et la valeur s_d du parement extérieur doit être respectée, où s_d est l'épaisseur d'air équivalente, représentant sa résistance à la diffusion de la vapeur d'eau (Figure 272 a). Dans certains cas (climat froid, production importante de vapeur dans le local), cette règle pourrait toutefois ne pas être suffisante.

Quand un doublage isolant est mis en œuvre à l'intérieur, la règle dite des «2/3 – 1/3» doit être respectée en plus de la règle du «5/1». La règle des «2/3 – 1/3» dispose que la résistance thermique du doublage intérieur, mise en œuvre du côté chaud par rapport au pare-vapeur ou tout autre matériau résistant à la diffusion de la vapeur, ne doit pas dépasser 1/3 de la résistance totale de la paroi (Figure 272 b). Cette règle peut évoluer vers «3/4 – 1/4» pour les régions froides. Les caractéristiques de la paroi, et notamment la présence de ponts thermiques, influent aussi sur cette règle.

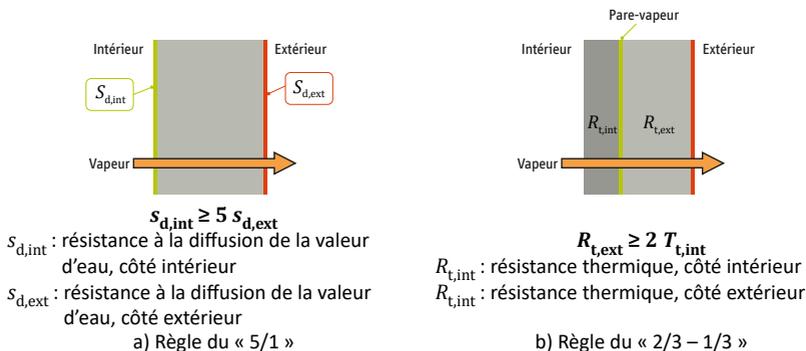


Figure 272: Condensation dans la masse: Règles du «5/1» et des «2/3 – 1/3»

8.2.6 Étanchéité à l'air

Dans le bâtiment, le niveau d'étanchéité de l'enveloppe est caractérisé par la perméabilité à l'air. Celle-ci correspond aux échanges d'air parasites à travers des passages non volontaires, c'est-à-dire non prévus à la conception. Les fuites d'air parasites se produisent à travers l'enveloppe quand celle-ci est soumise à une différence de pression entre les ambiances intérieure et extérieure. Cette différence de pression peut être causée par :

- le tirage thermique (effet cheminée) ;
- le vent ;
- la ventilation mécanique (VMC).

Les principaux indicateurs de la perméabilité à l'air sont :

- $Q_{4\text{Pa-surf}}$: indice de perméabilité à l'air sous 4 Pa, en $\text{m}^3/\text{h}/\text{m}^2$ (indice réglementaire en France) ;
- n_{50} : taux de renouvellement d'air sous 50 Pa, en vol/h (ou h^{-1}).

Mesures de la perméabilité à l'air

Les mesures de la perméabilité à l'air doivent être réalisées conformément à la norme NF EN ISO 9972 [18] et son guide d'application FD P50-784 [48]. Il s'agit d'extraire des volumes d'air connus (Figure 273) et de mesurer simultanément les différences de pression entre l'intérieur et l'extérieur, afin d'obtenir une série de couples débit/dépression. Ces mesures permettent principalement de déterminer les paramètres caractéristiques de l'étanchéité à l'air de l'enveloppe à savoir les indicateurs $Q_{4\text{Pa-surf}}$ et n_{50} .

Au moment de la rédaction de ce guide, les mesures de la perméabilité à l'air à la réception ne sont obligatoires en France que pour les bâtiments d'habitation. Pour les autres usages, des mesures effectuées à la réception peuvent permettre de valoriser un bon traitement de la perméabilité à l'air dans les calculs réglementaires. Dans le cas contraire, une valeur par défaut pénalisante doit être utilisée dans ces calculs.

Un diagnostic qualitatif permettant de localiser des éventuelles fuites d'air peut accompagner les mesures de perméabilité. Il est conseillé de faire ce diagnostic en cours de chantier, lorsque le bâtiment est hors d'eau et hors d'air, pour pouvoir procéder à des éventuelles corrections, tant que le plan d'étanchéité à l'air est encore accessible.



a) Banc grand volume

b) Porte soufflante

Figure 273 : Équipements pour mesurer la perméabilité à l'air

Traitement de la perméabilité à l'air

La perméabilité à l'air peut affecter très significativement les performances énergétiques d'un bâtiment. Elle altère, également, l'isolement acoustique, car «là où l'air passe, le bruit passe». À cela, on peut ajouter l'impact sur la qualité de l'air intérieur. En effet, l'air qui traverse l'enveloppe à travers les défauts d'étanchéité peut se charger de polluants et les transférer vers l'intérieur du bâtiment.

Pour réduire la perméabilité à l'air d'un bâtiment, il est impératif de la prendre en compte dès la phase de conception, avec une vision globale jusqu'à la réception (Figure 274). La performance d'étanchéité à l'air du bâtiment est assurée par tous les composants du clos et couvert et de leurs jonctions. La continuité de l'étanchéité à l'air de tous ces éléments (façade, toiture, menuiseries) doit être assurée. Pour une bonne gestion des interfaces, une coordination entre les différents corps d'état est nécessaire.

Pour les enveloppes en acier, en fonction des solutions constructives retenues, le traitement de la perméabilité à l'air peut être assuré :

- par membranes pare-air/pare-vapeur (Figure 274) ;
- par joints adhésifs (Figure 275 et Figure 276) ;
- éventuellement, par une combinaison de ces deux solutions.



a) Bâtiment de bureaux R+2 à Rennes (2011)
Perméabilité à l'air $Q_{4Pa-surf} = 0,15 \text{ m}^3/\text{h.m}^2$

a) Bâtiment industriel à Poitiers (2010)
Perméabilité à l'air $Q_{4Pa-surf} = 0,18 \text{ m}^3/\text{h.m}^2$

Figure 274: Exemples de réalisations : traitement de la perméabilité à l'air par membranes pare-air/pare-vapeur (Source: Projet Prebat-Acieco)

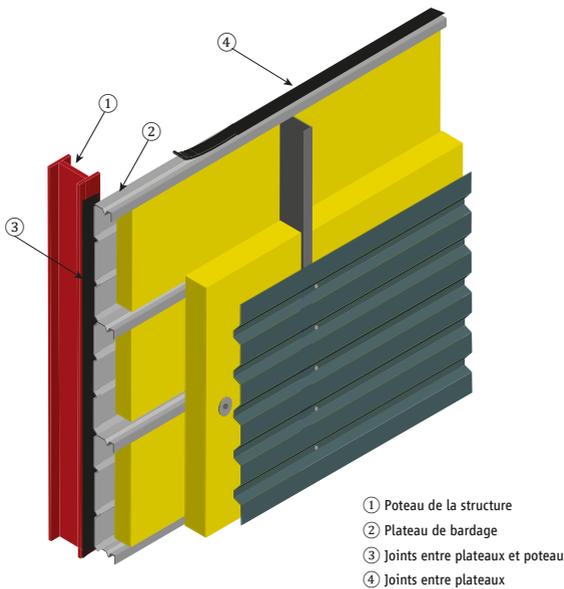


Figure 275: Traitement de la perméabilité à l'air par joints adhésifs entre plateaux et entre plateaux et structure

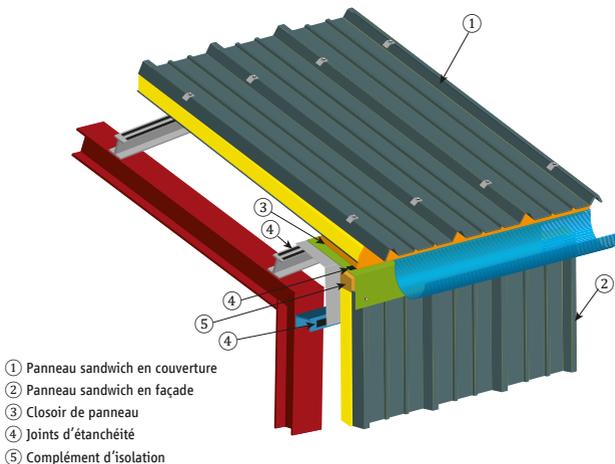


Figure 276: Traitement de la perméabilité à l'air à la jonction entre panneaux sandwichs en façade et en couverture

8.2.7 Étanchéité à l'eau

L'étanchéité à l'eau de l'enveloppe est capitale. La pénétration de l'eau entraîne la dégradation des matériaux d'enveloppe qui, ayant perdu une partie de leurs propriétés, contribuent à l'augmentation des déperditions de chaleur. La fonction d'imperméabilité contre la pluie n'est en

général remplie que partiellement par les parements extérieurs. Il est donc souvent nécessaire d'introduire un pare-pluie entre le parement et l'isolant. Les bardages en acier conformes aux recommandations professionnelles [34] permettent d'assurer une bonne étanchéité à l'eau sans avoir recours à un pare-pluie. De manière identique pour les panneaux sandwichs, les prescriptions des recommandations professionnelles [36] permettent d'assurer l'étanchéité sans dispositif supplémentaire.

Pour les parements en lames, clins et cassettes métalliques, il faut se référer au dossier technique du fabricant et au rapport de conformité au Cahier du CSTB 3747 [43].

Une coupure de capillarité (ou barrière de capillarité) doit être interposée dans l'épaisseur du mur, au-dessus du niveau des terres extérieures (source d'humidité) et sous le niveau du plancher bas au minimum. Cette coupure est composée d'un matériau étanche (feutre bitumé, résines, film polyéthylène, etc.).

Une attention particulière doit être portée au traitement des ouvertures (portes, fenêtres), et plus généralement de toutes les traversées de l'enveloppe, conformément aux règles de l'art.

8.2.8 Isolation et correction acoustiques

Pour assurer le confort des occupants, la réglementation acoustique définit des critères pour la construction neuve. Ces critères portent notamment sur :

- l'isolement aux bruits aériens de l'extérieur (circulation routière, etc.);
- l'isolement aux bruits aériens à l'intérieur du bâtiment (isolement entre logements);
- l'isolation aux bruits d'impact (chocs sur les planchers);
- la limitation des bruits d'équipements collectifs ou individuels de l'immeuble;
- la correction acoustique dans les circulations internes.

La justification des performances consiste à établir la conformité à la réglementation en vigueur. Cette réglementation est fonction de l'usage du bâtiment (habitation, enseignement...). Les DPM (documents particuliers du marché) peuvent imposer des performances plus sévères que celle de la réglementation en vigueur.

La justification des performances acoustiques doit être faite à l'aide de mesures in situ par un laboratoire accrédité. Il ne faut pas confondre ces mesures avec les caractéristiques des produits et les performances des systèmes qui sont mesurées en laboratoire.

Pour les bâtiments d'habitation neufs situés en France métropolitaine, l'arrêté du 30 juin 1999 [55] définit les performances acoustiques minimales et celui du 30 mai 1996 [54] traite plus spécifiquement ceux situés dans les secteurs affectés par le bruit. Les maîtres d'ouvrage ont l'obligation, à l'achèvement des travaux, de fournir une attestation de prise en compte de la réglementation acoustique à l'autorité qui a délivré le permis de construire (voir le décret n° 2011604 du 30 mai 2011 [62]).

Les bâtiments de bureaux ne font l'objet d'aucune réglementation. Ils sont toutefois couverts par la norme NF S31-080 [25].

8.3 Systèmes de façades

8.3.1 Général

Les solutions de façade pour des bâtiments multi-étagés à ossature en acier sont nombreuses et variées. D'une manière générale, les façades utilisées pour ce type de bâtiments sont non structurales et légères (cf. § 8.1). Une autre classification possible des façades repose sur la position du système par rapport aux dalles de plancher, avec les types suivants :

- les façades rideaux, dont tous les éléments sont placés à l'extérieur de la structure porteuse, et en particulier devant les nez de dalle de plancher (Figure 277 a) ;
- les façades panneaux, dont tous les éléments sont placés entre les dalles de plancher et qui laissent donc apparaître les nez de dalle (Figure 277 b) ;
- les façades semi-rideaux, variante des façades rideaux, dont le parement et l'isolation sont positionnés devant les nez de dalle et dont l'habillage et l'isolation intérieure sont placés entre les dalles de plancher. Rien ne distingue extérieurement une façade rideau d'une façade semi-rideau (Figure 277 c).

Les façades rideaux et semi-rideaux sont toujours des façades légères tandis que les façades panneaux sont plus généralement lourdes. Pour un bâtiment multi-étagé en charpente métallique, seuls les systèmes rideaux et semi-rideaux sont utilisés en règle générale.

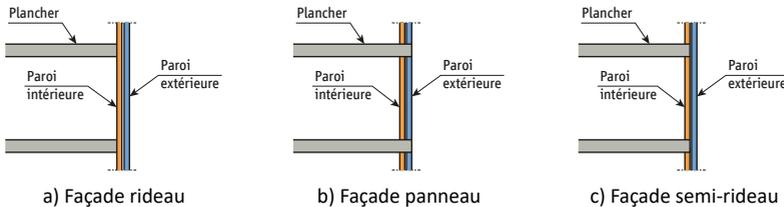


Figure 277: Typologie des façades

Ce guide traite plus en détail les solutions courantes suivantes :

- les bardages double peau avec doublage intérieur (cf. § 8.3.2) ;
- les façades en éléments minces (cf. § 8.3.3) ;
- les bardages en panneaux sandwichs (cf. § 8.3.4) ;
- les façades rideaux (cf. § 8.3.5).



Les bardages double peau avec doublage, les façades en éléments minces et les bardages en panneaux sandwichs sont en règle générale des façades légères semi-rideaux.

8.3.2 Bardages double peau avec doublage intérieur

Cette solution consiste à mettre en œuvre un bardage double peau, constitué de plateaux fixés sur la structure porteuse, verticalement ou horizontalement, d'écarteurs éventuels, d'isolant, d'une peau extérieure, et d'un doublage intérieur isolant autoportant. Le doublage intérieur ne doit pas s'appuyer sur les plateaux ni être fixé à ces derniers.

La peau extérieure peut être en plaques nervurées ou ondulées, en cassettes, en lames, etc. Les industriels de la filière proposent une multitude de solutions de parements avec une large gamme de formes et de couleurs.

Pour prévenir la condensation, l'une des dispositions constructives suivantes doit être retenue :

- dans le cas général, l'épaisseur de l'isolant du doublage doit être limitée de façon que sa résistance thermique soit toujours inférieure ou égale à la moitié de celle du complexe de bardage (règle des « 2/3 – 1/3 ») ; les plateaux sont pleins et remplissent la fonction pare-vapeur (cf. § 8.2.5) ;
- si la résistance thermique de l'isolant intégré au doublage ne permet pas de respecter la règle des « 2/3 – 1/3 », un pare-vapeur est alors prévu sur la face intérieure du doublage. Ce pare-vapeur devra être réalisé avec le plus grand soin pour garantir sa continuité. On pourra par exemple prévoir un « vide technique » entre le pare-vapeur et le parement intérieur pour éviter tout risque de percement.

Dans le cas d'un traitement de l'étanchéité à l'air par membrane, la solution consiste à mettre en œuvre une membrane d'étanchéité à l'air de type HPV (haute perméabilité à la vapeur, si elle est disposée sur la face extérieure de l'isolant du bardage), ou un pare-vapeur qui réalise la fonction de plan d'étanchéité à l'air, côté intérieur de la paroi. Les lés des membranes sont liaisonnés entre eux en continu par soudage ou adhésifs. L'efficacité de cette solution dépend fortement du traitement des interfaces façade/toiture (raccordement des films pare-air et pare-vapeur), façade/dallage, etc. (cf. § 8.2.5 et 8.2.6).

En cas de pose horizontale du bardage, une lame d'air d'au moins 20 mm doit être ménagée entre l'isolant et la peau extérieure (Figure 278), afin d'éviter que l'eau de condensation n'endommage l'isolant. Cette lame n'est pas requise en cas de pose verticale.

Les prescriptions de choix et de mise en œuvre pour ces solutions sont décrites dans les recommandations professionnelles RAGE [34].

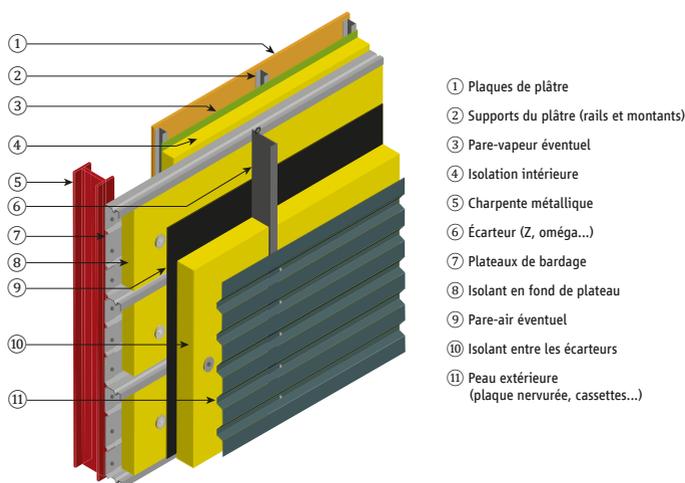
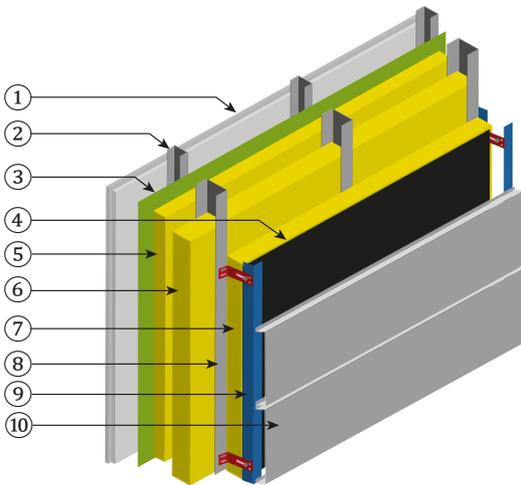


Figure 278: Exemple de bardage double peau avec doublage intérieur [40]

8.3.3 Façades en éléments minces

Cette solution de façade est composée d'une ossature verticale rapportée (montants), fixée au nez de plancher (par platines, équerres, etc.). Côté intérieur, les plaques de plâtre sont fixées indépendamment sur leur propre ossature, solidaire du plancher. Une première couche d'isolant est insérée derrière les ossatures intérieures. Une deuxième couche est insérée entre les montants verticaux. En fonction des besoins d'isolation, une troisième couche d'isolant est éventuellement rapportée sur l'ossature verticale. Une lame d'air d'au moins 20 mm, ménagée entre le pare-pluie éventuel et le parement extérieur (Figure 279), permet l'évacuation de la vapeur d'eau.

En fonction de la nature du parement extérieur, la mise en œuvre d'un pare-pluie peut s'avérer nécessaire. Lorsque ce dernier est obligatoire ou prescrit dans les documents particuliers du marché, il doit être mis en œuvre contre l'isolant, avant la lame d'air. Le pare-pluie doit impérativement rester très perméable à la vapeur d'eau. Sa pose doit être conforme aux règles de l'art.



- | | |
|-------------------------------|--|
| ① Deux plaques de plâtre BA13 | ⑥ Isolant entre montants (laine minérale, bio-sourcé...) |
| ② Ossature support du BA13 | ⑦ Isolant filant (laine minérale) |
| ③ Pare-air / pare-vapeur | ⑧ Montant en acier (C, Σ) |
| ④ Pare-pluie | ⑨ Montant en acier (L, T...) |
| ⑤ Isolant de doublage | ⑩ Parement extérieur (cassettes...) |

Figure 279: Exemple de façade en éléments minces [40]

8.3.4 Bardages en panneaux sandwichs

Les panneaux sandwichs sont des produits manufacturés constitués avec deux tôles métalliques collées de part et d'autre d'une âme isolante, généralement en polyuréthane ou en laine de roche. Pour les parements des panneaux sandwichs, il existe une grande variété de motifs, d'apparences et de couleurs proposés par les industriels. Grâce à la combinaison

de leurs matériaux, les panneaux sandwich permettent de réaliser tout-en-un l'isolation et l'étanchéité de la paroi. Ils sont utilisés pour la réalisation de façades rideaux ou semi-rideaux.

Les panneaux sandwich sont fixés sur la structure par des fixations traversantes ou par des fixations cachées. La *Figure 280* montre un exemple d'utilisation de panneaux sandwich pour réaliser une façade de bâtiment (le revêtement intérieur n'étant pas représenté).

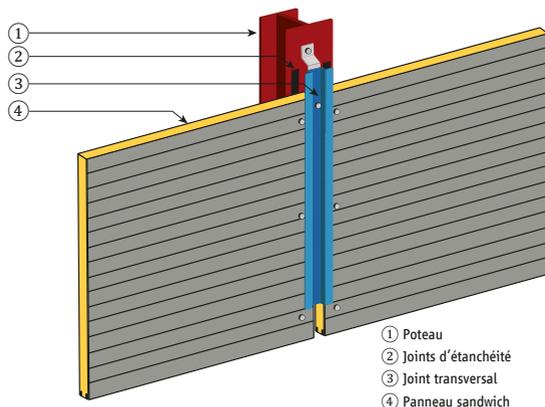


Figure 280: Exemple de façade en panneaux sandwich

8.3.5 Façades rideaux

Par définition, tous les éléments constituant une façade rideau sont placés devant les planchers. Deux grandes familles de façades rideaux peuvent être identifiées :

- les façades rideaux avec ossature secondaire, qui sont assemblées et livrées sur site en pièces détachées (*Figure 281*). L'ossature secondaire est généralement constituée avec des éléments en acier ou en aluminium. Les façades rideaux avec une ossature en bois connaissent toutefois un développement important (cf. [37]). L'ossature secondaire est fixée aux planchers par des attaches avec chevilles ou rail d'ancrage. Ces attaches de l'ossature doivent permettre un réglage dans toutes les directions, la reprise des défauts d'alignement de la structure et la libre dilatation des éléments ;
- les façades rideaux constituées avec des modules préassemblés en usine, comprenant le cadre et le remplissage (*Figure 282*). Le cadre est constitué en acier, en acier inoxydable ou en aluminium. Ce type de façades rideaux est couramment utilisé pour les gros chantiers, en raison de la rapidité de leur pose.

Les façades rideaux sont couvertes par la norme NF DTU 33-1 [22]. Il convient en outre de se référer à la documentation des fabricants. Le guide [76] donne des détails complémentaires.

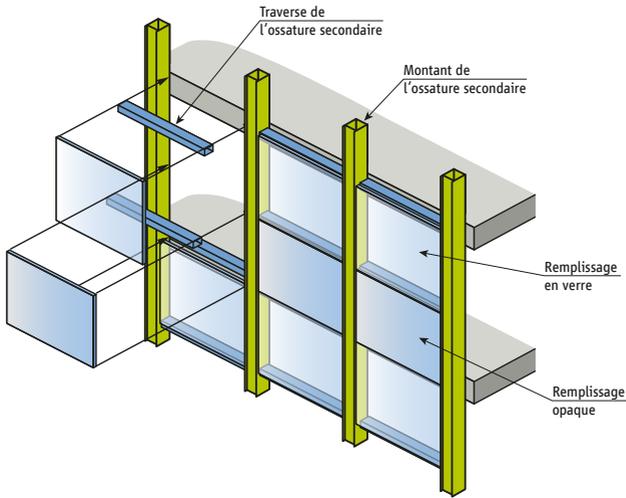


Figure 281: Façade rideau avec ossature secondaire

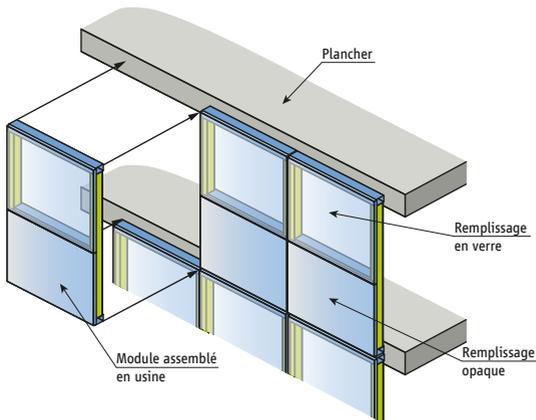


Figure 282: Façade rideau avec modules préassemblés

8.4 Systèmes de toitures/couvertures

8.4.1 Général

Le présent guide ne traite que des solutions acier couramment utilisées pour des bâtiments multi-étagés en charpente métallique :

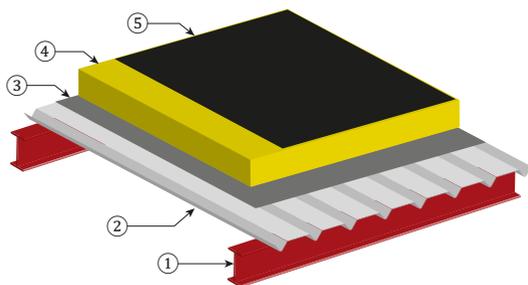
- toitures en tôles d'acier nervurées (TAN) avec revêtement d'étanchéité (cf. § 8.4.2) ;
- couvertures double peau (cf. § 8.4.3) ;
- couvertures en panneaux sandwichs (cf. § 8.4.4).

8.4.2 Toitures en tôles d'acier nervurées (TAN) avec revêtement d'étanchéité

Ces toitures sont composées de tôles d'acier nervurées (TAN) fixées sur l'ossature et assemblées entre elles de façon à fournir un platelage continu destiné à recevoir des panneaux isolants supports de revêtement d'étanchéité (Figures 283 et 284).

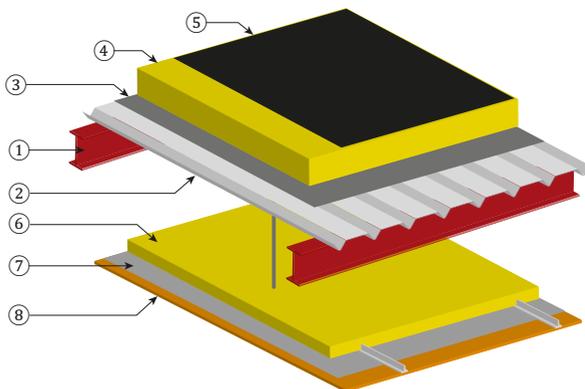
Lorsqu'un traitement de la perméabilité à l'air est prévu dans les documents particuliers du marché, un pare-vapeur peut être mis en œuvre sur les TAN. Ce dernier doit être raccordé à l'éventuel pare-air mis en œuvre au niveau de la façade.

Les toitures en tôles d'acier nervurées étanchées sont couvertes par la norme NF DTU 43.3 [23].



- | | |
|---------------------------------|---------------------------|
| ① Structure porteuse (panne) | ④ Isolant |
| ② Tôles d'acier nervurées (TAN) | ⑤ Revêtement d'étanchéité |
| ③ Pare-vapeur éventuel | |

Figure 283 : Exemple de toiture étanchée sans faux plafond [40]



- | | |
|---------------------------------|---------------------------|
| ① Structure porteuse (panne) | ⑤ Revêtement d'étanchéité |
| ② Tôles d'acier nervurées (TAN) | ⑥ Isolant acoustique |
| ③ Pare-vapeur éventuel | ⑦ Pare-vapeur éventuel |
| ④ Isolant | ⑧ Faux plafond coupe-feu |

Figure 284 : Exemple de toiture étanchée avec faux plafond [40]

8.4.3 Couvertures double peau à trames parallèles ou croisées

Les couvertures double peau sont constituées à partir de deux tôles d'acier nervurées, une à l'intérieure et l'autre à l'extérieur, encadrant des couches d'isolant. Pour la peau intérieure, les tôles d'acier nervurées peuvent être remplacées par des plateaux métalliques. En fonction de l'orientation respective de ces tôles, les couvertures sont dites à trames parallèles ou croisées.

Les couvertures double peau à trames parallèles sont constituées d'une peau intérieure (en plaques nervurées ou plateaux), de nervures parallèles au rampant, de fausses pannes éventuelles reposant ou non sur des pontets, d'une isolation thermique et d'une peau extérieure constituée de plaques nervurées ou ondulées dont les nervures ou ondulations sont parallèles aux lèvres des plateaux ou nervures des plaques de la peau intérieure (*Figure 285*).

Les couvertures double peau à trames croisées sont constituées d'une peau intérieure (en plaques nervurées ou plateaux), perpendiculaire au rampant, de fausses pannes éventuelles reposant ou non sur des pontets, d'une isolation thermique et d'une peau extérieure constituée de plaques nervurées ou ondulées dont les nervures ou ondulations sont perpendiculaires aux lèvres des plateaux ou nervures des plaques de la peau intérieure (*Figure 286*).

Les couvertures à double peau sont couvertes par le DTU 40.35 [24].

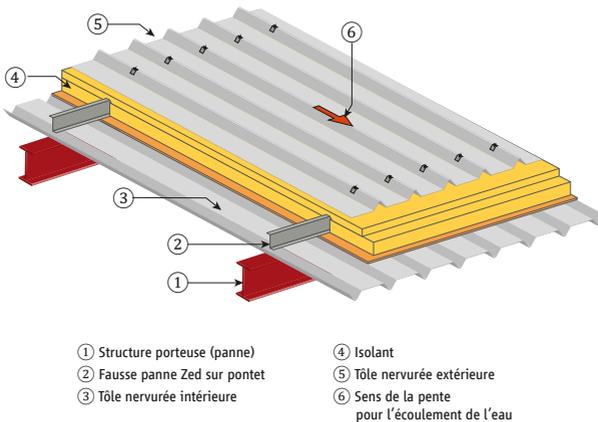


Figure 285 : Exemple de couverture double peau à trame parallèle avec tôles nervurées

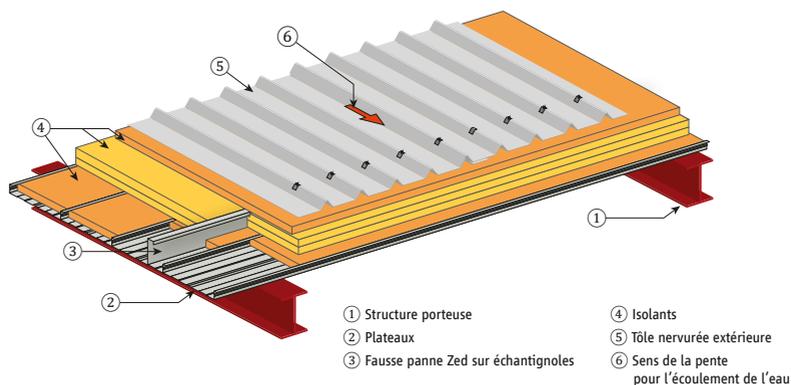


Figure 286 : Exemple de couverture double peau à trame perpendiculaire avec plateaux en face intérieure

8.4.4 Couvertures avec panneaux sandwichs

Comme pour les façades (§ 8.3.4), les panneaux sandwichs peuvent être utilisés pour la couverture en toiture. La Figure 287 montre un exemple d'application.

Des informations complémentaires sur l'utilisation des panneaux sandwichs en couverture peuvent être trouvées dans les références [35] et [38] issues du programme PACTE.

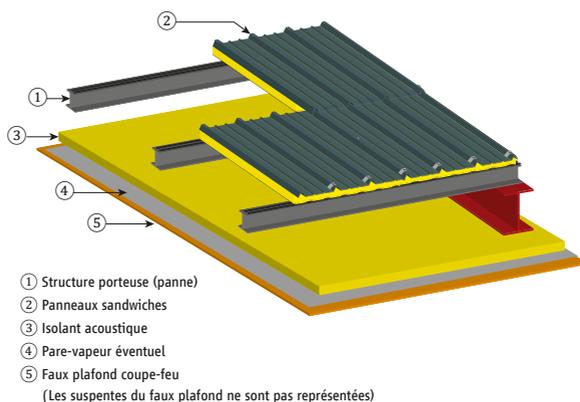


Figure 287 : Exemple de couverture double peau à trame parallèle avec tôles nervurées

Ce glossaire définit les principaux termes utilisés dans le guide. Le lecteur intéressé pourra trouver plus de définitions dans le lexique [77].

Acrotère

Partie de la façade située au-dessus du niveau d'une toiture plate ou à faible pente, cachant cette dernière.

Alvéolaire (poutre)

Les poutres alvéolaires sont des poutres avec des ouvertures d'âme régulièrement espacées. Elles sont obtenues par la découpe longitudinale de l'âme d'un profilé laminé et le soudage des deux parties ainsi obtenues. Le § 4.8 donne le détail du processus de fabrication des poutres alvéolaires.

La forme de la découpe de l'âme donne la forme finale des ouvertures. On peut ainsi obtenir des ouvertures hexagonales, circulaires ou sinusoïdales. Les poutres à ouvertures circulaires sont aussi appelées poutres cellulaires.

Ancrage

Système de liaison d'un élément métallique dans un massif de fondation ou un voile en béton armé.

Arase

Niveau supérieur d'un plancher ou d'un massif de fondation

Armature

Barre en acier utilisée pour renforcer le béton. Elle sert à reprendre les contraintes de traction dans les parties du béton subissant des élongations. Elle permet aussi de limiter la fissuration du béton sous l'effet du retrait du béton. Sa surface comprend des formes (nervures, bossages...) permettant d'augmenter son adhérence avec le béton.

Le béton renforcé par des armatures est appelé béton armé.

Assemblage

Dispositif constructif par lequel sont reliées entre elles plusieurs barres d'une ossature.

Atrium

Cour intérieure, éventuellement couverte.

Bac collaborant

Tôle métallique mince pliée à froid pour former des nervures, servant de coffrage et d'armatures pour la dalle fléchie. La connexion entre le bac et le béton est généralement assurée par les embossages pratiqués sur les flancs ou le sommet des nervures.

Bardage

Parement rapporté à l'extérieur d'une façade, généralement relié à la structure porteuse par l'intermédiaire d'une ossature secondaire. Il donne l'aspect extérieur au bâtiment et contribue à l'étanchéité à l'eau de la façade.

Bèche

Butée constituée à partir d'un tronçon de profilé, soudée sous une platine de pied de poteau et insérée dans le béton de fondation pour reprendre le ou les efforts horizontaux.

Boulon

Organe d'attache utilisé dans un assemblage pour transmettre un effort de traction ou un effort de cisaillement. Il est composé d'une vis, comprenant une partie filetée, un écrou et, dans la plupart des utilisations en charpente métallique, une rondelle.

On distingue les boulons dits ordinaires des boulons à haute résistance avec précontrainte contrôlée, souvent appelés dans le langage courant boulons HR. Les boulons ordinaires sont couverts par la norme NF EN 15048 et sont reconnaissables par le signe SB (pour structural bolt) sur la tête de vis et une face de l'écrou (Figure 288).

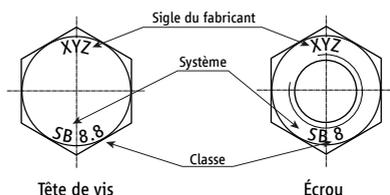


Figure 288: Marquage des boulons ordinaires

Les boulons aptes à la précontrainte utilisés en charpente métallique sont couverts par la norme NF EN 14399. Ils sont marqués par les signes HR ou HV (Figure 289), ou par leur variante HRC et HVP.

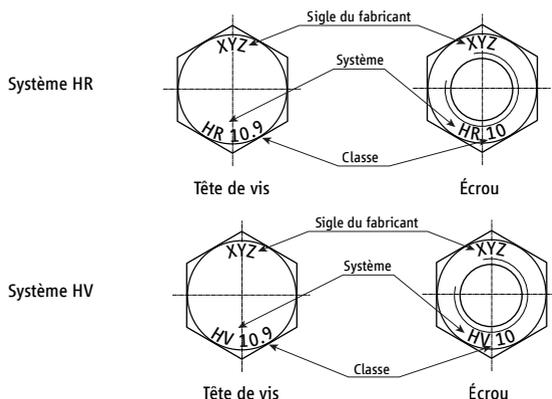


Figure 289: Marquage des boulons aptes à la précontrainte

Le guide de conception [68] donne plus de détails sur l'utilisation et le fonctionnement des boulons.

Calepinage

Plan permettant d'identifier la forme et la position des éléments d'une construction.

Cassette

Produit métallique manufacturé utilisé comme bardage d'un bâtiment, obtenu à partir d'une tôle pliée sur ses quatre bords.

Cellulaire (poutre)

Poutre alvéolaire à ouvertures circulaires.

Cheville

Organe d'attache permettant de transmettre dans un élément en béton un effort de traction, un effort de cisaillement ou les deux. Une cheville peut être utilisée pour assurer l'ancrage d'éléments de charpente métallique, d'équipements ou d'éléments non structuraux dans un bloc de fondation ou dans un voile en béton armé.

Avec une cheville mécanique, l'ancrage dans le béton est obtenu par l'expansion d'une partie métallique à l'extrémité de la tige, qui bloque celle-ci par pression sur les parois du trou.

Pour une cheville chimique, l'ancrage de la tige dans le béton est obtenu grâce à une résine.

Clavetage

Assemblage de deux éléments en béton armé préfabriqué à l'aide d'armatures en attente et d'un joint en béton coulé sur place.

Closoir

Élément utilisé pour le calfeutrement et l'étanchéité.

Connecteur

Organe mécanique servant à solidariser un élément métallique à une partie en béton, par exemple en construction mixte.

Connexion

Action d'empêcher le glissement entre une partie métallique et une autre en béton pour assurer le fonctionnement mixte de l'ensemble.

Ensemble des connecteurs entre un profilé métallique et une dalle en béton armé.

Cornière

Profilé laminé constitué d'une section en forme de L, dont les branches peuvent être de longueur égale ou non. Les bords et l'angle intérieur sont arrondis. Les cornières sont inefficaces en flexion et leur utilisation en tant qu'élément de structure est donc limitée aux ossatures triangulées.

Seules, les cornières sont fréquemment employées en tant qu'éléments tendus au sein d'une triangulation, comme une diagonale de croix de Saint-André ou une lierne. 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 ayant été largement utilisée pour la réalisation de poutres treillis. Les cornières sont également utilisées comme composant d'assemblage.

Le terme « cornière » peut aussi couvrir les sections en forme de L obtenues par pliage (plats pliés).

Costière

Pièce en tôle pliée utilisée en rive d'une dalle ou d'une toiture.

Couvertine

Tôle pliée utilisée pour l'étanchéité de la partie supérieure d'un acrotère.

Déclaration de performances (en anglais Declaration of Performance – DOP)

Description des caractéristiques d'un produit de construction, telles que son étanchéité à l'air ou sa résistance au feu. Une déclaration de performances est nécessaire sur le marché européen afin d'obtenir le marquage CE. Elle permet une comparaison aisée entre les produits.

Diagonale

Barre placée en diagonale, par rapport aux éléments reprenant la flexion, permettant d'assurer le transfert du cisaillement dans une poutre treillis ou la stabilité d'une structure triangulée.

Diaphragme

Comportement d'un plancher ou d'un bac acier qui contribue, par sa rigidité en cisaillement, à la stabilité de la structure ou de certains de ses éléments.

Ductilité

Qualité d'un matériau, d'un élément ou d'un système relative à la capacité de ce dernier de se déformer sans rompre une fois dépassée sa limite de comportement élastique. La caractéristique opposée est la fragilité.

Échantignole

Pièce métallique utilisée pour la fixation d'une panne sur une traverse ou un arbalétrier – Voir § 5.2.8.2 du guide [72].

Écrouissage

Augmentation de la limite d'élasticité d'un matériau par plastification.

Élasticité

Propriété d'un matériau qui se déforme de manière réversible sous l'effet d'un chargement.

Enrobage

Épaisseur séparant un composant métallique inséré dans un élément en béton de la face extérieure, préservant ce composant de la corrosion et assurant éventuellement son adhérence avec le béton.

Évaluation technique européenne (en anglais European Technical Assessment - ETA)

Une évaluation technique européenne (ETE) permet de démontrer qu'un produit de construction répond à des exigences minimales, concernant en particulier la sécurité. Elle

concerne les produits qui ne sont pas couverts par une norme européenne harmonisée et elle permet d'obtenir le marquage CE. Le processus de délivrance d'une évaluation technique européenne est décrit dans le référentiel normatif spécifique des EAD (European Assessment Documents).

Faux plafond

Système suspendu sous une dalle de plancher ou une toiture, réduisant la hauteur de la pièce, permettant l'amélioration des qualités esthétiques, thermiques ou acoustiques du plancher.

Flèche

Déplacement vertical maximal d'une poutre fléchie sous l'effet d'un chargement.

Fluage

Phénomène physique par lequel un matériau soumis à des contraintes à long terme subit une déformation irréversible différée, c'est-à-dire non instantanée.

Goujon

Type de connecteur constitué d'une tige métallique, surmontée d'une tête, soudée sur l'élément en acier connecté au béton.

Intumescent

Se dit d'une peinture qui gonfle lorsque sa température augmente sous l'effet d'un incendie, ce qui lui permet d'assurer l'isolation thermique des éléments métalliques qu'elle recouvre.

Joint de dilatation

Dispositif permettant d'absorber les déformations dans les éléments d'une structure sous l'effet d'une variation des températures au cours de la vie de l'ouvrage, et pour le cas du béton, sous l'effet du retrait. La largeur du joint est calculée pour compenser la dilatation.

Joint de fractionnement

Séparation physique entre deux parties d'un même bâtiment, permettant d'obtenir deux structures indépendantes d'un point de vue du comportement sismique. La largeur du joint est calculée pour éviter l'entrechoquement sous séisme des deux structures.

Laminage à chaud

Procédé industriel consistant à faire passer un matériau, porté à haute température, entre deux cylindres tournant en sens contraire. L'effort exercé par les cylindres et la forme de ces derniers permettent de donner progressivement à l'élément sa forme définitive.

Long pan

Façade la plus longue d'un bâtiment

Marquage CE

Système permettant la mise sur le marché européen de produits. Il garantit un niveau minimum concernant la sécurité, la santé, l'environnement et la protection du consommateur, tout en actant la libre circulation des marchandises en Europe.

Un produit de construction peut être marqué CE dès lors qu'il est couvert par une déclaration de performances (DoP) et est conforme aux exigences d'une norme européenne harmonisée (hEN) ou d'une évaluation technique européenne (ETE).

Nervure

Pli pratiqué dans un élément formé à froid pour augmenter sa rigidité et sa résistance dans une direction.

Norme européenne harmonisée

Norme élaborée par un organisme européen de normalisation (CEN pour la charpente métallique) en réponse à un mandat de la Commission européenne. Lorsqu'un produit de construction est couvert par une norme européenne harmonisée, le fabricant a l'obligation d'apposer le marquage CE et de fournir une déclaration de performances.

Ouverture d'âme

Trou pratiqué dans l'âme d'un profilé pour assurer le passage de réseaux ou modifier l'aspect esthétique.

Panne

Poutre horizontale reliant les fermes d'une toiture et assurant le report des charges de la couverture vers celles-ci.

Panneau sandwich

Produit manufacturé constitué par une âme en matériau isolant (polyuréthane rigide, laine minérale ou polyisocyanurate) sur laquelle sont collées deux peaux en tôle d'acier, plus rarement en aluminium (*Figure 290*). Ce produit est couvert par la norme [19]. Il peut être utilisé pour réaliser la couverture en toiture ou pour la façade. La face interne est généralement plane, tandis que la face externe peut présenter des nervures permettant d'augmenter sa résistance mécanique à la flexion (panneau à parement nervuré). En toiture, on utilise souvent des panneaux sandwichs avec tôles extérieures nervurées.

Les recommandations professionnelles du programme RAGE donnent les règles de conception et de mise en œuvre pour une utilisation en toiture [35] et en façade [36].

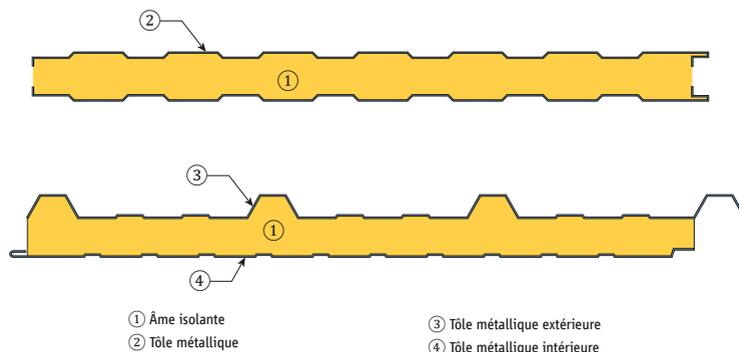


Figure 290: Exemples de sections de panneaux sandwichs

Parement

Surface extérieure apparente d'un bâtiment.

Pignon

Façade d'un bâtiment donnant sa pente à la toiture. Dans les bâtiments à toiture plate, façade la plus courte.

Plasticité

Propriété d'un matériau qui se déforme de manière irréversible sous l'effet d'un chargement.

Platine

Plaque métallique soudée à l'extrémité d'un poteau ou d'une poutre, perpendiculairement à leur axe, permettant de réaliser un assemblage.

Plénum

Espace entre le faux plafond et la dalle ou la toiture.

Pontet

Dans une couverture à double peau, dispositif positionné au-dessus de la peau intérieure, généralement un oméga, en appui sur l'ossature (pannes) et servant d'appui à la fausse panne.

Poteau

Élément vertical d'une structure collectant les efforts appliqués aux planchers, aux toitures et aux poutres pour les transmettre aux fondations.

Poutre

Élément généralement horizontal d'une structure reportant les efforts appliqués aux planchers ou à la toiture vers les poteaux.

Profil creux

Barre à section fermée, le plus fréquemment de forme circulaire, carrée ou rectangulaire. (voir la *Figure 291*).

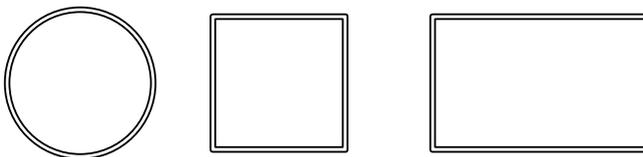


Figure 291: Profils creux utilisés pour les bâtiments en acier

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 ou montant comprimé dans une ossature triangulée, pour leur adéquation vis-à-vis des sollicitations et/ou par choix esthétique.

Profil mince formé à froid

Profilé obtenu par le formage à froid d'une tôle de faible épaisseur. 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 292* ;
- les produits plats, dont quelques exemples sont montrés sur la *Figure 294*.

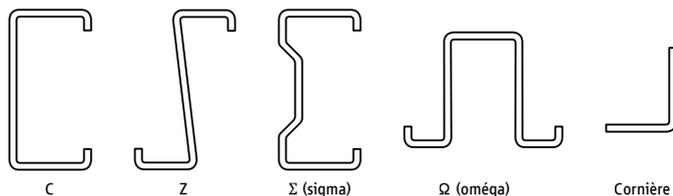


Figure 292: Produits longs formés à froid

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, comme des pannes, des lisses ou des solives. Ce type de sections 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 sont également produites pour des utilisations spécifiques, comme des chéneaux, des couvertines, ou des bandes de rive ou de faitage. La *Figure 293* présente quelques exemples de ce type de sections.

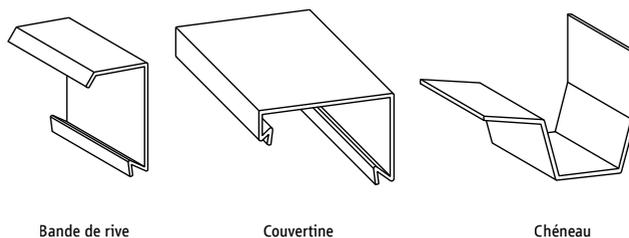


Figure 293: Exemples de sections particulières formées à froid

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.

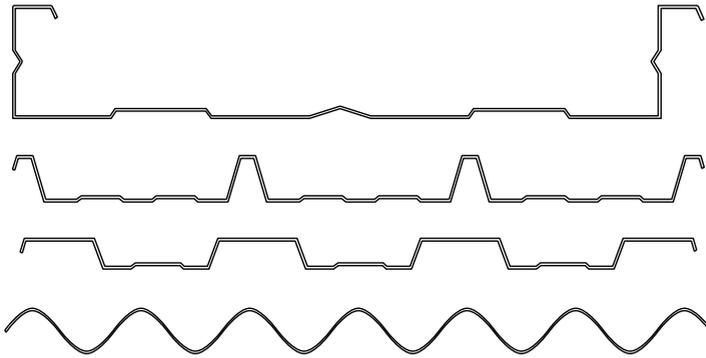


Figure 294: Exemples de produits plats formés à froid

Profilé laminé à chaud

Profilé obtenu par laminage à chaud. La *Figure 295* 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.

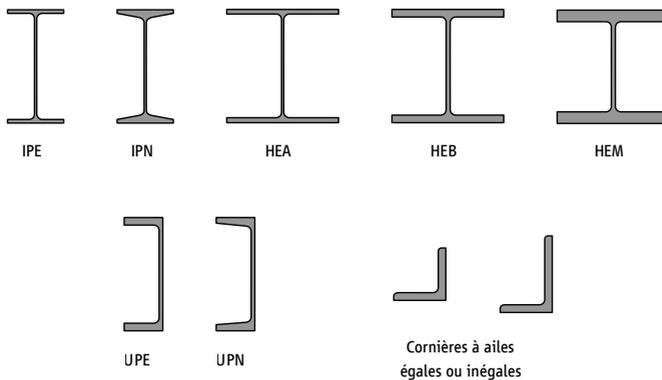


Figure 295: Section des principales séries de profilés laminés

Dans les sections en I ou H (voir la *Figure 296*), l'essentiel de la matière est concentré dans les semelles, loin du centre de gravité. L'âme qui les relie reste relativement fine. Ces profilés sont très utilisés dans les ossatures métalliques qui assurent la reprise des charges par flexion des composants.

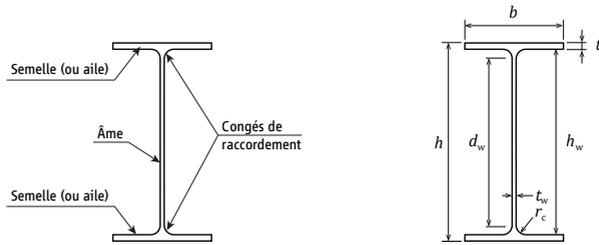


Figure 296 : Terminologie et notations



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).

Profilé reconstitué par soudage (PRS)

Profilé obtenu par le soudage de tôles planes. Il est possible, par ce procédé, de s'affranchir des dimensions standardisées des profilés laminés (Figure 297 a), 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 (b) est également possible. Des sections en caisson (c) 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.

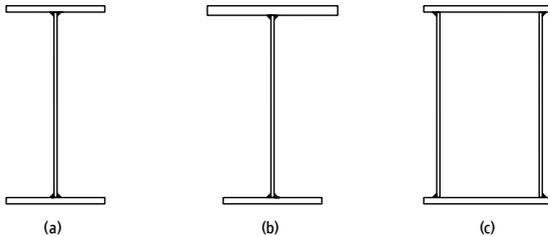


Figure 297 : Exemple de profilés reconstitués par soudage

Le guide [72] donne plus de détails sur les sections PRS.

Raidisseur

Pièce métallique, généralement constituée d'un plat, d'une cornière ou d'un Té, soudée sur une plaque afin d'augmenter sa rigidité et sa résistance.

Rampant

Pour une toiture, direction inclinée suivant la ligne de plus grande pente.

Réservation

Cavité prévue lors du coulage du béton dans un massif de fondation, un voile ou un plancher, afin de permettre le passage ultérieur d'un élément, d'un équipement ou la réalisation en seconde phase d'un système d'ancrage.

Retrait (du béton)

Phénomène physico-chimique dû à une perte d'eau au cours du temps, provoquant la réduction des dimensions des éléments en béton. Il dépend de l'humidité ambiante et reste indépendant du chargement.

Rive

Désigne l'élément d'une ossature situé à l'une des extrémités de la structure.

Solive

Poutre secondaire de l'ossature d'un plancher, généralement supportée par des poutres principales.

Taquet

Pièce métallique à section carrée ou rectangulaire, soudée sur une platine afin de bloquer les déplacements transversaux d'un élément.

Tige d'ancrage

Organe de fixation utilisé pour réaliser un ancrage, constitué d'une tige dont une extrémité est filetée et l'autre extrémité est scellée dans un massif ou un voile en béton armé.

Trame

Quadrillage fictif correspondant à la disposition dans un plan des éléments d'une ossature.

Treillis

Système constructif dans lequel l'âme pleine d'une barre (poteau, poutre) est remplacée par un ensemble de barres organisées en triangles de façon à procurer la rigidité et la résistance adéquates.



Figure 298 : Exemple de poutre treillis

Treillis soudé

Réseau d'armatures croisées à 90° et soudées entre elles aux points d'intersection, utilisé dans les dalles et les voiles en béton.

10.1 Références normatives et recommandations

10.1.1 Général

Sont données ici en extrait les principales références réglementaires ou normatives utiles pour la construction métallique. D'une manière plus générale, la *Revue Construction Métallique* publie chaque année la liste actualisée des arrêtés, normes et recommandations applicables.

10.1.2 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 1992** : Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Toutes parties et annexes nationales.
- [5] **NF EN 1993** : Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Toutes parties et annexes nationales.
- [6] **NF EN 1994** : Eurocode 4 – Calcul des structures mixtes acier-béton – Toutes parties et annexes nationales.
- [7] **NF EN 1998** : Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance au séisme – Parties 1 et 5 et annexes nationales.
- [8] **NF EN 10025** : Produits laminés à chaud en aciers de construction – 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.
- [11] **NF EN ISO 14555** : Soudage - Soudage à l'arc des goujons sur les matériaux métalliques.
- [12] **NF EN ISO 13918** : Soudage - Goujons et bagues céramiques pour le soudage à l'arc des goujons.
- [13] **NF EN 10080** : Aciers pour l'armature du béton - Aciers soudables pour béton armé – Généralités.

- [14] **NF EN 10210** : Profils creux de construction finis à chaud en aciers – Parties 1 à 3.
- [15] **NF EN 10219** : Profils creux de construction en acier, soudés et formés à froid – Parties 1 à 3.
- [16] **NF EN 10365** : Profilés en U en aciers laminés à chaud, poutrelles I et H - Dimensions et masses – Mars 2017.

10.1.3 Autres normes européennes

- [17] **NF EN ISO 10211** : Ponts thermiques dans les bâtiments - Flux thermiques et températures superficielles - Calculs détaillés – Juillet 2017.
- [18] **NF EN ISO 9972** : Performance thermique des bâtiments - Détermination de la perméabilité à l'air des bâtiments - Méthode de pressurisation par ventilateur – Octobre 2015.
- [19] **NF EN 14509** : Panneaux sandwichs autoportants, isolants, double peau à parements métalliques - Produits manufacturés - Spécifications – Novembre 2013.

10.1.4 Normes françaises

- [20] **NF A35-080-1** : Aciers pour béton armé - Aciers soudables – Parties 1 et 2.
- [21] **NF DTU 32.1** : Travaux de bâtiment - Charpente et ossatures en acier – Toutes les parties.
- [22] **NF DTU 33.1** : Travaux de bâtiments - Façades rideaux – Partie 1-1: Cahier des clauses techniques types – AFNOR – Mai 2008.
- [23] **NF DTU 43.3** : Travaux de bâtiment - Mise en œuvre des toitures en tôles d'acier nervurées avec revêtement d'étanchéité – AFNOR – Avril 2008.
- [24] **NF P34-205** : DTU 40.35. Travaux de bâtiment - Couverture en plaques nervurées issues de tôles d'acier revêtues – AFNOR – Mai 1997.
- [25] **NF 531-080** : Acoustique - Bureaux et espaces associés - Niveaux et critères de performances acoustiques par type d'espace – AFNOR – Janvier 2006.

10.1.5 Normes ISO

- [26] **ISO 10137** : Bases du calcul des constructions - Aptitude au service des bâtiments et des passerelles sous vibrations – Norme internationale ISO – Novembre 2007.

10.1.6 Recommandations

- [27] **BNCM/CNC2M N0035** : Recommandations pour le dimensionnement parasismique des structures en acier et mixtes non ou faiblement dissipatives – Juillet 2013.
- [28] **BNCM/CNC2M N0095** : Recommandations pour l'application de la norme NF EN 1993 (Eurocode 3), Version 2 – Mars 2014.
- [29] **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.
- [30] **BNCM/CNC2M N0175** : Recommandations pour le dimensionnement des assemblages selon la NF EN 1993-1-8 – Avril 2015.
- [31] **BNCM/CNC2M N0199** : Recommandations pour le dimensionnement des poutres en acier avec ouvertures dans l'âme selon la NF EN 1993 – Juillet 2015.
- [32] **BNCM/CNC2M N0380** : Recommandations pour l'application de la NF EN 1991-1-4 aux charpentes et ossatures en acier de bâtiment, Juillet 2017.
- [33] **Programme PACTE** : Recommandations professionnelles pour la conception et la réalisation de planchers collaborants acier béton – Juillet 2020.
- [34] Recommandations professionnelles **RAGE** : Bardages en acier protégé et en acier inoxydable – Conception et mise en œuvre – Juillet 2014.
- [35] Recommandations professionnelles **RAGE** : Couvertures en panneaux sandwich à deux parements en acier et à âme polyuréthane - Conception et mise en œuvre – Décembre 2014.
- [36] Recommandations professionnelles **RAGE** : Bardages en panneaux sandwich à deux parements en acier et à âme polyuréthane - Conception et mise en œuvre – Décembre 2014.
- [37] **Programme PACTE** : Recommandations professionnelles - Conception, fabrication et mise en œuvre des façades rideaux mixtes bois-aluminium – Mars 2021.
- [38] Calepins de chantier **PACTE** : Couvertures en panneaux sandwich à deux parements en acier et à âme polyuréthane - Conception et mise en œuvre – Mai 2017.
- [39] Calepins de chantier **PACTE** : Bardages double peau en acier protégé et en acier inoxydable – Décembre 2018.
- [40] **Catalogue Construction Métallique** : Fiches techniques décrivant les pratiques standardisées, les détails techniques et les performances des systèmes constructifs en métal, élaborées dans le cadre du programme PACTE – Accessible depuis l'adresse <https://catalogue-construction-metallique.com>.
- [41] Dimensionnement parasismique des éléments non structuraux du cadre bâti - Justifications parasismiques pour le bâtiment à risque normal – édition 2014.
- [42] **CPT 3730 V2** : Cahier des prescriptions techniques communes aux procédés de planchers collaborants – e-Cahiers du CSTB – Octobre 2014.
- [43] **eCahier du CSTB 3747** : Guide d'évaluation des ouvrages de bardage incorporant des parements traditionnels en clins ou en lames et cassettes métalliques – CSTB – Mai 2014.
- [44] **Feldmann M. et al.** : Human induced vibrations of steel structures (Hivoss) – RFCS – 2008.
- [45] **Smith A.L., Hicks S.J., Devine P.J.** : Design of floors for vibrations: a new approach – SCI Publication P354, The Steel Construction Institute - Revised Edition – February 2009.

- [46] **Lemaire V.** - Phase avant-projet : Joints de dilatation dans les structures en acier - Document Access Steel SS017a-FR-EU – Décembre 2005.
- [47] Bâtiments à ossature métallique et planchers mixtes acier-béton - Recommandations professionnelles pour la définition de la distance entre joints de dilatation – *Revue Construction Métallique* n° 2022-2, pp 115-137.
- [48] **FD P50-784** : Performance thermique des bâtiments - Guide d'application de la norme NF EN ISO 9972 – Juillet 2016.

10.2 Textes réglementaires

- [49] **Code de la construction et de l'habitation** – Version consolidée de juin 2022.
- [50] **Arrêté du 10 septembre 1970** – Classification des façades vitrées par rapport au danger d'incendie.
- [51] **Arrêté du 25 juin 1980** portant approbation des dispositions générales du règlement de sécurité contre les risques d'incendie et de panique dans les établissements recevant du public (ERP).
- [52] **Arrêté du 31 janvier 1986** relatif à la protection contre l'incendie des bâtiments d'habitation.
- [53] **Décret n° 92-332 du 31 mars 1992** modifiant le code du travail et relatif aux dispositions concernant la sécurité et la santé que doivent observer les maîtres d'ouvrage lors de la construction de lieux de travail ou lors de leurs modifications, extensions ou transformations. NOR: TEFT9204543D.
- [54] **Arrêté du 30 mai 1996** relatif aux modalités de classement des infrastructures de transports terrestres et à l'isolement acoustique des bâtiments d'habitation dans les secteurs affectés par le bruit. NOR: ENVP9650195A.
- [55] **Arrêté du 30 juin 1999** relatif aux caractéristiques acoustiques des bâtiments d'habitation. NOR: EQUU9900634A.
- [56] **Arrêté du 21 novembre 2002** relatif à la réaction au feu des produits de construction et d'aménagement. NOR: INTE0200644A.
- [57] **Arrêté du 14 février 2003** relatif à la performance des toitures et couvertures de toiture exposées à un incendie extérieur. NOR: INTE0300096A.
- [58] **Arrêté du 22 mars 2004** relatif à la résistance au feu des produits, éléments de construction et d'ouvrages. NOR: INTE0400222A.
- [59] **Décret n° 2010-1254** du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique (JORF, 24/10/10; NOR: DEVP0910497D).
- [60] **Décret n° 2010-1255** du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français (JORF, 24/10/10; NOR: DEVP0823374D).
- [61] **Arrêté du 22 octobre 2010** relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal » (JORF, 24/10/10; NOR: DEVP1015475A).

- [62] **Décret n° 2011-604 du 30 mai 2011** relatif à l'attestation de prise en compte de la réglementation acoustique à établir à l'achèvement des travaux de bâtiments d'habitation neufs (JORF, 31/05/22 ; NOR : DEVL1102648D).



Pour les textes réglementaires, il convient de toujours considérer la version à jour à date d'utilisation, prenant en compte les éventuels arrêtés modificatifs. La version à jour d'un texte peut facilement être consultée sur le site internet www.legifrance.gouv.fr.

10.3 Autres références

10.3.1 Ouvrages

- [63] **Antropius J-D.** (1995). Planchers à bacs collaborants. Collection CTICM.
- [64] **Bitar D., Engel P.** (2009). Planchers mixtes. Guide de conception et de calcul des planchers mixtes. ArcelorMittal. 252 p.
- [65] **Daussy R.** (1965). Guide pratique de charpente métallique. Société de diffusion des techniques du bâtiment et des travaux publics. 222 p.
- [66] **Hirt M., Bez R., Nussbaumer A.** Traité de Génie Civil de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Volume 10 – Construction Métallique. Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement. Presses Polytechnique et Universitaire Romandes. 494 p.
- [67] **Hirt M., Crisinel M.** (2022). 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. 4^e édition. 736 p.
- [68] **Kurobane Y., Packer J.A., Wardenier J., Yeomans N.** Guide de dimensionnement pour les assemblages de poteaux structurels en profils creux. CIDECT – TÜV Media (2006). 206 p.
- [69] **Maitre P.** (2022). Formulaire de la construction métallique selon l'Eurocode 3. Éditions du Moniteur, 5^e édition. 560 p.
- [70] **Perchat J.** (2017). Traité de béton armé selon l'Eurocode 2 – 3^e édition. CHEC. Éditions Le Moniteur. 810 p.
- [71] **Renaud C.** – Sécurité incendie et résistance au feu des structures métalliques. Collection CTICM. 2014. 116 p.
- [72] **Rodier A.** (2022). Conception des bâtiments simples à ossature en acier. CTICM. 156 p.
- [73] **Vassart O., Zhao B.** – FRACOF – Évaluation de la résistance au feu des planchers mixtes partiellement protégés – Guide de dimensionnement – ArcelorMittal CTICM.
- [74] SCI - Steel Designer's Manual (2016). 7th edition. Wiley. 1400 p.
- [75] CAPEB, CTICM & ConstruireAcier (2008). Structures métalliques – Ouvrages simples – Guide technique et de calcul d'éléments structurels en acier. 96 p.
- [76] Façades Rideaux – Guide Pratique – Performances, mise en œuvre, entretien et maintenance, en application de la norme NF DTU 33.1 – Éditions CSTB – Juillet 2012. 83 p.

- [77] Lexique de construction métallique et de résistance des matériaux – ConstruireAcier – mai 2013. 368 p.

10.3.2 Articles et références diverses

- [78] **Delesques R.** (1979). Les règles de l'art en construction métallique. *Revue Construction Métallique*, CTICM. Vol n° 2/1979, pp 3-14.
- [79] **Ben Larbi A.**- Condensation dans les bâtiments à enveloppe métallique: du phénomène physique aux bonnes pratiques de conception – *Revue Construction Métallique*. CTICM. Vol n° 4/2007, pp 47-67.
- [80] **Ben Larbi A., Couchaux M., Thauvoye C., Sautot. C.** - Solutions simples de réducteur thermique pour les structures métalliques rapportées sur un support en béton – *Revue Construction Métallique*. CTICM. Vol n° 1/2021, pp 3-31.
- [81] **Ben Larbi A., Couchaux M., Thauvoye C., Sautot. C.** – Mechanical and fire tests on thermal breaks attached to concrete supports - *Journal of Constructional Steel Research*. Vol 190 (March 2022).
- [82] **Ben Larbi A., Couchaux M., Bouchair. A.** – Rupteur thermique par sabot porteur pour les structures métalliques rapportées – *Revue Construction Métallique*. CTICM. Vol n° 1/2016, pp 3-18.
- [83] **Bihina G., Roosefid M., Zhao B., Vassart O.** – Vérification de la résistance au feu des dalles mixtes acier-béton selon la méthode Fracof – *Revue Construction Métallique*. CTICM. Vol n° 3/2013, pp 3-26.
- [84] **Bihina G., Roosefid M., Zhao B., Vassart O.** – Application de la méthode Fracof – *Revue Construction Métallique*. CTICM. Vol n° 3/2013, pp 27-40.
- [85] **Couchaux M.** (2015). Pieds de poteaux encastres de sections en I/H par platine d'assise. *Revue Construction Métallique*, CTICM. Vol n° 3/2015, pp 43-70.
- [86] **Martin P-O., Nguyen T-M.** – Résistance au déversement d'une solive de plancher en phase de construction – Maintien par le bac métallique – *Revue Construction Métallique*. CTICM. Vol n° 3/2022, pp 3-29.
- [87] **Martin P-O., Nguyen T-M.** – Résistance au déversement d'une solive de plancher en phase de construction – Maintien par le bac métallique – Partie 2: vérification du bac et de ses fixations – *Revue Construction Métallique*. CTICM. Vol n°4/2022, pp 71-86.
- [88] **Martin P-O., Sautot S.** (2019). Calcul de l'effectif et classement pour un établissement recevant du public (ERP). *Revue Construction Métallique*, CTICM. Vol n° 3/2019, pp 30-38.
- [89] Documentation Access Steel – Série d'environ 250 documents pdf, accessibles gratuitement depuis le site internet www.cticm.com
- [90] Centre suisse de la construction métallique (2006). Concevoir et construire – Bases conceptuelles des charpentes métalliques. Steeldoc 01/06 – tec01.

10.4 Index

A	
acoustique	153, 155, 264, 266
acrotère	275, 278
adhérence	19, 78, 87, 91, 92, 134, 135, 249, 275
aléa	65, 71
alvéolaire (poutre)	111, 113, 153, 155, 176, 179, 180, 275, 277
amortissement	181, 182, 183
appui	
à grain	102
glissant	45
appui à grain	102
arase	30, 111, 179, 230, 275
armatures	
anti-fissuration	76, 134, 135, 173
béton armé	73, 74, 75, 156, 245, 246, 248, 275
coudées	228
de chaînage	206
de continuité	127, 134, 168, 169, 173, 207, 214
définitions	78, 79, 130, 174, 209, 275
de fondation	95
durabilité des	135
enrobage des	91, 92, 126
longitudinales	174, 205, 221, 226, 227, 229
poteaux mixtes	86, 89, 90, 91, 106
pour enrobage	116
pour l'incendie	62, 130, 136, 170, 175
recouvrement des	106
transversales	130, 131, 132, 133, 167
utilisées comme connecteurs	112
ascenseur	16, 24, 29, 35, 39, 40, 189
assemblage	
à double cornière	62, 138, 148, 214, 216, 217, 229, 230, 231
atrium	28, 35, 275
avant-projet	23, 24, 25, 83, 136
B	
bardage	267, 276
bâtiments	
de bureaux 15, 16, 23, 29, 30, 31, 34, 39, 49, 52, 55, 65, 66, 84, 126, 135, 147, 156	
d'habitation	7, 30, 34, 39, 50, 51, 52, 66, 84, 135, 181, 266

bèche.....	96, 102, 105, 247, 276
boite à grain	Voir appui à grain
bureau d'études	7, 246, 256

C

cadre 89	
calepinage	122, 129, 277
cassette.....	266, 268, 277
catégorie	
d'établissement	50
d'importance	65, 67
cellulaire (poutre)....	19, 32, 34, 35, 114, 121, 136, 142, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 155, 275, 277
cheville	168, 249, 270, 277
classe	
de boulonnerie	81
de ductilité	66, 67, 68, 79
de performances.....	47
de résistance.....	74, 75, 92
d'exposition.....	48, 92, 93, 94, 126, 135
structurale	92
classification	29, 32, 94, 95
clavetage	176, 205, 277
cloisonnement.....	26
closoir 163, 164, 170, 277	
coefficient	
de comportement.....	66, 67, 68
partiel	75
coffrage	19, 86, 111, 153, 154, 155, 156, 163, 175, 177, 179, 211, 246
combustibilité	47
confinement.....	16, 49, 78, 86, 110
connecteur	43, 44, 62, 106, 111, 112, 118, 122, 124, 125, 126, 127, 128, 129, 130, 132, 166, 178, 207, 208, 220, 227, 228, 247, 277
connexion	20, 42, 78, 111, 112, 118, 122, 124, 125, 128, 130, 133, 147, 156, 167, 172, 205, 207, 208, 246, 277
contreflèche	77, 150, 151
contreplaque	96
contreventement	8, 24, 40, 41, 65, 69, 180, 185, 186, 187, 188, 189, 191, 192, 193, 194, 196, 197, 199, 201, 202, 205, 207, 208, 211, 213, 214, 235, 240, 245
cornière	163, 166, 169, 172, 192, 194, 202, 240, 251, 277
cornière clouée.....	118
corrosion.....	59, 87, 92, 94, 125, 135, 158

costière	163, 164, 165, 166, 278
coûts	
de construction	23, 24, 29, 31, 34, 67, 118
d'exploitation	24, 29
couturage	172
couvertine	278
crosse	103, 104

D

dallage	257
dessiccation	76
diagonale	100, 192, 196, 209, 225, 240, 241, 242, 243, 244, 277
diaphragme	44, 168, 169, 172, 176, 180, 185, 186, 199, 202, 205, 206, 207, 208, 209, 253
dilatation	40, 41
dimensionnement en capacité	67
dispositions constructives	7, 135, 148, 168, 178, 196, 204, 205, 254, 268
double peau	267

E

échantignole	274, 278
éclairage	136
éclairage	
artificiel	26
naturel	26, 28, 40
écrouissage	278
élancement	87, 140, 146, 186, 196, 218, 241
éléments minces	267, 269
emboîtement	133, 163, 172
embossage	156
enrobage	63, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 111, 115, 125, 126, 132, 135, 179, 278
équipements	24, 29, 31, 136, 150, 156, 210, 266, 277
ERP	39, 50, 51, 66, 292
escaliers	35, 39, 40, 189
esquisse	23, 24, 30, 34, 41, 83, 84, 253
étaieement	25, 36, 38, 76, 78, 112, 154, 159, 177, 180, 211
étanchéité	42, 48, 57, 160, 163, 164, 166, 167, 168, 169, 170, 263, 264, 265, 268, 271, 272
étrier	90, 116
excentrement	68, 101, 105, 137, 141, 194, 198, 203, 216, 217, 244, 248
exécution	23, 24, 25, 84, 91, 125, 126, 155, 191, 220, 231, 251, 287

F

façades 15, 16, 19, 23, 24, 25, 26, 27, 29, 31, 34,
35, 36, 38, 40, 83, 84, 186, 188, 199, 202, 236, 253, 254, 255, 256, 257,
260, 261, 264, 267, 268, 269, 270, 272

façades rideaux 267

faux-plafond 30, 58, 136, 183, 272, 279

fissuration 73, 76, 78, 86, 128, 130, 134, 135, 138, 156, 173, 174, 275

fluage 40, 75, 77, 150, 151, 279

fondations 23, 25, 29, 33, 36, 83, 95, 96, 103, 104, 105, 107, 118, 186, 188, 194,
254, 277

G

goujon 90, 106, 111, 112, 116, 118, 120, 122, 124, 125, 126, 128, 207, 208,
246, 247, 287

gousset 62, 148, 203, 216, 217, 218, 219, 220, 222, 229, 234, 237, 239, 240,
241, 242, 243, 244, 246, 248, 250

gros œuvre 23

I

ICPE 50

IGH 30, 32, 50, 51, 52, 65

incendie 46, 118

incendie normalisé 53, 55, 56, 175

incendie réel 47, 49, 53, 55

ingénierie de la sécurité incendie 53, 55

intumescent 279

intumescente (peinture) 56, 59

J

joint de dilatation 279

joint de fractionnement 279

L

liernes 25

long pan 279

M

maître d'œuvre 23

maître d'ouvrage 23, 24

maîtrise de la fissuration 134, 135, 214

massivité 54, 55, 57

matériau8, 15, 23, 24, 34, 41, 47, 56, 67, 71, 73, 74, 75, 255, 262, 266
 membrane60, 61, 268

N

noyau40, 41, 42, 62, 114, 136, 168, 180, 189, 190, 191, 197, 198, 201, 207

O

opacité.....47
 ouverture d'âme.32, 113, 114, 136, 137, 138, 139, 140, 141, 142, 144, 275, 280

P

palée de contreventement..40, 42, 62, 69, 70, 100, 180, 191, 195, 200, 201, 205,
 206, 209, 228, 240, 241
 panne280
 panneaux sandwichs255, 267, 269, 280
 pannes25
 parasismique.....8, 28, 46, 65, 66, 68
 parcelle.....25, 27
 permis de construire.....23, 24, 266
 pied de poteau ..25, 36, 94, 95, 96, 100, 102, 104, 105, 106, 107, 108, 196, 198,
 246
 pignon281
 plaquette d'ancrage103, 104
 plateau26, 28, 34
 platine préscellée102, 105
 plénum19, 30, 31, 32, 36, 58, 281
 porte-à-faux.....70, 165, 166
 préscellée (platine).....96, 245, 246, 247, 248, 249
 profil creux.....56, 84, 85, 86, 87, 100, 281
 profilé laminé.....84, 85, 111, 114, 142, 147, 192, 225, 226, 231, 235, 275, 277,
 283, 284
 profilé reconstitué par soudage (PRS).....86, 284
 projet.....7, 8, 16, 23, 24, 25, 74, 84, 134, 135, 186, 191, 214
 protection incendie.....55, 56, 59, 60, 61, 112, 136, 179

R

rampant.....284
 réaction au feu47, 254, 255
 réglementation
 incendie29, 32, 41, 47, 50
 parasismique65
 réglementations24

règles d'urbanisme.....	24, 25, 29, 32, 253
régularité.....	69, 70, 71
réseaux.....	16, 30, 35, 40, 58, 66, 110, 111, 113, 114, 136, 137, 142, 153
réservation.....	95, 216, 245, 284
résistance au feu.....	47, 48, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 58, 59, 60, 88, 91, 116, 175, 180, 255
résonance.....	181
retrait.....	40, 41, 42, 43, 75, 76, 77, 78, 79, 150, 151, 156, 191, 214, 275, 285
rive.....	62, 63, 84, 133, 163, 166, 170, 206, 228, 230, 236, 282, 285

S

sécurité incendie.....	29
situation d'incendie.....	48, 53, 54, 60, 63, 87, 88, 116, 156, 175, 176, 249
solive.....	25, 36, 37, 38, 61, 62, 63, 64, 109, 110, 111, 113, 114, 147, 153, 158, 159, 172, 173, 179, 230, 231, 245, 282, 285
sommier.....	104, 105
spectre.....	64

T

taquet.....	96, 102
tige d'ancrage.....	95, 96, 100, 103, 106, 245, 246, 247, 285
tolérance.....	40, 55, 91, 95, 96, 168, 191, 195, 251
torsion.....	40, 68, 69, 186, 187, 199, 210, 281, 284
trame.....	8, 16, 23, 33, 34, 35, 36, 38, 40, 83, 273, 285
treillis.....	155, 191, 201, 202, 233, 278, 285
treillis soudé.....	60, 62, 78, 130, 132, 134, 156, 173, 174, 285
trémie.....	206, 209

V

vérinage.....	151
vibratoire.....	153, 155, 181, 182, 183
Vierendeel (effet).....	137, 139, 141
voile.....	114, 168, 169, 186, 191, 205, 207, 214, 228, 245, 246, 247, 248, 249, 251, 277
volumétrie.....	8, 23, 25

Z

zones de sismicité.....	8, 65, 68, 192
zones dissipatives.....	67



Conception des bâtiments multi-étagés à ossature métallique ou mixte

Ces dernières années ont vu la publication de nombreux guides concernant la vérification des ossatures métalliques ou mixtes acier-béton suivant les normes Eurocodes. Se concentrant sur les aspects calculatoires, ces ouvrages abordent rarement le travail de conception générale et de définition des détails constructifs, pourtant indispensable à tout projet de construction métallique ou mixte. Adopter en amont de bonnes dispositions constructives permet pourtant d'éviter de nombreuses difficultés en aval, tant au stade du calcul de l'ossature qu'au moment de la fabrication et du montage.

S'inscrivant dans la suite du guide de « Conception des bâtiments simples à ossature en acier », cet ouvrage propose des règles de bonne pratique pour la conception des bâtiments multi-étagés. Les bâtiments visés sont essentiellement ceux à destination de bureaux, mais la plupart des notions abordées peuvent être appliquées sans difficulté à d'autres types d'ouvrages.

Agrémenté de nombreuses illustrations, ce guide comporte une description claire des dispositions constructives recommandées, de leurs avantages et inconvénients éventuels, ainsi que les principes de leur fonctionnement mécanique. Il contient peu de formules en dehors de quelques règles forfaitaires simples pour estimer les ordres de grandeur.

La visée didactique de cet ouvrage le destine à tous les professionnels de la construction métallique, et plus particulièrement aux étudiants, aux projeteurs, aux architectes et aux ingénieurs débutant dans ce domaine.