

Extrait de l'ouvrage Charpentes Métalliques, conception et dimensionnement des halles et bâtiments. Manfred A. Hirt et Michel Crisinel. Traité de Génie Civil vol. 11. Presses polytechniques et universitaires romandes, 2005. Reproduit avec l'autorisation de l'éditeur. Tous droits réservés.

3 Systèmes porteurs des halles



Centre sportif du Bois des Frères, Genève

Le choix d'une structure métallique légère, vitrée, lumineuse, a été imaginé pour que le bâtiment ne forme pas un obstacle visuel au milieu des terrains verts où il est implanté. La structure principale, apparente, est située à l'extérieur de l'enveloppe des bâtiments par choix esthétique. Un étage complet a été intégré dans la hauteur des poutres à treillis.

Maître de l'ouvrage: Ville de Genève, Services immobiliers

Architecte: Groupe 6, Genève

Ingénieur: C. Budry + J.-J. Quaysin, Genève

Année de mise en service: 1987

Photo B. Dermond, Zurich

3.1 Introduction

Le **système porteur** d'une halle en charpente métallique est constitué par l'assemblage d'éléments en forme de barres profilées ou de produits plats. Cette ossature a pour fonction première de supporter les charges et actions agissant sur la halle et de les transmettre aux fondations. Elle doit ensuite permettre la fixation des éléments d'enveloppe (toiture, façade) et de séparation intérieure. De par le volume qu'elles délimitent, les structures porteuses constituent des systèmes de l'espace dont le comportement sous charge est tridimensionnel. Cependant, aussi bien pour la conception que pour le dimensionnement de la structure porteuse, l'ingénieur va généralement la décomposer en systèmes plans selon les trois directions de l'espace (plan, coupe, élévation). Cette simplification se justifie dans la plupart des structures de halles courantes, tant du point de vue du calcul que de la fabrication et du montage. Il existe cependant de *vrais* systèmes porteurs tridimensionnels, composés de parois, coques, voiles ou nappes, permettant de couvrir de grands espaces grâce au comportement spatial de la structure.

Le but de ce chapitre est de présenter différentes conceptions de systèmes porteurs de halles basées sur les critères définis au chapitre 2. Seule la conception du système porteur primaire (structure porteuse et contreventements) sera traitée dans ce chapitre, la conception des éléments secondaires de toiture et façade étant abordée au chapitre 5. L'accent sera mis sur les structures porteuses composées de cadres plans (sect. 3.2) et sur leur stabilisation (sect. 3.3). Le cas particulier des halles en shed sera également traité (sect. 3.4). En ce qui concerne les structures spatiales (sect. 3.5) et quelques structures particulières (sect. 3.6), des exemples seront donnés sans que les principes de conception ne soient toujours exposés dans le détail. Une liste d'ouvrages relatifs à la conception des systèmes porteurs de halles est donnée en référence [3.1] [3.2] [3.3] [3.4], ainsi qu'au paragraphe 1.3.2.

3.2 Structures porteuses formées de plans

3.2.1 Types de structure

Une halle de forme simple est considérée comme une *boîte* (fig. 3.1(a)) formée de six surfaces porteuses planes. L'ossature et l'enveloppe de la halle constituent le couvercle et les quatre parois de la boîte, le fond étant représenté par le sol de fondation ou l'infrastructure. La structure porteuse de la boîte (l'ossature) est décomposée selon les trois directions de l'espace en sous-structures planes qui sont (fig. 3.1(b)) : les cadres transversaux et les pignons (parallèles au plan AB), la toiture (parallèle au plan AC) et les façades long pan (parallèles au plan BC). Pour assurer la stabilité de cette boîte, il est nécessaire que chacune des trois directions soit rigide dans son plan (par effet cadre ou par contreventement). La figure 3.1(b) présente un exemple de système porteur de halle constitué de trois cadres plans (composés de deux montants et d'une traverse) et de deux pignons, sur lesquels sont fixées des filières de façade et des pannes de toiture. Sur ces éléments linéaires sont attachés les éléments d'enveloppe tel que le bardage de façade et la couverture de toiture, qui sont des éléments plans. La stabilité est assurée dans cet exemple par des contreventements constitués de barres métalliques dont les diagonales forment des croix de St-André.

Examinons schématiquement les différents types de système porteur qu'il est possible de concevoir pour une halle en forme de parallélépipède rectangle, à partir de la halle élémentaire de la figure 3.1(b). Dans cette première solution, les traverses de cadre étaient constituées de profilés laminés. Lorsque la portée augmente, ces profilés sont remplacés par des poutres composées à âme pleine ou par des poutres à treillis de grande hauteur (fig. 3.2(a)). En disposant les pannes de façon inclinée, une

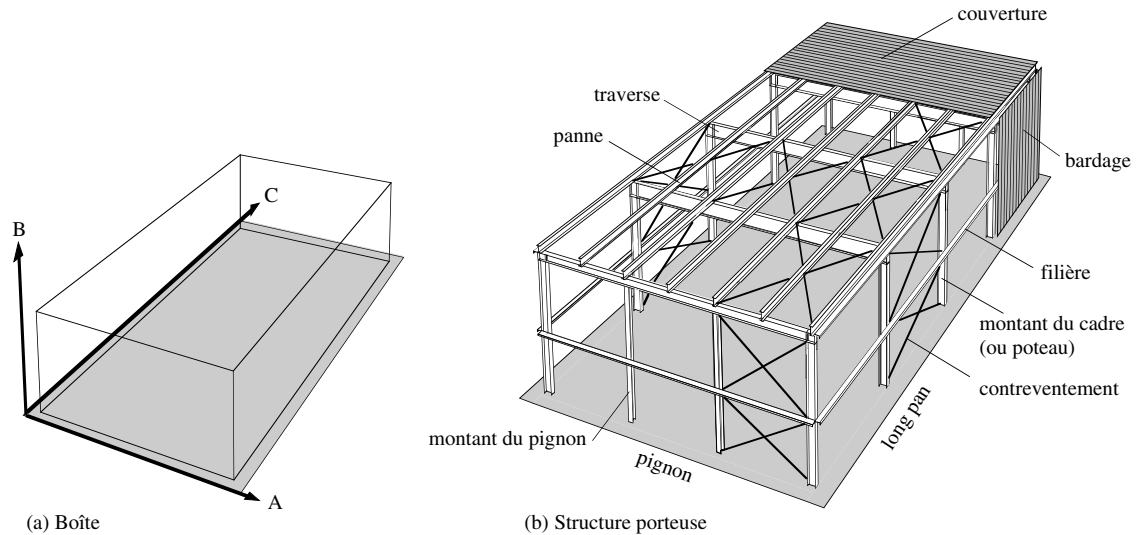


Fig. 3.1 Exemple de halle simple.

extrémité reposant sur la membrure inférieure d'un treillis et l'autre sur la membrure supérieure du treillis suivant, on crée alors le *shed* (fig. 3.2(b)). Une autre variante de *shed* consiste à incliner les poutres à treillis elles-mêmes et à les grouper par paires pour constituer des poutres triangulaires reposant sur les longs pans (fig. 3.2(c)). Si les barres des treillis sont remplacées par des tôles profilées reliant les membrures-charnières, on constitue alors un système porteur appelé *structure plissée* (fig. 3.2(d)). Enfin, en disposant des treillis aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal de la toiture, on crée une structure bidirectionnelle dite *spatiale* permettant de réduire considérablement le nombre de points d'appui (fig. 3.2(e)).

3.2.2 Cheminement des forces et décomposition de la structure

Pour illustrer le fonctionnement de la halle élémentaire représentée à la figure 3.1(b), décomposons sa structure porteuse en éléments plans en relation avec le cheminement des charges verticales et horizontales.

Considérons en premier lieu les charges verticales agissant sur la toiture, par exemple une charge répartie q représentant la neige (fig. 3.3(a)). Cette charge va d'abord solliciter l'élément de couverture reposant sur les pannes, qui vont à leur tour transmettre les réactions sur les traverses du cadre. Ces dernières s'appuyant sur les montants, la charge est ainsi transmise aux fondations ; la fonction porteuse verticale du système est donc remplie.

Imaginons maintenant l'action du vent venant latéralement de la gauche et exerçant une pression sur la façade long pan (fig. 3.3(b)). Le bardage s'appuie sur les filières horizontales qui vont transmettre leur réaction sur les montants du cadre. Ainsi, la force horizontale agissant sur la surface verticale perpendiculaire aux cadres (le long pan) sollicite le cadre dans son plan, latéralement. Ce dernier est alors chargé de transmettre les réactions aux fondations, le cas échéant au travers d'un système de contreventements (sect. 3.3).

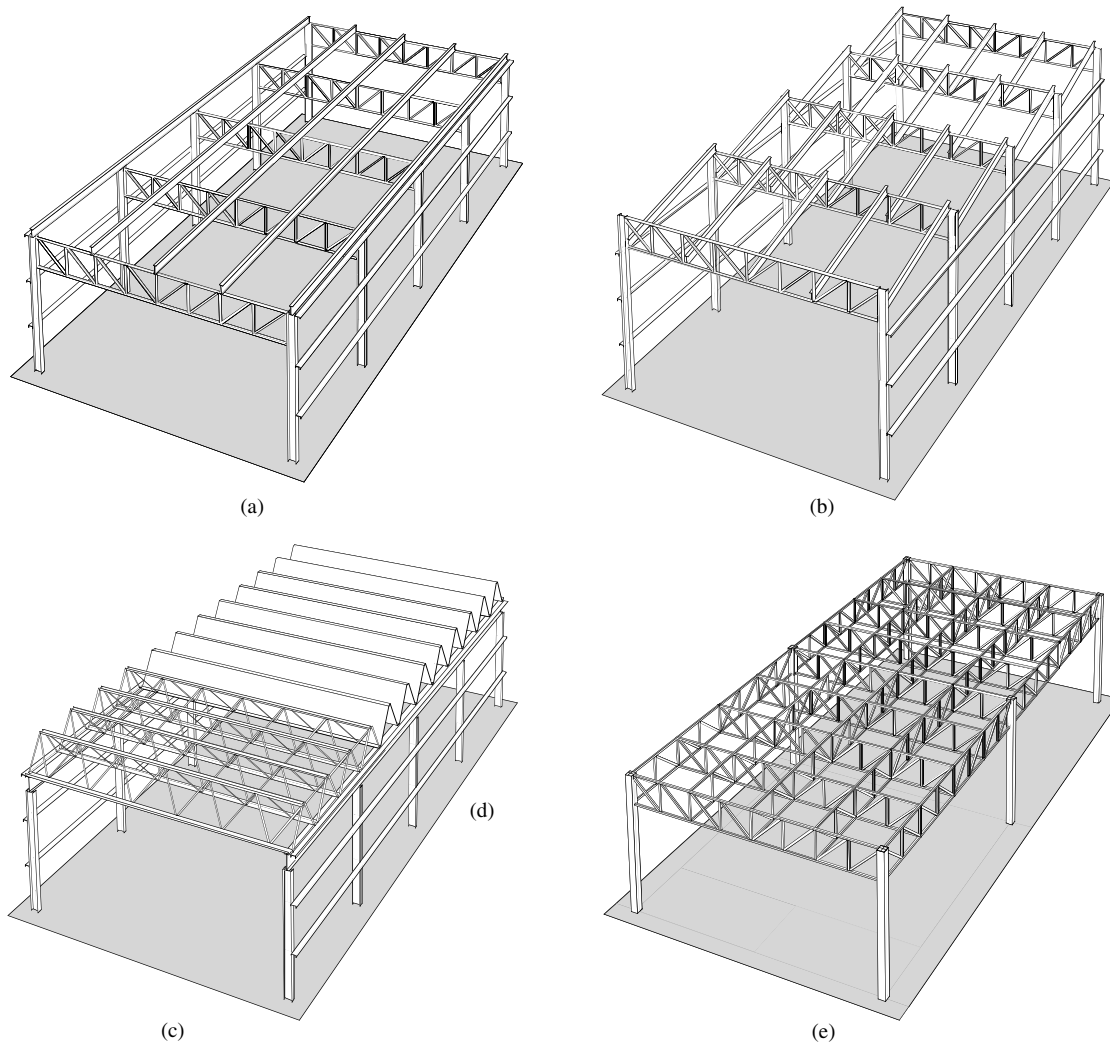


Fig. 3.2 Différents types de système porteur de halles.

Le même genre de réflexions peut être fait à propos du vent agissant longitudinalement et exerçant une pression sur la façade pignon. Ce sont alors les plans parallèles aux longs pans qui sont sollicités. Nous en parlerons à la section 3.3 relative à la stabilisation des halles.

Le cheminement des forces verticales et horizontales s'effectue donc au travers d'éléments situés dans des plans selon les trois dimensions principales de la halle :

- sur la longueur (pannes, filières),
- sur la largeur (traverses du cadre),
- sur la hauteur (montants ou poteaux).

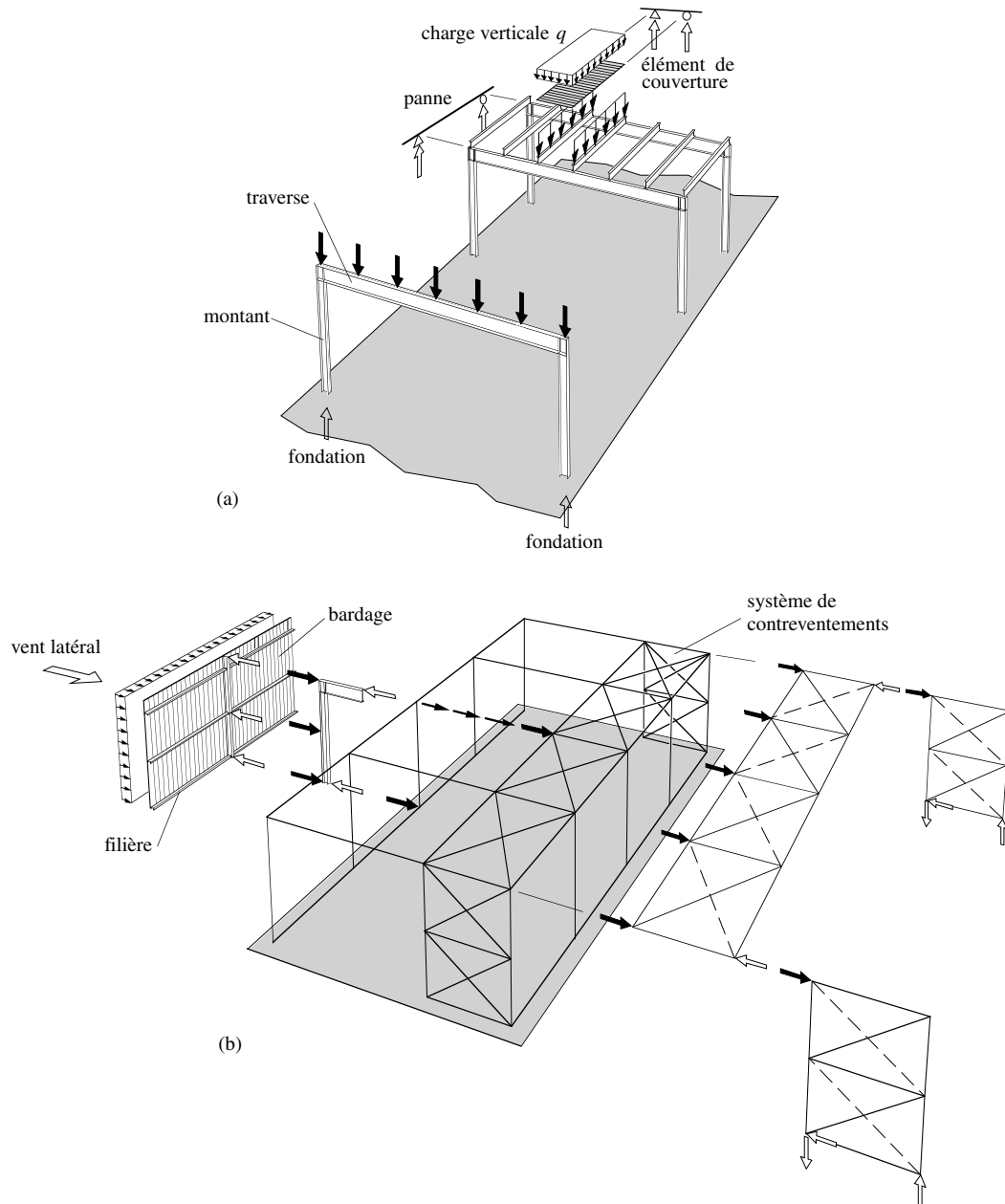


Fig. 3.3 Cheminement des forces verticales et horizontales.

La présente section 3.2 concerne la conception des cadres – rigides ou articulés – situés dans un plan vertical (largeur/hauteur), composés d’une traverse et de montants et sollicités par des forces verticales et horizontales (latérales) situées dans le plan du cadre.

3.2.3 Cadres en profils à double té

Le choix de la forme du cadre dépend beaucoup des critères de conception de la halle (chap. 2), de la portée, du système statique retenu, du mode de construction, etc. La traverse des cadres peut prendre des formes très diverses, comme on le voit à la figure 3.4 : horizontale, inclinée, brisée, de hauteur constante ou variable, renforcée, arquée, etc. Les cadres peuvent être simples ou multiples, c'est-à-dire à une ou plusieurs nefs.

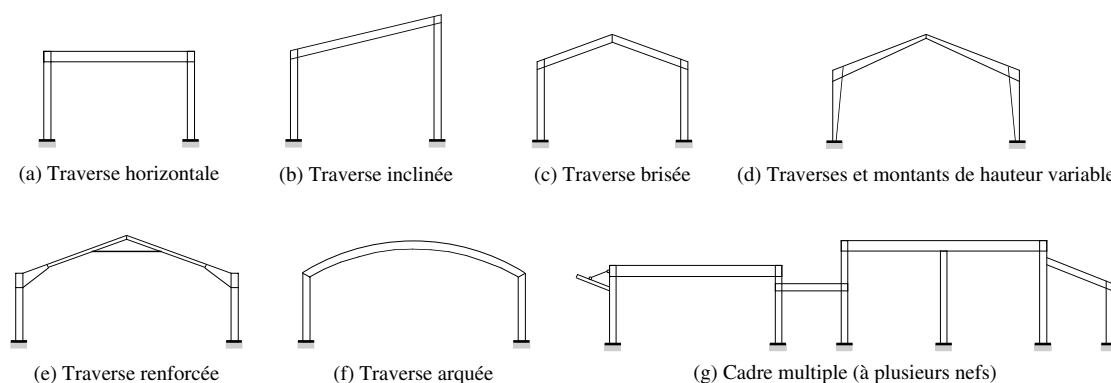


Fig. 3.4 Exemples de cadres en profils à double té.

Le choix d'une géométrie particulière permet l'intégration d'un vitrage (vertical ou incliné) en toiture; nous reviendrons plus en détail sur le cas particulier du shed (sect. 3.4). Les cadres peuvent aussi prendre la forme d'un arc. Il est également possible de prolonger le cadre par un porte-à-faux pour créer un auvent ou une marquise. Enfin, un cadre peut être composé de profilés laminés, de poutres composées à âme pleine ou de poutres à âme ajourée. En pratique, la hauteur des poutres constituant une traverse à double té se situe entre $l/15$ et $l/30$, l étant la portée de la traverse.

Portées et écartements des cadres

Les portées des cadres sont dictées par deux critères contradictoires:

- les exigences d'exploitation, nécessitant souvent des surfaces libres importantes sans montants,
- l'économie, conduisant à des portées plus petites.

Pour les halles courantes, les portées des cadres se situent entre 10 et 30 m. Pour les très grandes halles, notamment celles destinées au sport et au spectacle, des portées de 50 m ou plus sont possibles.

Le choix de l'écartement des cadres découle d'une optimisation du coût de la structure. Si l'écartement des cadres est grand, il nécessite de plus gros et plus nombreux éléments secondaires, telles que les filières et les montants intermédiaires, ainsi que des pannes relativement lourdes; par contre, le nombre de cadres est petit. Si l'on choisit au contraire un faible écartement des cadres, leur nombre augmente, mais leur poids diminue et les éléments secondaires sont moins importants. Les écartements courants sont de l'ordre de 5 à 7 m, les écartements maximaux de l'ordre de 15 m.

Systèmes statiques

La liaison des différentes barres formant le cadre, entre elles ou avec les fondations, peut être, en première approximation, de deux types :

- liaison articulée, permettant le mouvement angulaire d'une barre par rapport à l'autre,
- liaison rigide, évitant toute rotation relative des deux éléments.

Signalons d'ailleurs que les assemblages qui constituent les liaisons réelles ont toujours un comportement qui se situe quelque part entre ces deux cas extrêmes. On a pris l'habitude de les appeler assemblages semi-rigides (chap. 13).

Rappelons aussi (TGC vol. 1) que la présence d'une articulation diminue de un le degré d'hyperstaticité (ou d'indétermination statique) de la structure (fig. 3.5). Nous appelons *stable* un cadre *isostatique* (degré d'hyperstaticité: $n = 0$) ou *hyperstatique* ($n > 0$). Un cadre qui ne possède pas suffisamment de réactions d'appui pour réaliser l'équilibre statique avec les forces extérieures est un *mécanisme* : il est donc instable. Son équilibre devra être assuré par une réaction supplémentaire, fournie le plus souvent par un contreventement. Il s'agit ici de ce que l'on appelle la *stabilité statique* qu'il ne faut pas confondre avec la *stabilité de forme*. Nous reviendrons sur les problèmes de stabilité des cadres dans la partie dimensionnement (TGC vol. 11, chap. 11).

L'hyperstaticité d'une structure a pour conséquences:

- une bonne répartition des moments de flexion avec des valeurs extrêmes en général plus faibles que dans une structure isostatique, ce qui a également pour conséquence des déplacements plus petits (fig. 3.6(a));
- une possibilité de redistribution des efforts en cas d'endommagement d'une partie de la structure à la suite d'un incendie, d'un choc, d'une explosion, etc. (fig. 3.6(b));
- une grande sensibilité à des changements de température (variation uniforme ou différentielle), à des tassements d'appui différentiels (fig. 3.6(c)), à des déplacements d'appui, aux imprécisions de fabrication ou de montage, etc.

Remarquons que pour un même degré d'hyperstaticité, l'emplacement des articulations peut avoir une grande influence sur la répartition des efforts dans la structure et par conséquent également sur les efforts à reprendre dans les fondations. La figure 3.7 montre, pour deux positions différentes des articulations dans un cadre soumis à deux types de force distincts (ponctuelle horizontale et répartie verticale), les différences de répartition des moments de flexion et de déformée affectant la structure porteuse.

Le choix de l'hyperstaticité de la structure et de l'emplacement des articulations ou des liaisons rigides doit être fait de cas en cas en tenant compte des considérations énoncées ci-dessus et également des conditions suivantes:

Sol de fondation. Certains sols ne permettent pas de reprendre, de façon économique, des moments de flexion ou des efforts horizontaux importants en pied de montant (ni, dans certains cas, des efforts verticaux). Avec des pieds articulés, on peut soulager les fondations, mais évidemment en reportant davantage de sollicitations sur la structure métallique. Il est également possible de diminuer ou d'annuler les efforts horizontaux agissant au niveau des fondations et de modifier favorablement la répartition des moments de flexion en prévoyant un sous-tirant. Celui-ci permet de reprendre les efforts horizontaux provenant des charges verticales, mais ne peut évidemment pas équilibrer une force horizontale extérieure. Le sous-tirant peut être disposé au sommet (fig. 3.8(a)) ou au pied des montants (fig. 3.8(b)). Dans ce dernier cas, il peut être réalisé au moyen d'une armature métallique noyée dans la dalle ou d'un câble de précontrainte.

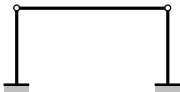
Pied de montant	Système statique (exemples)	Degré d'hyperstaticité	Type de cadre
Articulé 		-1	Instable (mécanisme)
		0	Isostatique
		+1	Hyperstatique
Encastré 		0	Isostatique
		+1	Hyperstatique
		+2	Hyperstatique
		+3	Hyperstatique

Fig. 3.5 Degré d'hyperstaticité n d'un cadre.

Montage de l'ossature. L'emplacement d'un joint de montage peut dicter le choix du type de liaison. Dans un cas par exemple, une articulation sera plus facile et plus économique à réaliser au montage qu'un joint rigide. Par contre dans un autre cas, un encastrement facilitera le montage en évitant des éléments provisoires de stabilisation.

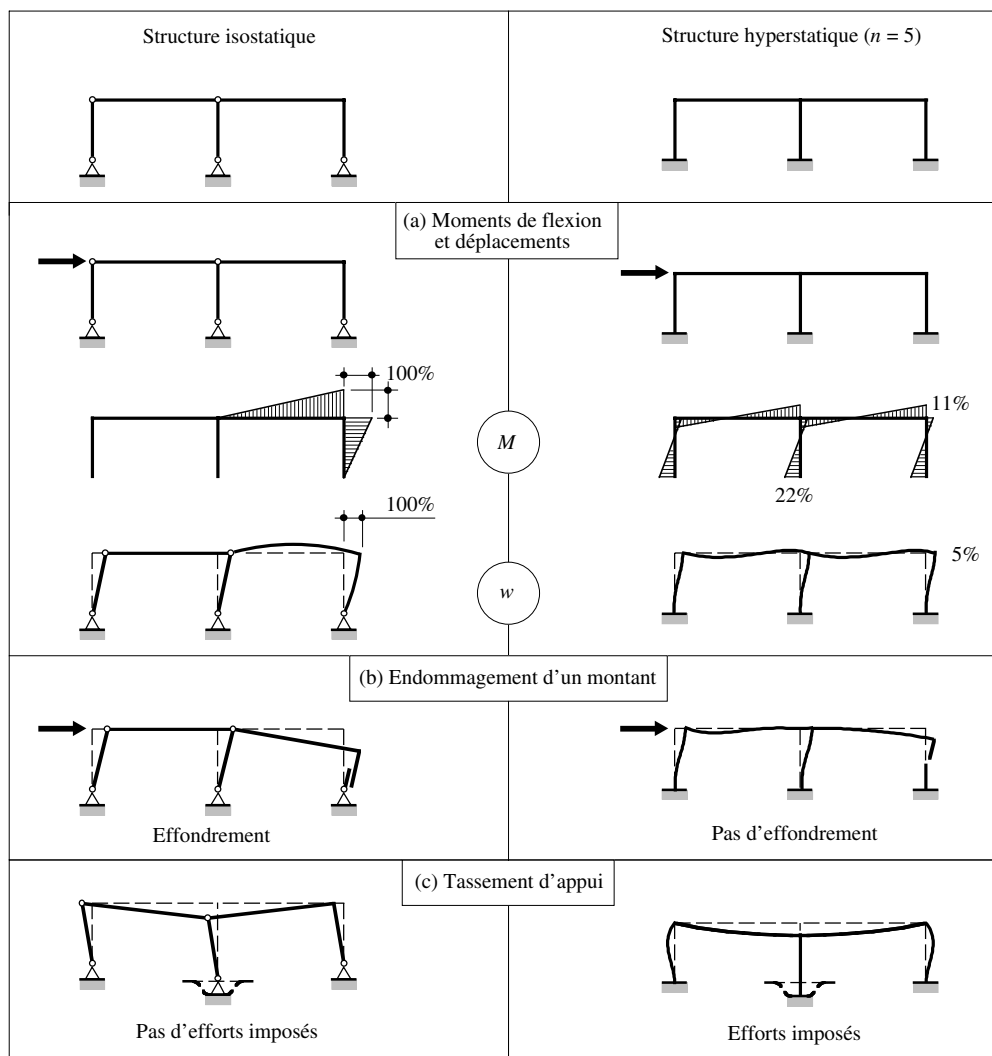


Fig. 3.6 Influence de l'hyperstaticité sur le comportement d'un cadre.

Détails de construction

Les cadres de halle en profils à double té doivent comporter en leurs points singuliers des détails de construction qui correspondent au système statique. A l'inverse, la modélisation de la structure par le système statique (TGC vol. 10, § 2.5.1) doit elle aussi tenir compte des liaisons réelles, articulées ou rigides.

Les *pieds de montant* constituent la zone de transition entre l'ossature métallique et les fondations (ou l'infrastructure) en béton armé. Ils sont admis soit articulés, soit encastrés. Ces hypothèses sont rarement satisfaites de façon absolue. En effet, l'articulation n'est jamais parfaite à cause de la rigidité

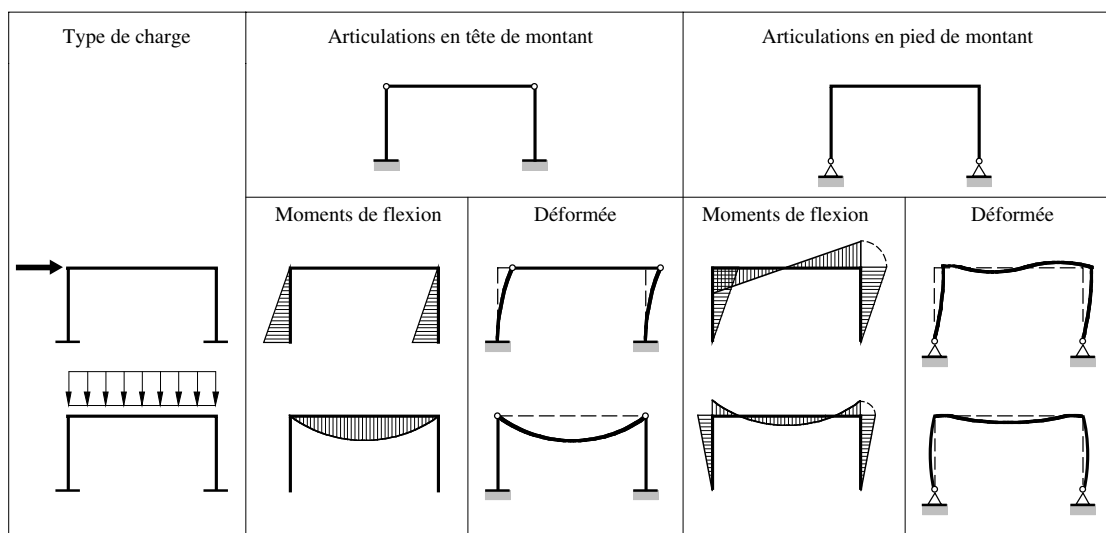


Fig. 3.7 Influence de la position des articulations dans un cadre sur la répartition des moments de flexion et sur la déformée.

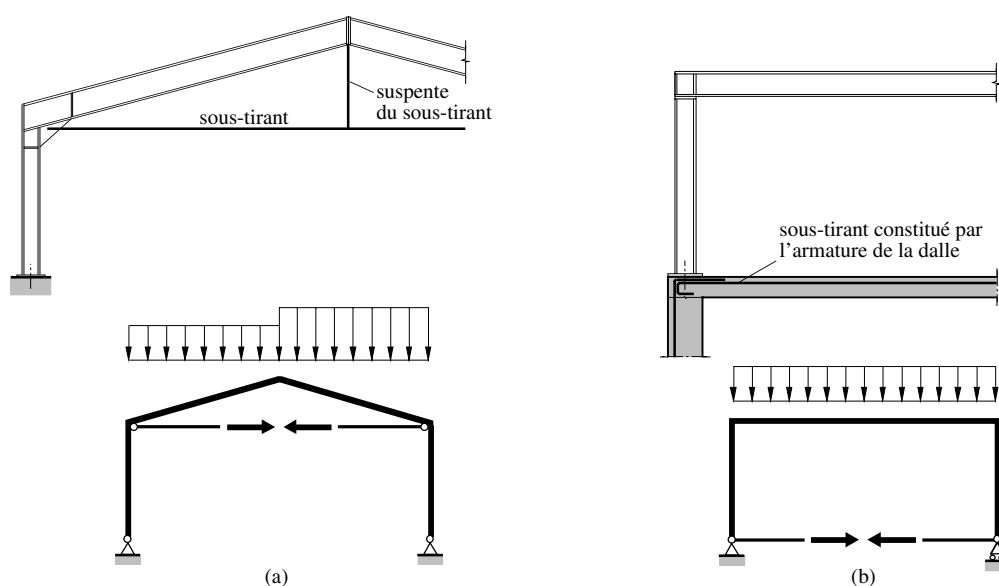


Fig. 3.8 Exemples de cadres avec sous-tirants.

flexionnelle de la plaque de base et l'encastrement est en général élastique à cause de la souplesse de l'assemblage entre le montant et la fondation, mais surtout à cause de la déformabilité du sol. La figure 3.9 présente quatre exemples typiques de pied de montant. Le premier est un pied de montant considéré

comme articulé (fig. 3.9(a)), constitué d'une plaque de base et de deux boulons de fixation, capable de reprendre un effort vertical et un effort horizontal. Le deuxième exemple (fig. 3.9(b)) est une articulation réalisée à l'aide d'un fer plat, solution retenue en cas de rotations souhaitées. Le troisième exemple (fig. 3.9(c)) est un pied de montant considéré comme encastré, constitué d'une grande et épaisse plaque de base et de quatre tiges d'ancrage, capable de reprendre un important moment de flexion en plus des efforts verticaux et horizontaux. Enfin le dernier exemple (fig. 3.9(d)) présente un montant noyé dans le massif de fondation, ce qui est considéré comme un pied de montant à encastrement direct.

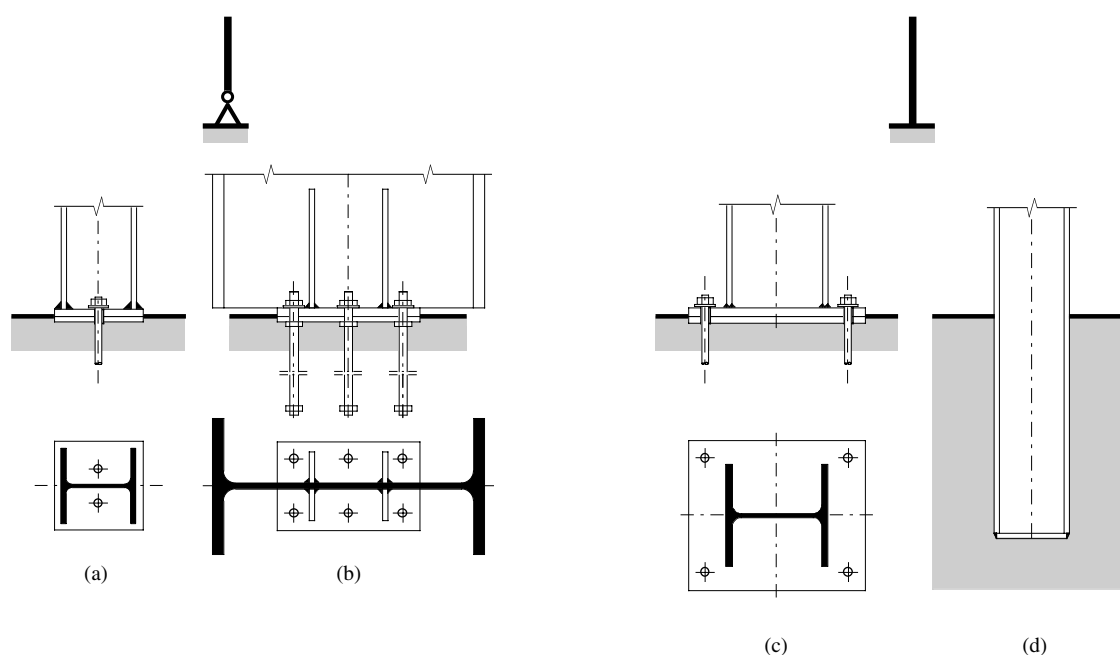


Fig. 3.9 Pieds de montant.

Les *angles de cadre* constituent la zone de raccordement de la traverse sur le montant. Ils sont articulés ou rigides, et peuvent être réalisés par soudage ou boulonnage. Les angles de cadre articulés (fig. 3.10(a)) sont assemblés par boulonnage. Deux types d'assemblage sont possibles: soit la traverse est posée *sur* le montant, soit elle est fixée *contre* le montant. La traverse posée sur le montant est la solution la plus simple du point de vue montage, alors que la traverse fixée contre le montant nécessite souvent un dispositif spécial d'appui à cet effet. Les angles de cadre rigides (fig. 3.10(b)) utilisés pour les cadres-portiques, doivent transmettre l'entier du moment d'encastrement afin d'assurer la résistance et la stabilité de la structure. Si l'angle sert également de joint de montage, il est exécuté partiellement en atelier et assemblé sur le chantier, en général par boulonnage. Si l'angle ne constitue pas un joint de montage ou si ce dernier est reporté à une certaine distance du nœud, il peut être réalisé entièrement par soudage en atelier, dans des conditions optimales, puis transporté en une pièce sur le chantier. Le premier cas de la figure 3.10(c) présente une solution de type rigide où le montant et la traverse sont coupés obliquement. Ce type d'assemblage est couramment utilisé pour les cadres en profils creux. Les angles

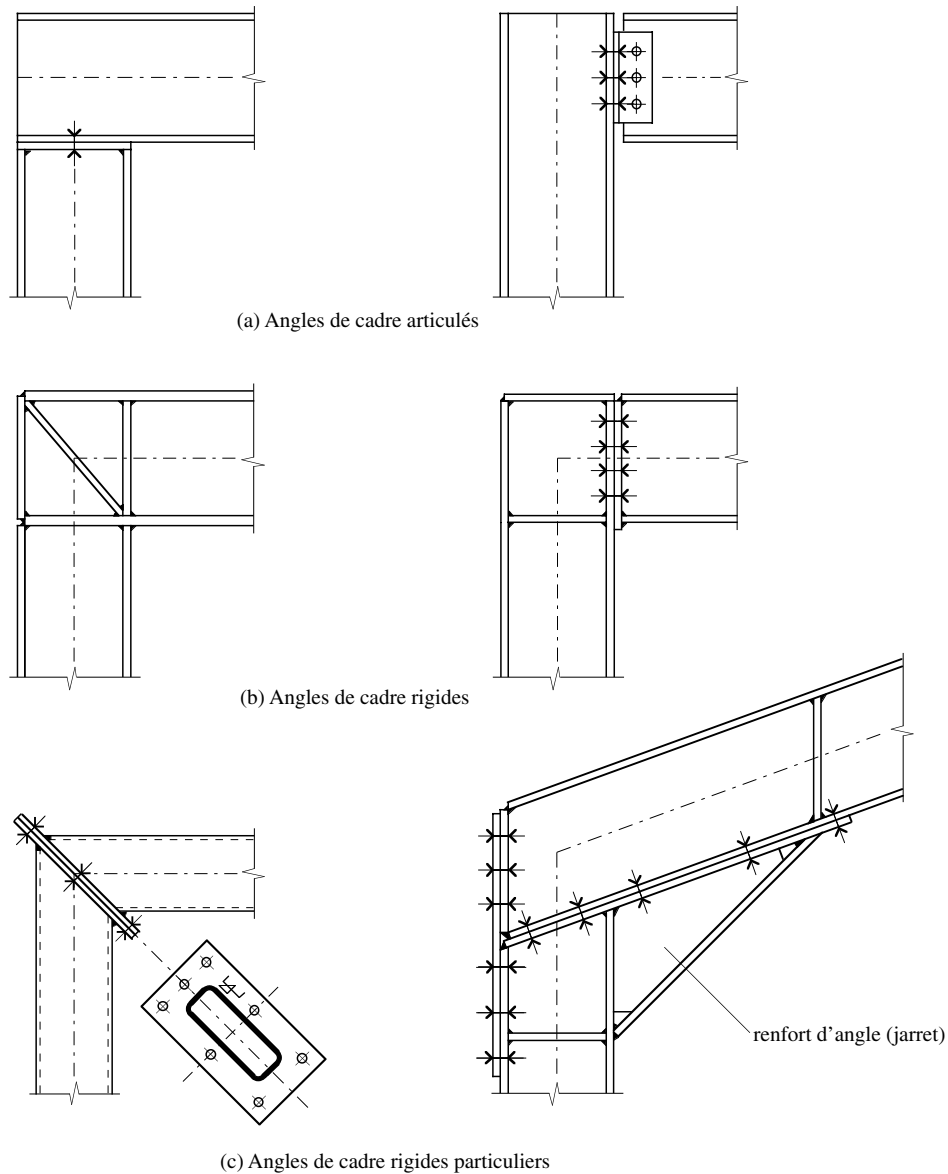


Fig. 3.10 Angles de cadre.

de cadre rigides peuvent également comporter des renforts, étant donné qu'ils sont le lieu d'efforts maximaux (moments et efforts tranchants). Ces renforts sont réalisés sous forme de hauteur variable du montant ou de la traverse, de jarrets (deuxième cas de la fig. 3.10(c)) ou de pièces spéciales.

Les *clés de faîtage* constituent également un point singulier des cadres à traverse brisée en profils à double té. Elles peuvent être articulées (fig. 3.11(a)) ou rigides (fig. 3.11(b)) selon le type de système statique.

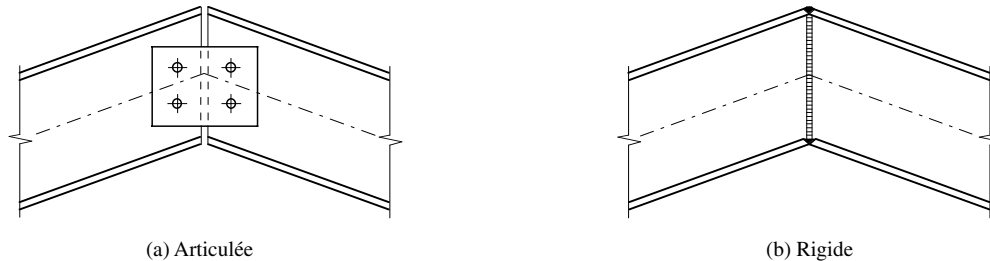


Fig. 3.11 Clés de faîtage.

3.2.4 Fermes à treillis

Lorsque la portée du cadre est grande ou lorsqu'on souhaite donner à la couverture de la halle une forme de toit à deux pans, on peut avoir recours, pour la traverse, à une ferme à treillis (fig. 3.12). Ces fermes sont constituées d'une membrure supérieure, d'une membrure inférieure et d'un treillis constitué de montants et de diagonales (fig. 3.12(a)). Selon leur forme générale (fig. 3.12(b)), elles sont classées en fermes triangulaires, trapézoïdales ou droites (à membrures parallèles). Les fermes à treillis triangulaires sont articulées à leurs appuis et reposent en général sur des poteaux alors que les fermes trapézoïdales ou droites peuvent être encastrées dans le montant d'extrémité (poteau).

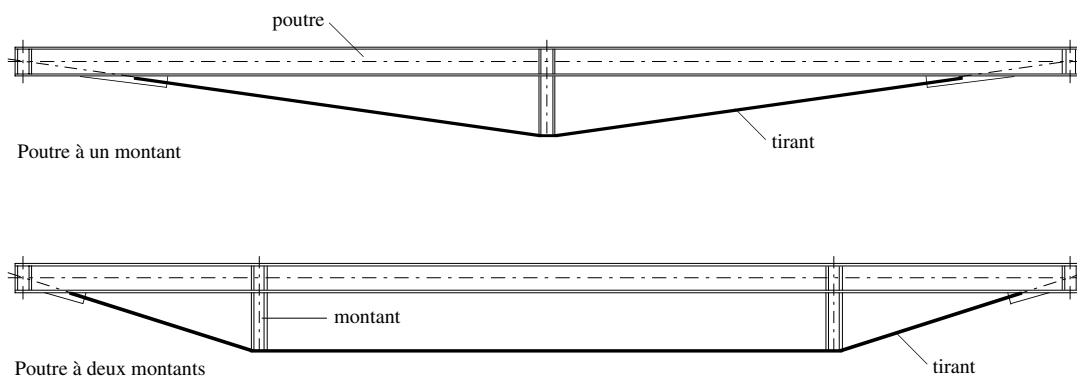
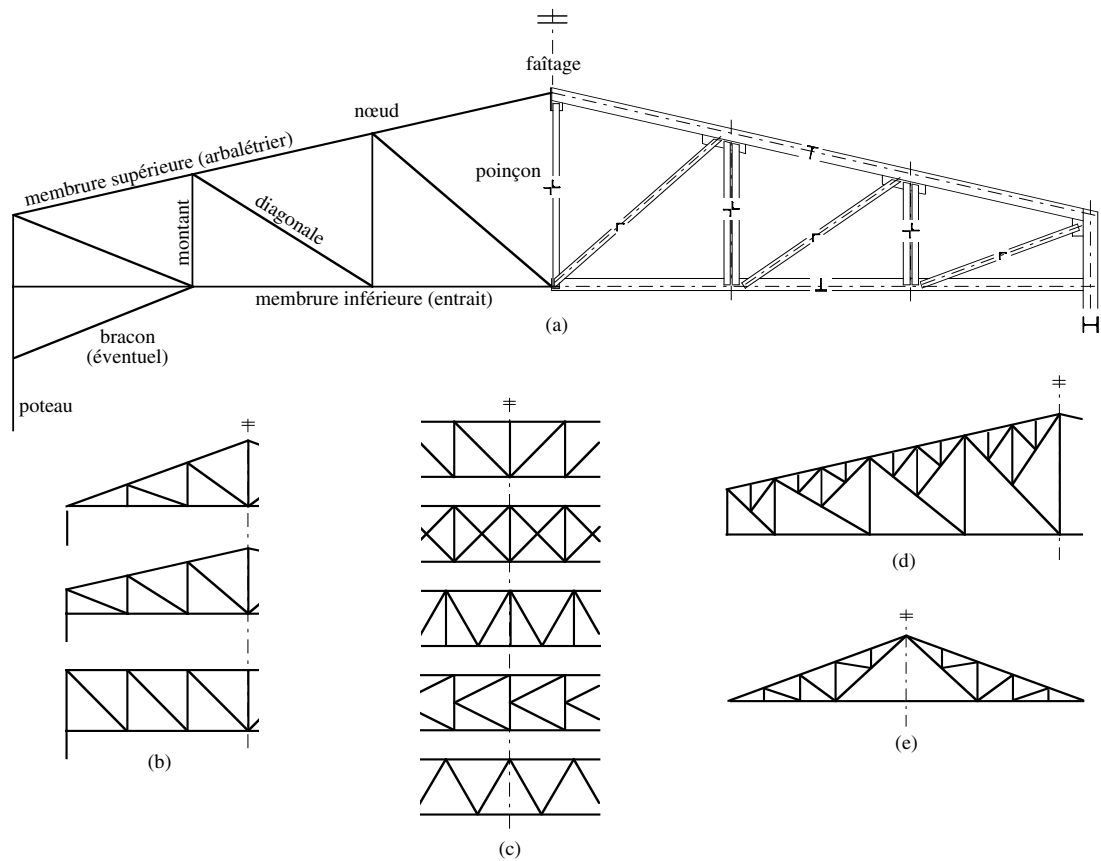
Selon la disposition des barres, on distingue les systèmes de triangulation suivants: treillis simple, double, en V, en K ou en N (fig. 3.12(c)). Pour de grandes portées, on peut être amené à réaliser un treillis secondaire pour soutenir la membrure supérieure (fig. 3.12(d)), ce qui permet une diminution de la longueur de flambage des barres comprimées et la reprise de charges concentrées appliquées entre les nœuds du treillis principal. Il est également possible de réaliser une traverse de cadre brisée en treillis sous-tendu (fig. 3.12(e)).

L'évolution actuelle des treillis est marquée par une tendance à l'élargissement des mailles conduisant à la réduction du nombre de nœuds et à l'augmentation de la longueur des barres. Ceci se fait au détriment du poids, puisqu'on augmente la flexion secondaire des membrures et la longueur de flambage des barres comprimées. Une autre tendance est liée à l'emploi de sections tubulaires avec assemblages soudés sans goussets [3.5] et au développement des structures légères [3.6].

3.2.5 Autres types de traverse

Certains types de traverse, utilisés de façon moins fréquente, fort prisés dans le passé mais qui ont presque disparu par l'évolution de la conception en charpente métallique liée à des critères économiques, méritent cependant d'être mentionnés. Citons la poutre à sous-tirant (ou poutre armée) qui se compose d'une poutre, d'un ou deux montants et d'un tirant (fig. 3.13). Ce type de construction peut également être utilisé pour renforcer des traverses existantes.

La poutre *Vierendeel* (ou poutre échelle, fig. 3.14(a)) ne comporte que deux membrures parallèles et des montants. Comme les barres sont également soumises à la flexion à cause de l'absence de diagonales, elles sont beaucoup plus importantes que celles des treillis droits, ce qui conduit à des poutres plus lourdes et à des assemblages soudés plus onéreux. Par contre les passages au travers de la poutre sont plus dégagés. La figure 3.14(b) présente le cas où un panneau *Vierendeel* est incorporé à une poutre à treillis.



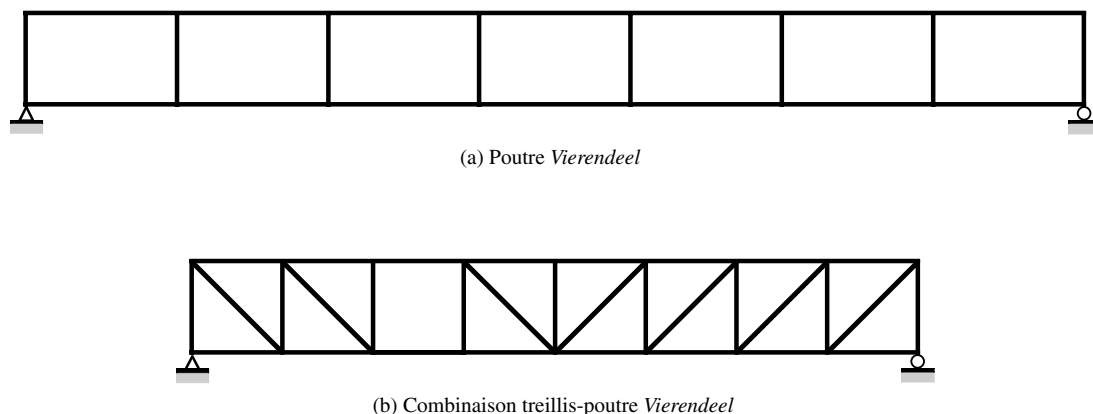


Fig. 3.14 Poutres *Viereendeel* (schémas statiques).

3.2.6 Montants de cadre (ou poteaux)

Les montants sont les éléments verticaux d'un cadre simple ou multiple chargés de transférer aux fondations les efforts provenant des actions agissant sur le cadre. Le choix du type de section pour les montants dépend de plusieurs paramètres, parmi lesquels on peut citer:

- Le type de sollicitation, c'est-à-dire l'importance relative de la flexion dans le plan du cadre, de la flexion hors du plan du cadre et de l'effort normal.
- L'élanement des montants dans le plan et hors du plan du cadre pour le phénomène de flambage.
- Le type de section choisi pour la traverse et la liaison prévue avec le montant; cette liaison doit être la plus simple et la plus directe possible. En particulier lorsque la liaison est de type rigide, c'est-à-dire lorsqu'elle doit transmettre un moment de flexion important, il est souvent nécessaire de prévoir un même type de section (par ex. des profilés laminés) pour la traverse et pour le montant.
- La présence d'une poutre de roulement de pont roulant et le mode de fixation de celle-ci (TGC vol. 11, chap. 15).
- La présence de filières de façade; les filières contribuent souvent à améliorer la stabilité des montants de cadre.

Profilés à section constante

Les *profilés laminés* en double té sont les sections les plus fréquemment utilisées comme montants de cadre. Ces profilés sont conçus pour la flexion selon leur axe de forte inertie. Les profilés à larges ailes (profilés H) sont également capables de supporter des efforts normaux importants, en particulier les profilés HEM et HD. L'épaisseur de leurs ailes permet d'éviter le voilement local. La forme de ces sections enfin est très favorable pour les assemblages de traverses, filières, barres de contreventement, etc.

Les *profilés* peuvent être *renforcés* au moyen de tôles soudées sur les ailes ou entre les ailes (sections caissonnées) afin d'augmenter l'aire de leur section et leur rigidité flexionnelle selon l'un ou l'autre des axes. Ces renforcements permettent également d'augmenter la participation de la section vis-à-vis du

voilement local. Les *profils composés à âme pleine* à section constante sont rarement utilisés comme montants.

Les *profils creux* carrés ou rectangulaires présentent des rigidités axiales et flexionnelles favorables pour résister au flambage dans les deux plans. Par contre, ils ne sont guère économiques et pas toujours pratiques en ce qui concerne les assemblages avec les autres éléments principaux ou secondaires de la structure. La figure 3.15 présente ces principaux types de profil à section constante.

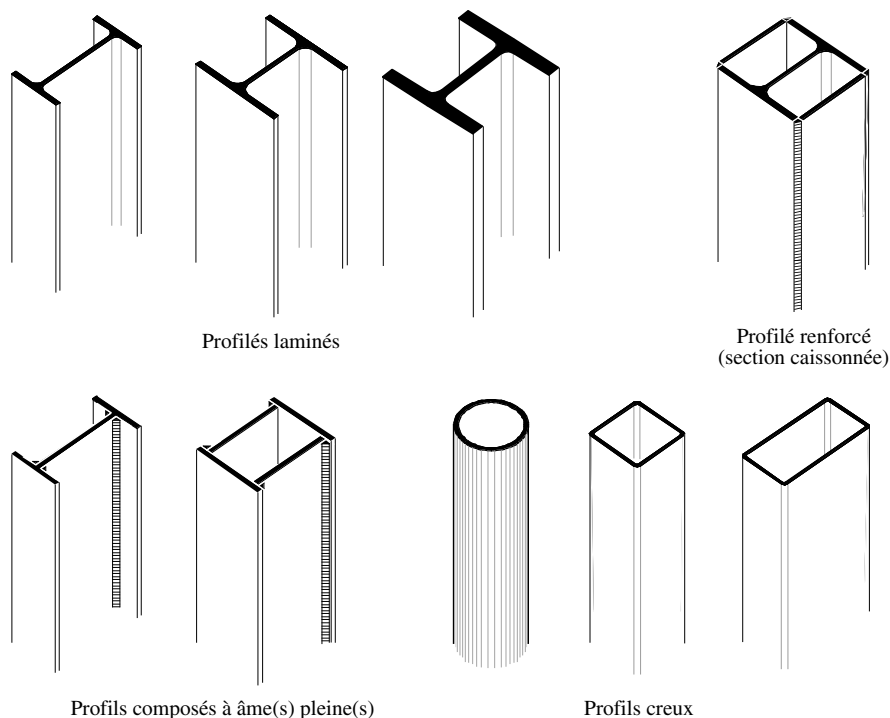
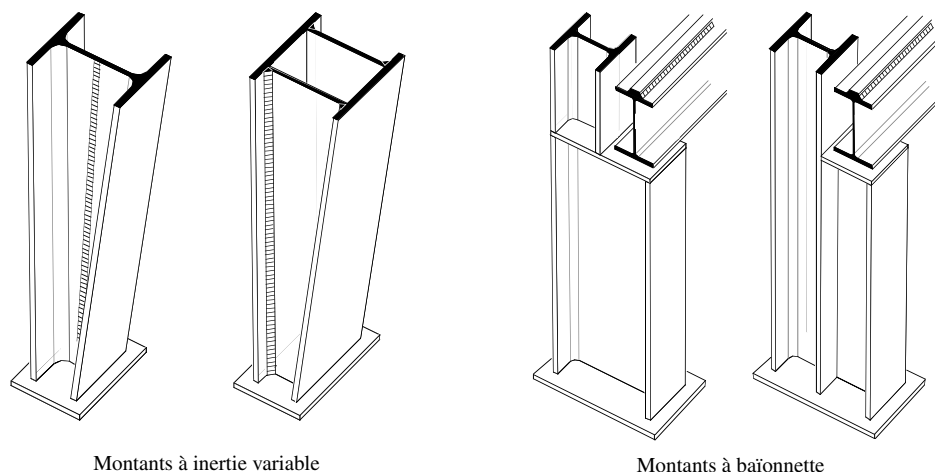


Fig. 3.15 Montants à section constante.

Profils à section variable

Les *montants à inertie variable* présentent une réduction continue de leurs caractéristiques géométriques de l'angle de cadre au pied de montant. Il s'agit principalement de profils composés à âme pleine, de section ouverte ou fermée, obtenus par soudage de tôles de largeur non constante.

Les *montants à baïonnette* sont des profils à forte section dont la partie supérieure est prolongée par un profil de section réduite. Le fût principal est destiné à recevoir une ou plusieurs poutres de roulement de pont roulant, alors que la section réduite supérieure supporte la ferme ou la traverse de toiture. Les profils de ces montants peuvent être composés de tous types de section (profilé laminé, profil composé, poutre à treillis, barre étré sillonnée, etc.). La figure 3.16 présente quelques exemples de profils à section variable.



Montants à inertie variable

Montants à baïonnette

Fig. 3.16 Montants à section variable.

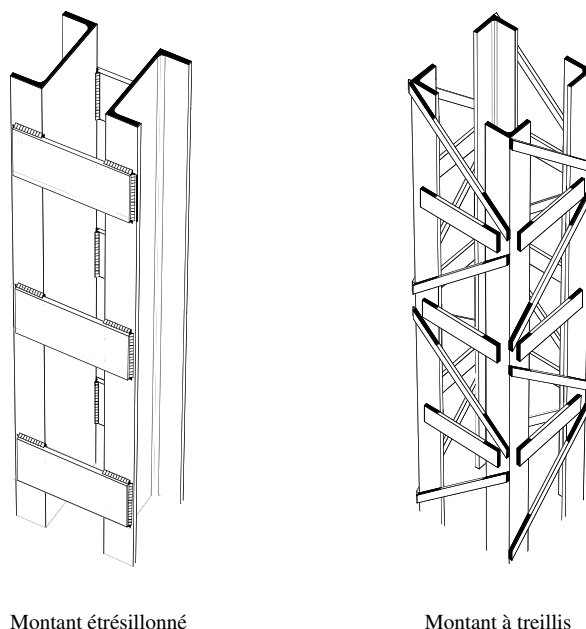
Profils composés

Les *montants* en profils *composés* sont fabriqués à partir d'éléments simples assemblés entre eux par soudage, rivetage ou boulonnage afin de constituer des pièces légères capables de résister à la compression et à la flexion. On trouve dans ce type de montant les poutres *étrépillonnées*, les poutres à *treillis* et les poutres *Vierendeel*. Les cornières et les profilés en U ou en C sont très souvent utilisés comme membrures principales de ce type de montant (à deux ou à quatre membrures). Les barres de treillis et les étrépillons sont souvent des fers plats, des cornières ou des profilés en U ou en C.

Les buts recherchés dans la conception de tels montants sont d'une part l'économie de poids et de matière, et d'autre part la grande résistance au flambage et à la flexion par l'éloignement de la matière du centre géométrique de la section composée. Ces avantages sont évidemment obtenus au détriment des coûts de fabrication. Ces montants composés sont donc utilisés en cas de charge axiale importante. La figure 3.17 en donne deux exemples.

3.3 Stabilisation des halles

Nous avons vu à la section 3.2 qu'une halle de forme simple est stable si chaque direction de l'espace est stabilisée, c'est-à-dire si un certain nombre des surfaces porteuses (ou parties de surface appelées panneaux) sont disposées de façon à constituer un système tridimensionnel. Horizontalement, la surface indéformable est en général constituée par le plan de la toiture. Longitudinalement, la stabilité est assurée par un ou deux longs pans. Transversalement enfin, la stabilité statique peut être assurée par les cadres eux-mêmes à condition qu'ils soient stables (isostatiques ou hyperstatiques, voir fig. 3.5). Si les cadres sont complètement articulés (instables), la stabilité de l'ensemble de l'ossature de la halle doit être assurée par un système de contreventements.



Montant étré sillonné

Montant à treillis

Fig. 3.17 Montants en profils composés.

3.3.1 Systèmes de contreventements

Pour décrire de façon simple la stabilisation des halles par un système de contreventements, nous reprenons la forme de halle présentée à la figure 3.1, considérée comme une boîte formée de surfaces porteuses. La figure 3.18 montre schématiquement un système fondamental de contreventements, constitué des panneaux A à D. On remarquera que ces panneaux sont disposés en forme de grands cadres (A-B-A et C-D-C), panneaux qui résistent aux forces horizontales grâce à leur grande hauteur statique.

Afin de faciliter l'identification des différents contreventements, nous les définissons selon leur situation dans l'enveloppe (façade long pan, façade pignon ou toiture) et selon leur position par rapport à la halle (longitudinal ou transversal). Pour la halle considérée, on peut distinguer les quatre types de contreventement suivants (fig. 3.18) :

- contreventement de façade (long pan), (A),
- contreventement de toiture (transversal), (B),
- contreventement de façade (pignon), (C),
- contreventement de toiture (longitudinal), (D).

La rigidité nécessaire en cisaillement est conférée à un panneau :

- par triangulation à l'aide de barres diagonales, afin de créer un contreventement en *treillis* (1),
- par remplissage afin de créer un *voile* en béton armé (2) ou un *diaphragme* en tôle d'acier (3),
- par rigidification des nœuds de l'ossature afin de créer un *cadre-portique* (4).

Dans le cas du contreventement en treillis, les forces sont transmises par des efforts normaux dans les barres. Dans le cas des voiles ou diaphragmes, les efforts dans le plan sont transmis essentiellement

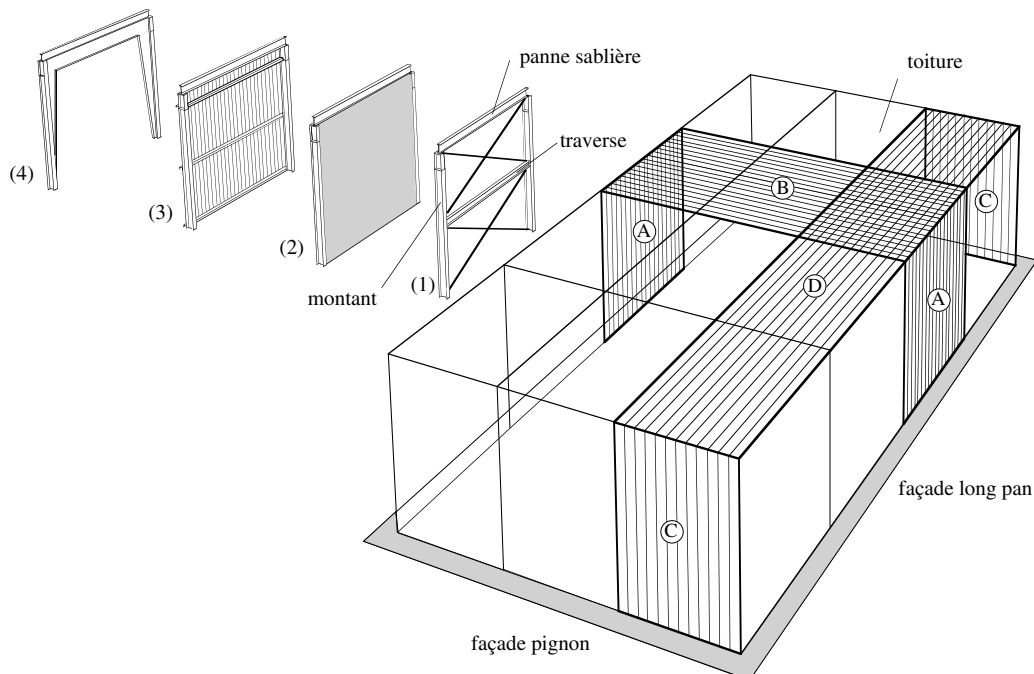


Fig. 3.18 Représentation schématique des panneaux de contreventement et définitions.

par cisaillement du béton ou de la tôle. Enfin dans le cas des cadres-portiques, les forces sont transmises surtout par flexion des traverses et montants.

Il existe différentes façons de disposer les contreventements ; la figure 3.19 en montre quelques-unes. Pour équilibrer une force pouvant agir dans n'importe quelle direction d'un plan, il faut respecter trois conditions :

1. il faut disposer d'au moins trois lignes d'action de forces,
2. les lignes d'action de forces ne doivent pas être concourantes en un point,
3. les lignes d'action de forces ne doivent pas être toutes parallèles entre elles.

La solution (a) de la figure 3.19 est la plus conventionnelle. Chaque contreventement de toiture transmet les efforts horizontaux provenant d'une direction qui lui est perpendiculaire au moyen de deux contreventements verticaux de façade. Les trois conditions d'équilibre dans le plan énoncées ci-dessus sont respectées. La solution (b) est la même, à part le fait que les contreventements de toiture sont doublés. Dans la solution (c), le vent longitudinal est équilibré par un seul contreventement de long pan. Les conditions d'équilibre sont respectées, car le couple créé par l'excentricité de la force due au vent par rapport à ce contreventement est équilibré par les réactions, perpendiculaires, des deux contreventements de pignon. Enfin la solution (d), bien que comportant un contreventement de toiture jouant simultanément le rôle de contreventement longitudinal et de contreventement transversal, est une solution instable car la condition 2 n'est pas remplie (les lignes d'action des forces sont concourantes en un seul point).

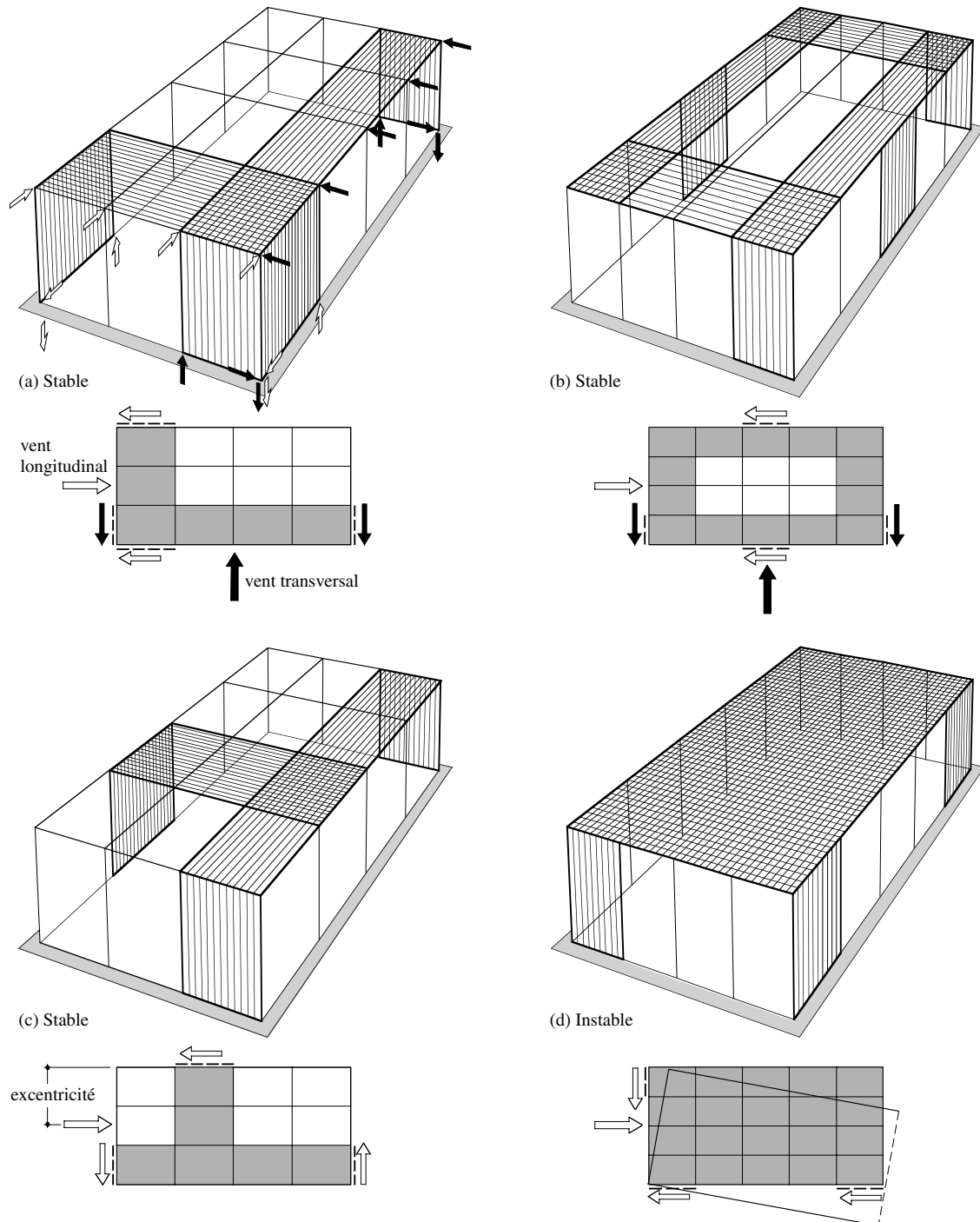


Fig. 3.19 Exemples de disposition des contreventements.

Les contreventements ont donc la fonction générale de *stabilisation* de l'ossature d'une halle. On peut distinguer sous ce terme général trois fonctions principales liées entre elles:

- transmettre les efforts horizontaux (§ 3.3.2),
- limiter les déformations (§ 3.3.3),
- contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments (§ 3.3.4).

3.3.2 Transmission des efforts horizontaux

Il s'agit ici d'assurer l'équilibre des forces horizontales agissant sur la structure, c'est-à-dire de garantir leur cheminement jusqu'aux fondations (on parle aussi d'assurer la stabilité statique). Les forces horizontales qui sollicitent la structure porteuse d'une halle sont les suivantes (chap. 6):

- les actions dues au vent,
- les effets dus aux ponts roulants ou autres engins de manutention,
- les effets sismiques,
- les chocs.

Contrairement aux charges gravifiques qui agissent toujours dans le même sens, la majorité des forces horizontales peuvent agir dans toutes les directions du plan. Le système de contreventements doit être conçu en conséquence. Quel que soit le système réalisé, il est important de garantir le cheminement des forces horizontales jusqu'aux fondations et de s'assurer qu'en tout point l'équilibre des forces est possible. A titre d'exemple, examinons le cheminement des efforts dus au vent longitudinal agissant sur un des pignons d'une halle (fig. 3.20):

- Le vent agit sur les *éléments de façade* (tôle, plaque de béton, vitre, etc.) qui sont fléchis et s'appuient sur les filières qui à leur tour transmettent les efforts aux montants.
- Les *montants* travaillent en général comme des poutres simples fléchies dans un plan vertical. Leur appui inférieur est réalisé directement par la fondation, tandis que l'appui supérieur est assuré dans le cas présent par une panne, alors chargée axialement.
- Les *pannes* transmettent l'effort par compression dans le contreventement transversal de toiture.
- Le *contreventement transversal de toiture* est une poutre à treillis sur deux appuis (ces derniers sont réalisés par les deux contreventements de façade long pan), soumise aux charges provenant des pannes.
- Les *contreventements de façade long pan* conduisent les réactions d'appui du contreventement de toiture dans les fondations en travaillant comme des poutres consoles à treillis. Les réactions introduites dans les fondations peuvent être décomposées en une force horizontale et deux forces verticales (une vers le haut et une vers le bas).

Un raisonnement analogue peut être fait pour le vent qui agit transversalement sur un long pan de la halle. Ce sont alors le contreventement longitudinal de toiture et les contreventements de façade pignon qui sont sollicités (voir fig. 3.3(b)).

3.3.3 Limitation des déformations

Limiter la déformabilité d'une structure peut être rendu nécessaire pour des raisons telles que le bon comportement d'éléments de second œuvre ou le bon fonctionnement de ponts roulants. Nous verrons également au paragraphe 3.3.4, et surtout au chapitre 11 du TGC vol. 11, que la déformabilité d'une structure peut aussi avoir un effet défavorable sur sa stabilité (effet de second ordre).

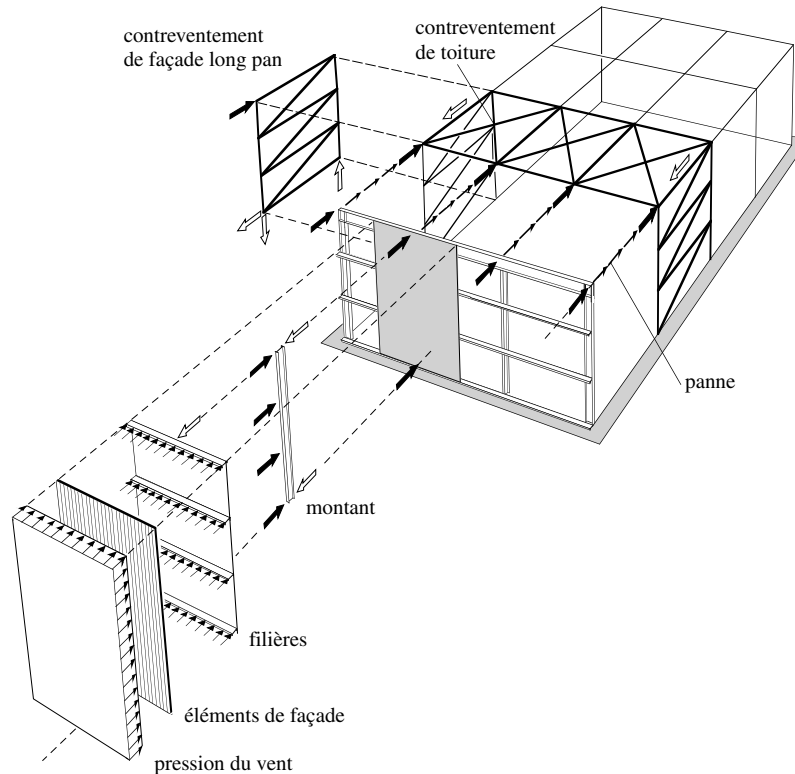


Fig. 3.20 Exemple de transmission des efforts horizontaux.

Effets des charges horizontales

Dans le cas où les cadres comportent quatre articulations, ils sont *instables* sous l'effet des forces horizontales (fig. 3.21(a)). Un système de contreventements est nécessaire pour assurer la stabilité statique. Les déplacements latéraux des cadres sont alors limités par la déformation des contreventements.

Dans le cas où les cadres sont hyperstatiques, et par conséquent *autostables* (fig. 3.21(b)), il se peut que même si ces cadres sont dimensionnés selon des critères de sécurité structurale, les déplacements horizontaux soient trop grands sous l'effet des forces transversales. On a alors deux solutions pour satisfaire les exigences de l'aptitude au service :

- renforcer le cadre en choisissant des sections plus rigides,
- introduire un système de contreventements.

Dans la première solution, on ne modifie pas le système statique, qui reste celui d'un cadre autostable. Dans la deuxième solution, les cadres, toujours considérés comme rigides, travaillent conjointement avec le système de contreventements, qui constitue alors un appui à ressort. Les parts de l'effort horizontal reprises par les cadres et par les contreventements dépendent des rigidités relatives de ces éléments (application du principe de compatibilité des déformations, voir TGC vol. 11, chap. 11). Cette solution n'est pas très économique, car elle cumule à la fois des nœuds rigides, compliqués à réaliser, et des barres de contreventement.

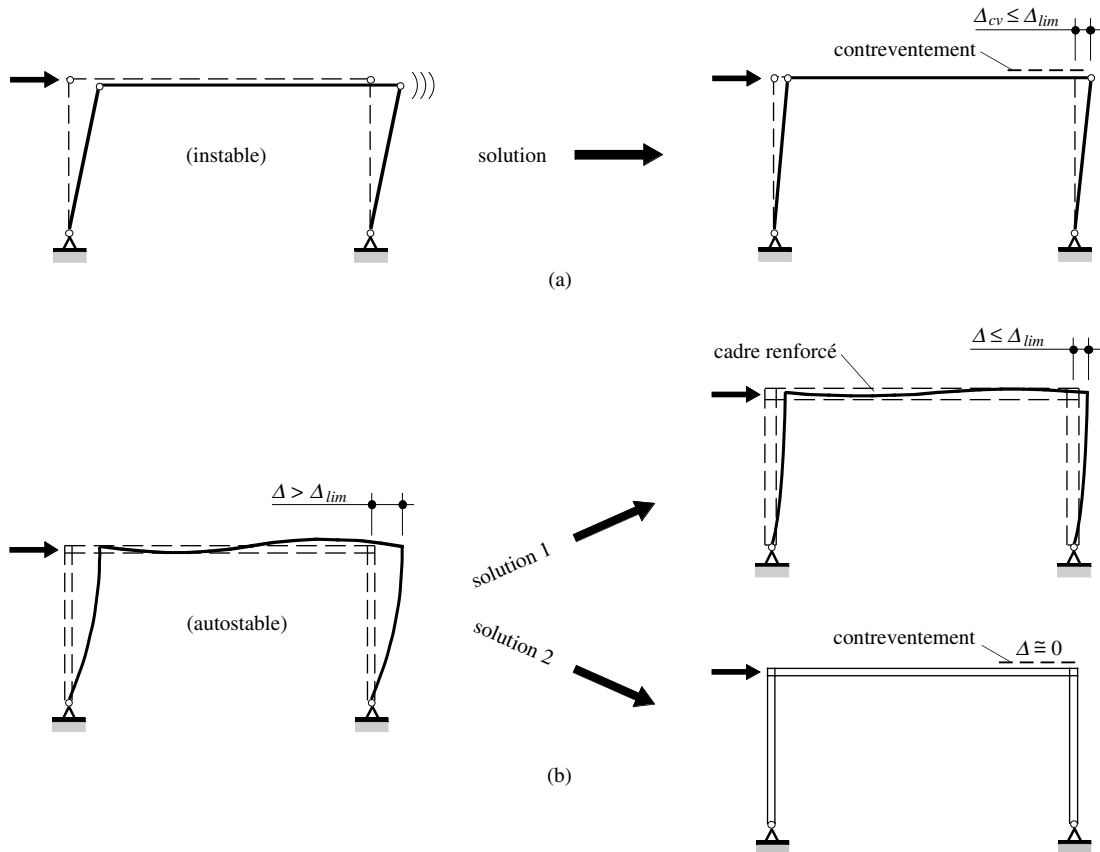


Fig. 3.21 Effet du contreventement sur le déplacement latéral des cadres.

En pratique et dans les cas courants, si un système de contreventements doit être mis en œuvre, les cadres ne seront plus conçus avec des nœuds rigides, mais articulés (fig. 3.22(a)). Il est en effet facile de créer des contreventements très rigides et de limiter les déplacements sans devoir considérer en sus la rigidité flexionnelle des cadres. La quantité de matière sera par conséquent plus importante mais en contrepartie, tous les assemblages étant articulés, le coût global de la structure sera certainement plus bas.

Si la halle est très longue ou le sol de fondation de capacité portante médiocre, la solution des cadres autostables est souvent plus avantageuse, les efforts dus au vent étant répartis sur tous les cadres (fig. 3.22(b)). Dans ce cas, une conception avec contreventement transversal nécessiterait un renforcement important des pannes faisant office de membrures du contreventement de toiture. Par suite, les montants des contreventements de façade induiraient de très grands efforts de compression et de traction dans les fondations rendant obligatoire le recours à des dispositions particulières.

Il est encore à relever qu'en cas d'extension longitudinale de la halle, la solution avec cadres rigides (autostables) est préférable. En effet, contrairement à la solution avec cadres à quatre articulations, cette solution ne nécessite pas de renforcement du système de stabilisation existant.

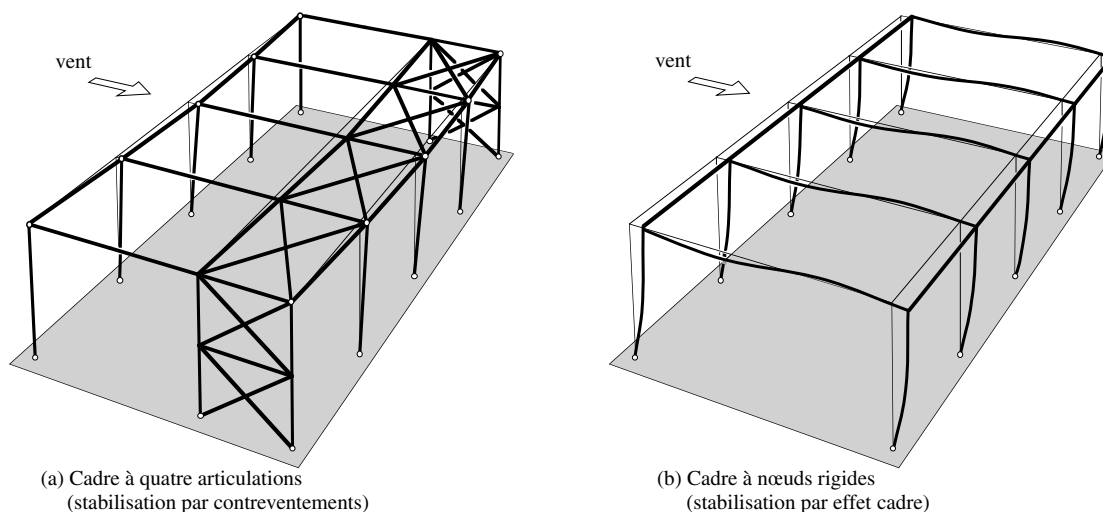


Fig. 3.22 Stabilisation des cadres articulés et rigides.

Effets dus à la dilatation thermique

Nous avons donné au paragraphe 3.3.2 un exemple de cheminement des forces horizontales longitudinales à l'aide d'un contreventement transversal situé au milieu de la halle (fig. 3.20). Ce choix influence également les possibilités de mouvement de la charpente sous l'effet des variations de température. La figure 3.23 montre schématiquement, pour différents emplacements des contreventements, la déformation d'une halle lors d'un échauffement de la structure porteuse sans ou avec joint de dilatation :

- Le dispositif adopté à la figure 3.23(a) convient pour des halles de faible longueur (30 à 40 m). Il présente l'avantage de permettre un montage de la halle par avancement, de manière continue, à partir de l'extrémité contreventée.
- Le dispositif de la figure 3.23(b) permet de construire des halles plus longues avec un seul système de contreventements, les mouvements thermiques étant divisés en deux parts de chaque côté du système.
- La solution de la figure 3.23(c) permet une transmission directe aux fondations des sollicitations du vent sur les pignons. Les dilatations thermiques, en revanche, sont empêchées et il en résulte des efforts supplémentaires dans la structure.
- Les systèmes adoptés aux figures 3.23(d) et (e) sont valables pour des halles de grande longueur où il est nécessaire de prévoir un ou plusieurs joints de dilatation à cause de l'importance des mouvements thermiques. La longueur maximale d'un bâtiment ou d'une halle sans joint de dilatation dépend de la conception des façades et des cloisons intérieures; elle se situe entre 40 et 60 mètres.

Certaines halles sont conçues, pour des raisons essentiellement esthétiques, avec une structure porteuse apparente, disposée à l'extérieur des façades et de la toiture. Dans ce cas, la structure porteuse sera très exposée aux variations de température du fait qu'elle n'est pas isolée thermiquement. Les phénomènes de dilatation évoqués ci-dessus seront alors plus importants et devront être considérés avec beaucoup de soins.

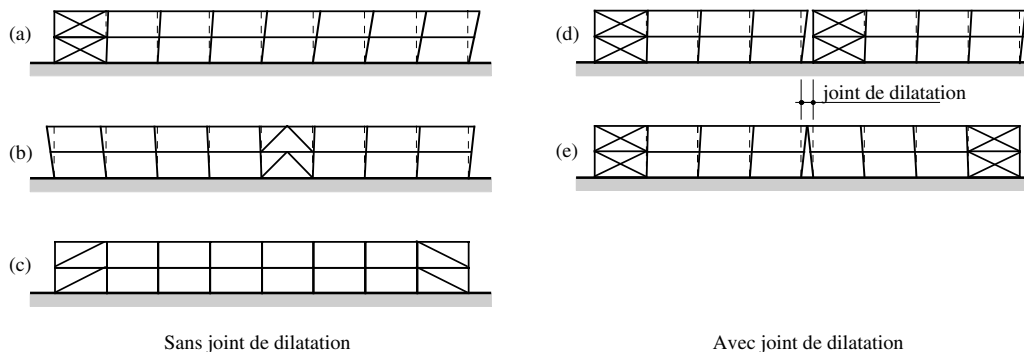


Fig. 3.23 Mouvements thermiques.

3.3.4 Stabilité des éléments porteurs

En plus de leurs fonctions de transmission des forces horizontales aux fondations et de limitation des déformations, les contreventements, qu'ils soient verticaux ou horizontaux, peuvent avoir pour rôle la création d'appuis (points fixes) nécessaires à la stabilisation d'éléments porteurs.

Dans le cas particulier d'un cadre sollicité dans son plan (fig. 3.24), la réalisation d'un point fixe de stabilisation latérale au moyen d'un contreventement longitudinal de toiture modifie de façon très importante la longueur de flambage des montants, et par conséquent la charge que peut supporter le cadre. Sans contreventement (fig. 3.24(a)), le cadre rigide n'est pas tenu latéralement et la longueur de flambage du montant est supérieure au double de sa hauteur. Avec un contreventement (fig. 3.24(b)), l'angle de cadre est tenu et constitue un point quasiment fixe. La longueur de flambage du montant ne dépassera pas la hauteur du cadre. En d'autres termes, l'appui élastique constitué par le contreventement augmente la charge critique du cadre dans une mesure qui dépend de sa rigidité (TGC vol. 11, chap. 11).

Hors du plan du cadre, la création d'appuis au moyen du contreventement transversal de toiture (fig. 3.24(c)) permet d'augmenter la résistance au déversement de la traverse et, au moyen des contreventements de façade long pan, de diminuer la longueur de flambage des montants selon leur axe faible. En général, ces appuis sont considérés comme fixes, mais ce sont en fait toujours des appuis à ressort (comme on l'a vu ci-dessus).

Il est important de rappeler la nécessité de la liaison entre l'élément stabilisé (le cadre) et l'élément stabilisateur (le contreventement). Cette liaison est réalisée en toiture par les pannes et, en façade, par les filières, comme le montre la figure 3.24(c). Les forces à reprendre par les éléments de liaison et le contreventement sont relativement faibles (théoriquement, elles sont nulles en cas d'éléments sans imperfections). Les normes admettent qu'elles valent le centième de l'effort maximal de compression sollicitant chaque membrure à stabiliser. Il ne faut pas oublier que le contreventement doit en général assurer la stabilité hors plan de plusieurs cadres simultanément, ce qui signifie que les forces de stabilisation sont la somme des forces correspondant à chaque cadre stabilisé.

3.3.5 Types d'élément de stabilisation

Comme nous l'avons vu à la figure 3.18, l'indéformabilité d'un panneau peut être réalisée par triangulation (treillis), par remplissage (voile, diaphragme) ou par rigidification des nœuds (cadre-portique). Examinons plus en détail la conception de ces trois types d'élément de stabilisation.

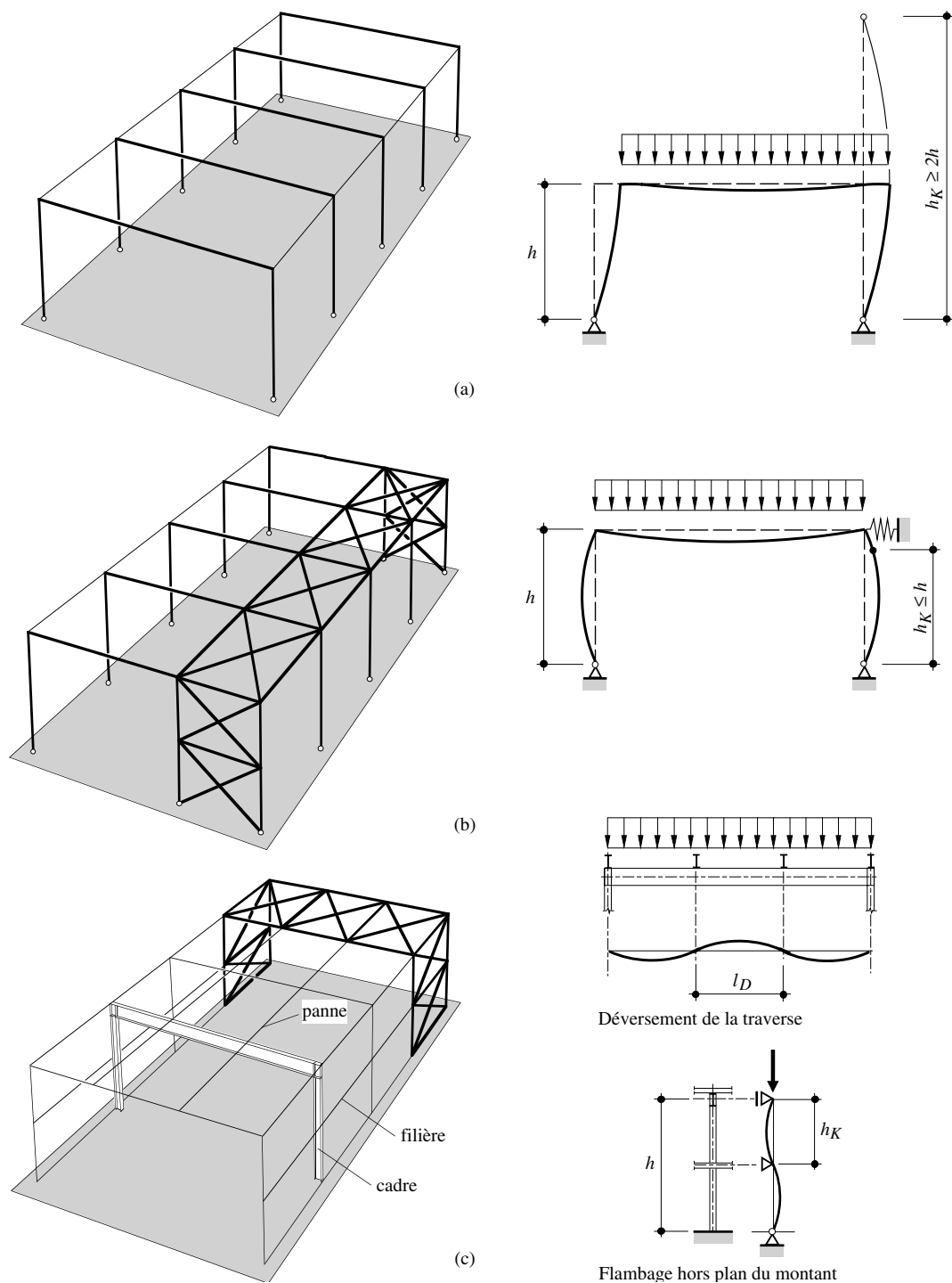


Fig. 3.24 Stabilisation d'éléments porteurs par les contreventements.

Treillis

Pour créer un panneau indéformable, il suffit de disposer une diagonale, qui sera tendue ou comprimée selon le sens de la force horizontale à transférer. Toute forme de triangulation est donc admissible, pourvu que les barres travaillant à la compression résistent au flambage. Si on veut éviter que les diagonales soient soumises à la compression, on peut disposer une deuxième diagonale inversée (travaillant en traction) dans le même panneau (contreventement en croix de St-André). Les contreventements triangulés offrent en plus l'avantage d'être installés dès le montage de l'ossature, évitant ainsi la nécessité de contreventements provisoires.

Considérons, pour simplifier le raisonnement, uniquement ce qui se passe dans le sens longitudinal d'une halle. La figure 3.25 montre deux possibilités de réaliser le système de contreventements. Dans le cas de la figure 3.25(a), le système est unique (composé d'un contreventement de toiture et de deux contreventements de façade) et devra assurer l'équilibre des forces dues au vent agissant dans les deux sens. Les pannes et les filières doivent donc être capables de transférer des efforts de compression en cas de vent arrière.

Dans la halle de la figure 3.25(b), le système de contreventements est doublé. Il est possible d'admettre que chaque système de contreventements reprend uniquement la part des forces agissant dans un seul sens (pression sur un pignon plus dépression sur l'autre), mais ne participe pas à la résistance dans le sens opposé. Dans ce cas, chaque système de contreventements doit être dimensionné pour reprendre l'entier des forces, mais dans un sens seulement (pas d'inversion des efforts). Rappelons que ce type de disposition peut engendrer des problèmes liés à la dilatation thermique (§ 3.3.3).

La distinction faite ci-dessus quant au mode de sollicitation est en particulier importante pour les treillis qui n'ont pas la même résistance ultime dans les deux sens. Le treillis en N convient bien lorsqu'il n'y a pas d'inversion des efforts, ou une inversion de faible intensité seulement. Les treillis en K ou en V comportent des diagonales comprimées, quel que soit le sens de la sollicitation (en outre, ils ont le désavantage de nécessiter la réalisation de plus de nœuds que la plupart des autres types de treillis). Les treillis en croix de St-André ont également une diagonale comprimée et une tendue par panneau, quel que soit le sens de la force, mais, en revanche, ils sont hyperstatiques intérieurement. De ce fait, la résistance des diagonales comprimées n'est pas indispensable pour assurer l'équilibre du système. Il est donc possible de négliger la participation de ces diagonales comprimées (flambage) et d'admettre que seules les diagonales tendues sont efficaces.

En conclusion, et en règle générale, on peut dire que:

- les treillis en croix de St-André, éventuellement en K ou en V, conviennent pour les contreventements où il y a une inversion importante des efforts, tel celui représenté à la figure 3.25(a);
- les treillis en N, éventuellement en K ou en V, conviennent pour les contreventements sollicités dans un seul sens, tels ceux représentés à la figure 3.25(b).

Voiles et diaphragmes

Des diaphragmes en tôle profilée ou en panneau sandwich, des dalles en béton armé ou mixtes acier-béton sont capables de rigidifier des plans et de résister aux efforts de cisaillement afin d'assurer la transmission des efforts dans les éléments de stabilisation. Des voiles verticaux de stabilisation peuvent être réalisés par remplissage d'une ou deux travées entre montants avec du béton armé ou de la maçonnerie. Le béton est utilisé pour les fortes sollicitations (halles de grandes dimensions, séismes), alors que la maçonnerie est réservée aux faibles sollicitations. Des parties de bardage en tôle profilée ou en panneau sandwich peuvent aussi constituer des diaphragmes de stabilisation verticaux. La figure 3.26(a) donne quelques exemples de voiles et diaphragmes.

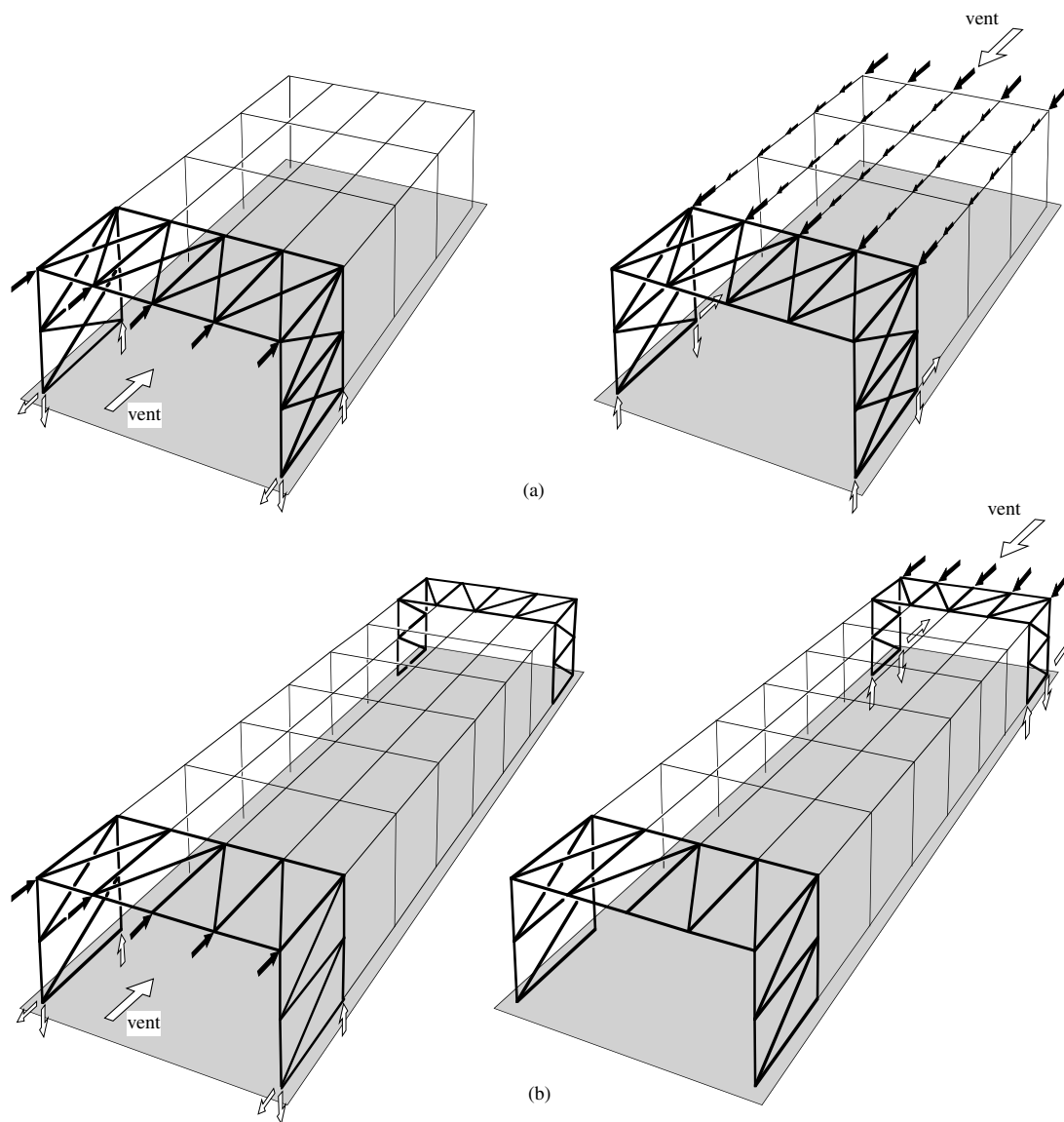


Fig. 3.25 Dispositions possibles pour le système transversal de contreventements.

Il est également possible d'utiliser, pour la stabilisation des ossatures de halle, un noyau ou un mur de refend en béton armé (fig. 3.26(b)). Ce genre de stabilisation, que l'on emploie plutôt dans les bâtiments à étages, consiste à utiliser les cages d'escalier ou d'ascenseur, ainsi que des parois intérieures en béton armé, comme éléments rigides créant les appuis nécessaires à la reprise des efforts horizontaux. La conception de tels systèmes sera développée au chapitre 4 consacré aux structures porteuses de bâtiments à étages.

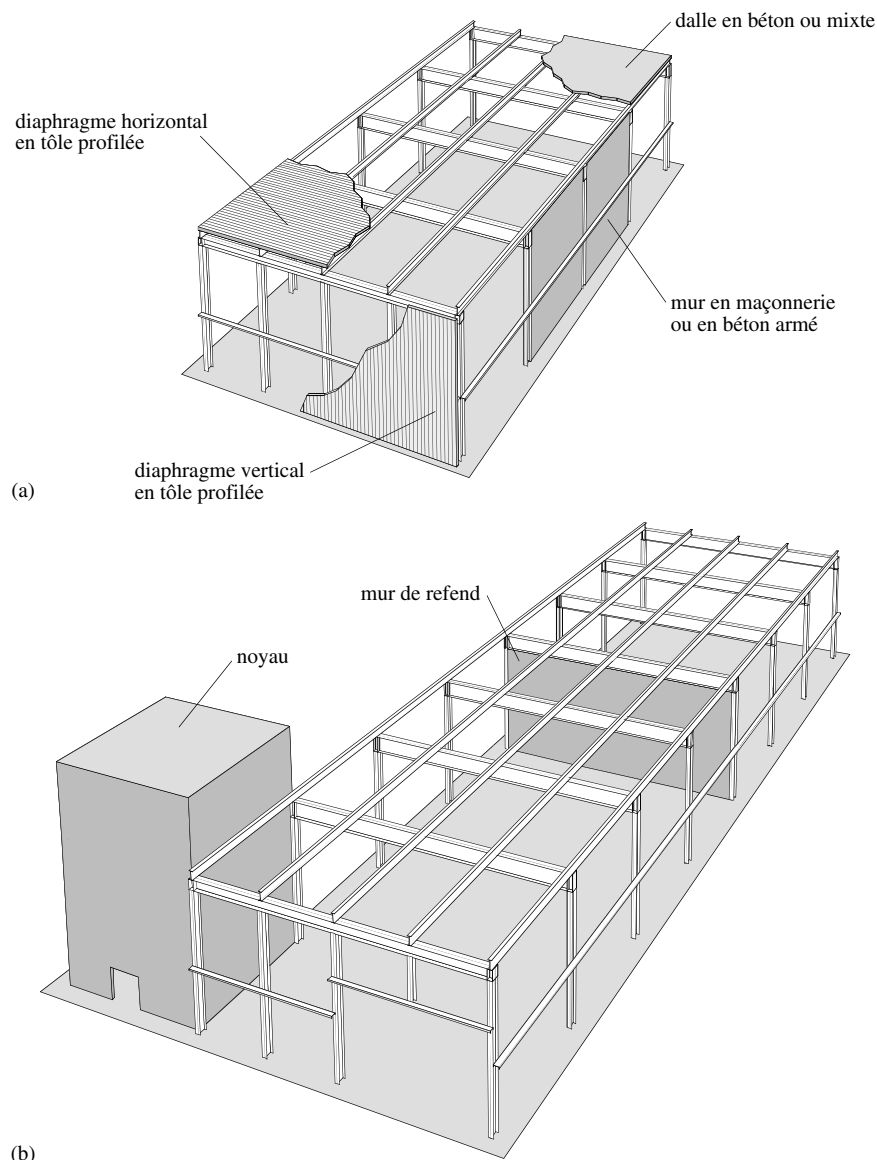


Fig. 3.26 Voiles et diaphragmes de stabilisation.

Tous les éléments mentionnés ci-dessus, tels que parois verticales de remplissage en béton ou en maçonnerie, tôles profilées ou panneaux de toiture ou de façade, dalles, etc., contribuent à raidir la structure porteuse, même s'ils n'ont pas été conçus comme éléments de stabilisation. Le cas échéant, la participation de ces éléments à la résistance et à la stabilité doit être justifiée par des calculs et des détails de construction adéquats doivent être mis en œuvre. En particulier, la transmission des efforts, en général par cisaillement, entre les éléments porteurs et les éléments de stabilisation doit être garantie. Les plaques de tôle profilée doivent être liées entre elles et avec la charpente au moyen de clous, vis ou rivets.

La liaison entre le béton et l'acier doit être réalisée par des goujons soudés, des équerres clouées ou d'autres moyens de connexion.

Cadres-portiques (ou palées de stabilisation)

Dans les cadres-portiques de stabilisation, appelés aussi *palées*, c'est l'encastrement des montants dans la traverse qui assure la rigidité du panneau (fig. 3.27(a)). Une palée de stabilisation peut aussi être un contreventement triangulé dont la forme rappelle le portique (fig. 3.27(b)). Lorsque plusieurs panneaux sont rendus rigides par un effet de cadre, on obtient des portiques multiples (fig. 3.27(c)).

Pour obtenir, avec un portique, une rigidité comparable à celle d'un contreventement en croix de St-André, il faut des sections d'acier beaucoup plus importantes en raison de la flexion sollicitant les profilés. Une stabilisation par cadre-portique ou palée se justifie cependant dans certains cas, par exemple pour :

- laisser libre passage à des véhicules (ne pas avoir de diagonales à travers un espace),
- éviter les diagonales dont l'effet esthétique est inacceptable,
- garder plus de liberté pour une modification de la structure (nouvelle affectation des locaux).

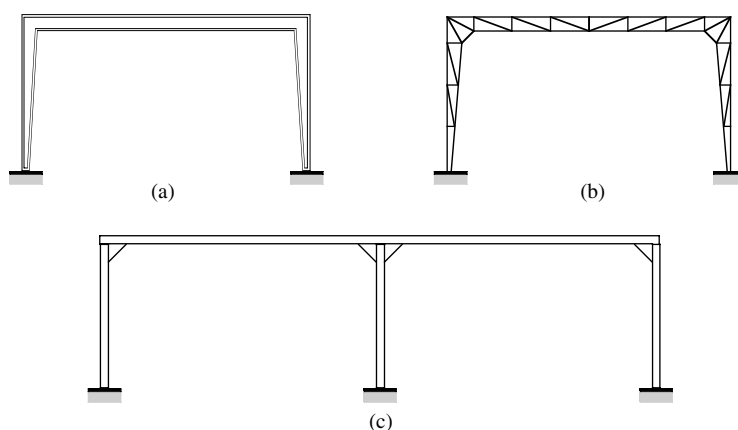


Fig. 3.27 Portiques de stabilisation.

3.3.6 Contreventements situés dans les toitures non horizontales

Transmission des forces verticales

Les contreventements situés dans les pans des toitures non horizontales présentent la particularité de participer également à la reprise des forces verticales. Pour illustrer cette particularité, considérons une structure métallique de halle avec toiture à deux pans (fig. 3.28(a)). Lorsqu'une force verticale est appliquée à cette structure, le faîte a tendance à se déplacer vers le bas et les rives vers l'extérieur. Ces déplacements ne peuvent pas se produire sans qu'il y ait déformation dans les pans de la toiture. La structure porteuse dans son ensemble (fermes, pannes, contreventements, couverture, assemblages, fixations) agit en fait comme une structure plissée impliquant un effet porteur tridimensionnel (§ 3.5.4). Les pans de la

toiture tendent à résister à ces déplacements en fonction de leur rigidité, à la manière d'une poutre de grande hauteur (fig. 3.28(b)) dont les membrures seraient les pannes de bord (la faîtière et la sablière), l'âme serait la couverture ou le contreventement et les appuis seraient les pignons contreventés. Les efforts dans les pans inclinés s'obtiennent par simple décomposition des forces verticales Q_V selon les angles de pente de la toiture (fig. 3.28(c)).

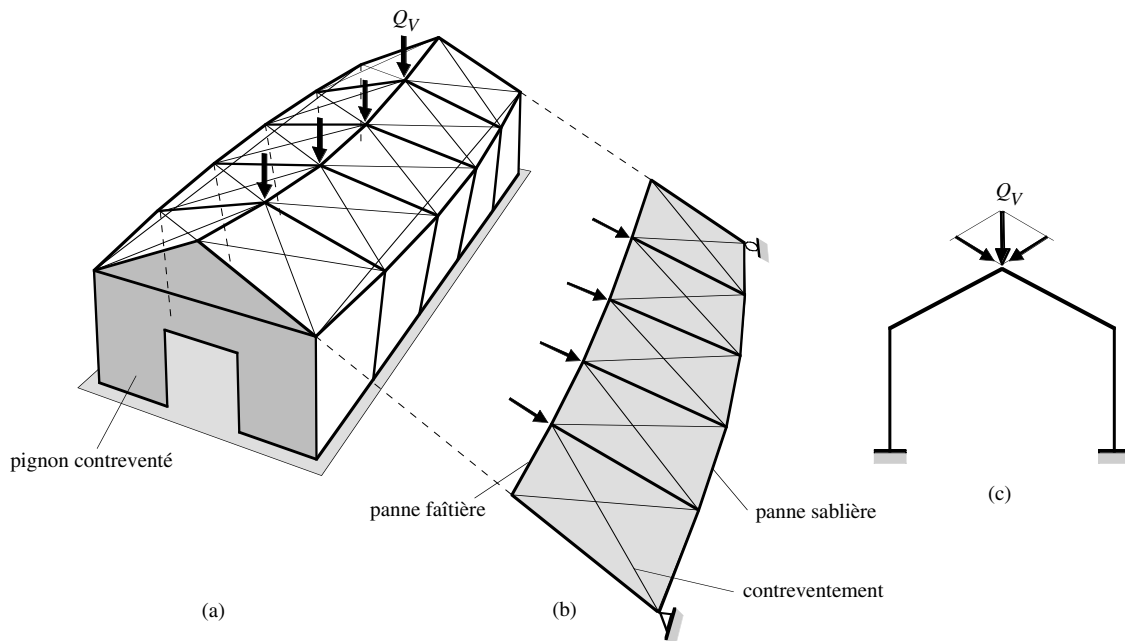


Fig. 3.28 Contreventements de toiture à deux pans transmettant des forces verticales.

Transmission des forces horizontales

Les contreventements de toiture chargés de transmettre les forces horizontales dans les halles dont la toiture n'est pas horizontale peuvent être disposés de deux façons. Ou bien ils sont horizontaux et placés au niveau de la membrure inférieure des traverses brisées ou polygonales (fig. 3.29(a)), ou bien ils sont situés dans les pans mêmes de la toiture (fig. 3.29(b)). Les surfaces tramées de la figure 3.29 représentent les systèmes chargés de stabiliser la structure selon la direction des forces (longitudinales ou transversales) et selon la position des contreventements de toiture (horizontale ou dans les pans inclinés). Il faut remarquer que lorsque le contreventement est horizontal, au moins un des panneaux de la toiture doit être contreventé (fig. 3.29(a)).

3.4 Structures en shed

On appelle *shed* une partie de toiture en forme de prisme triangulaire horizontal dissymétrique; la halle est alors caractérisée par une élévation en dents de scie (fig. 3.30). Cette disposition permet

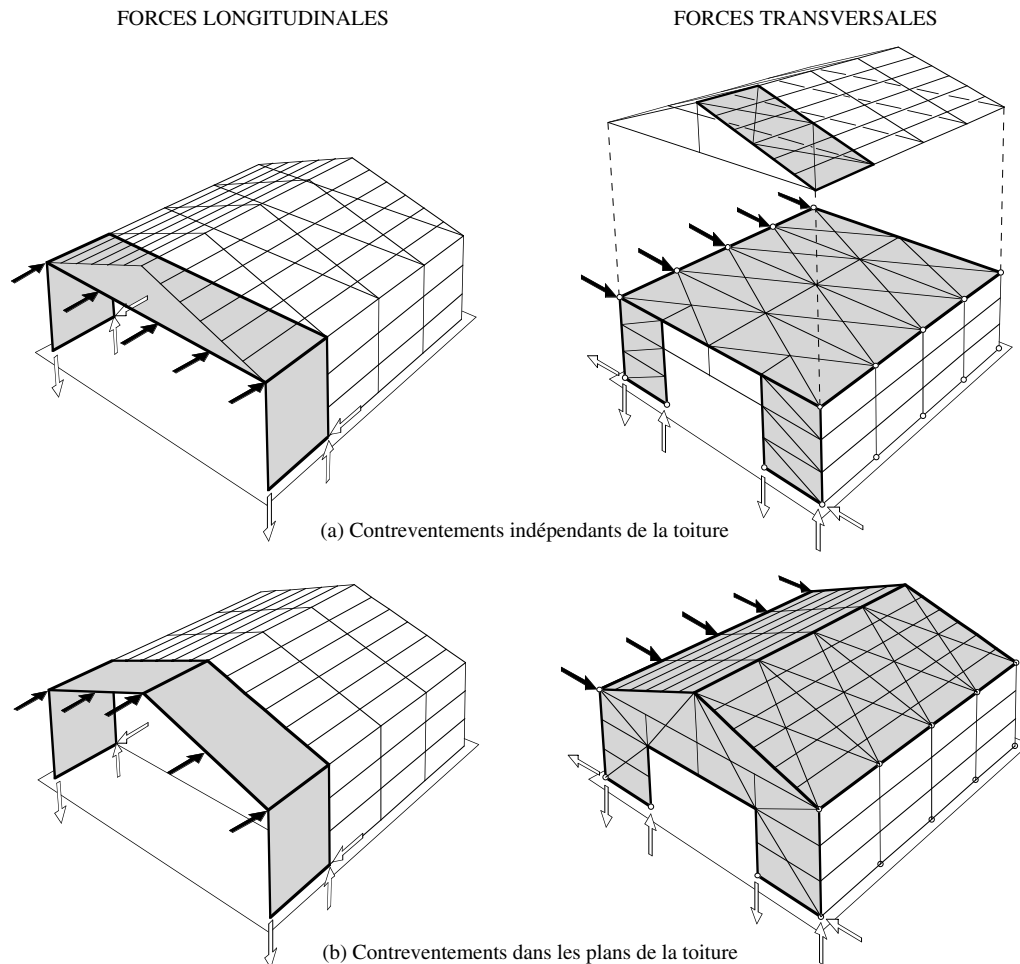


Fig. 3.29 Contreventements de halles à toiture inclinée transmettant des forces horizontales.

d'incorporer une importante surface vitrée en toiture, en général dans le pan le plus incliné du shed. On obtient ainsi un éclairage naturel uniforme et sans ensoleillement direct. A cet effet, les plans vitrés du shed doivent être orientés vers le secteur nord-ouest – nord-est (dans l'hémisphère Nord). Citons comme inconvénients du shed les problèmes d'étanchéité, dus à l'eau de pluie (ou à la neige) retenue dans un espace concave, les détails de construction en général plus compliqués et, dans certains cas, le volume de comble non utilisé à chauffer ou à climatiser.

Le rapport entre l'écartement des plans vitrés et la hauteur de la halle influence l'uniformité de l'éclairage. Ce sera, avec la hauteur statique à disposition, un des critères de choix de la géométrie, notamment l'espacement des montants ou des cadres. Nous allons distinguer deux cas:

- les sheds qui ne font pas partie de la structure porteuse principale de la halle (appelés aussi *faux sheds*) et dont le rôle principal est de créer la géométrie désirée de la toiture,
- les sheds qui font partie intégrante de la structure porteuse principale.

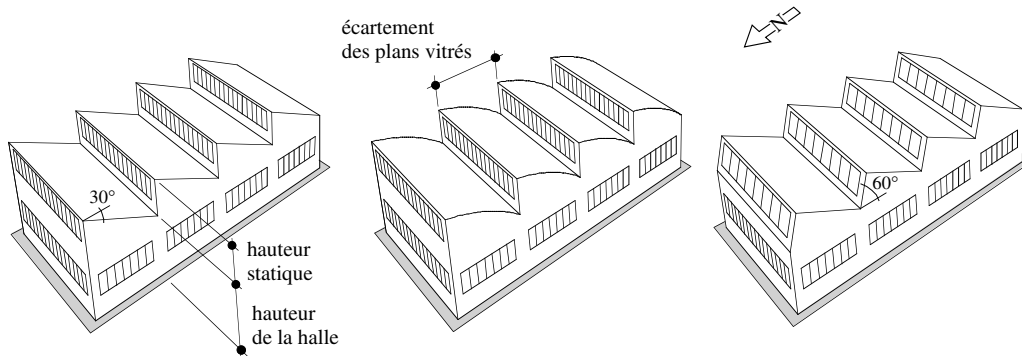


Fig. 3.30 Perspectives schématiques de halles en shed.

3.4.1 Sheds indépendants de la structure porteuse principale

Une première conception consiste à considérer que la structure porteuse principale est constituée de cadres transversaux plans sur lesquels reposent, à la place des pannes, des éléments porteurs secondaires en forme de triangle. La nature de ces porteurs peut être très diverse (fig. 3.31):

- simple panne brisée (bi-linéaire), avec ou sans sous-tirant (fig. 3.31(a)),
- poutre à treillis sur deux appuis (fig. 3.31(b)),
- poutre à treillis continue (fig. 3.31(c)).

Dans la solution avec poutres à treillis continues, la portée entre cadres transversaux peut être augmentée grâce à la grande hauteur statique des treillis. Cette conception offre la possibilité d'avoir plusieurs plans vitrés entre deux cadres adjacents.

La traverse des cadres (fig. 3.31(a,b)) est en général constituée d'un profil à double té ou d'un caisson. Elle peut aussi être remplacée par le chéneau d'évacuation des eaux, situé dans le creux des sheds, qui doit alors être porteur (fig. 3.31(d)).

Une autre conception de sheds indépendants est réalisée par le système *mini-shed* (fig. 3.32) offrant de très bonnes conditions d'éclairage zénithal [3.7]. Dans ce cas, la structure porteuse principale de la halle est longitudinale. Elle est constituée de cadres plans sur lesquels reposent, transversalement, des poutres à treillis assemblées deux à deux en forme de V renversé. La poussée horizontale provenant de l'inclinaison des treillis peut être reprise par un contreventement horizontal situé dans le plan des membrures inférieures des treillis, aux extrémités de la halle par exemple.

3.4.2 Sheds intégrés à la structure porteuse

Nous avons vu que les systèmes de shed précédents sont constitués d'une structure porteuse conventionnelle (fig. 3.1) sur laquelle reposent, de façon indépendante, des éléments porteurs particuliers de toiture en dents de scie. Si au contraire une structure porteuse principale est intégrée dans le volume de cette toiture (fig. 3.2(b)), on utilise de façon plus rationnelle la hauteur statique à disposition donnée par la hauteur du vitrage. La traverse du cadre (poutre à treillis, poutre *Vierendeel*) peut ainsi être intégrée dans une partie ou dans la totalité du plan vitré (fig. 3.33). Les pannes sont de simples poutres reposant à une extrémité sur la membrure supérieure d'une traverse et à l'autre extrémité sur la membrure inférieure de la traverse suivante.

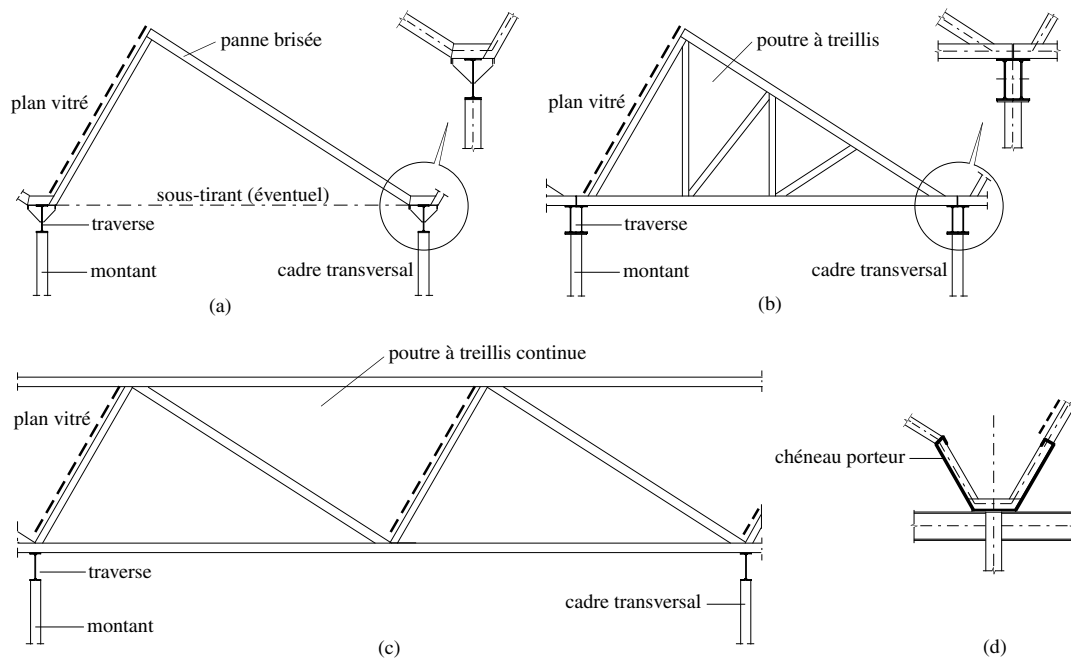


Fig. 3.31 Sheds indépendants sur traverses de cadre.

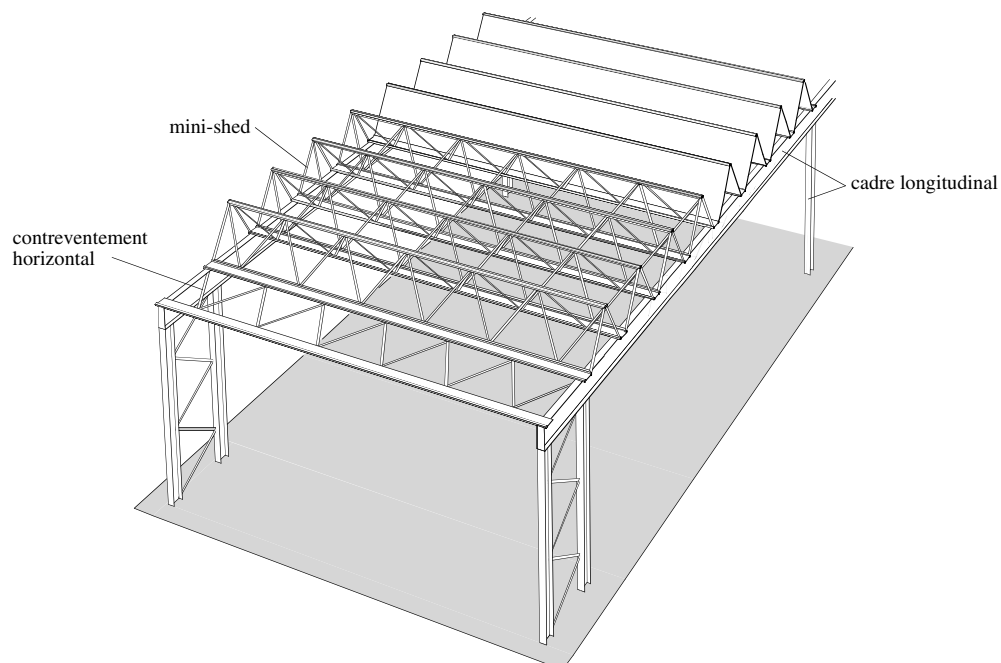


Fig. 3.32 Mini-sheds sur cadres longitudinaux.

En cas de traverses verticales (fig. 3.33(a)) et de charges essentiellement verticales (poids propre, neige) ces pannes inclinées induisent des réactions également verticales, donc dans le plan des traverses. Par contre, sous l'effet du vent par exemple, qui agit perpendiculairement aux faces frappées, les pannes sollicitent les traverses hors de leur plan, ce qui nécessite une stabilisation de la structure porteuse. Lorsque les traverses de cadre sont elles-mêmes situées dans un plan incliné (fig. 3.33(b)), les charges verticales créent des efforts hors plan qu'il est nécessaire de faire cheminer jusqu'aux contreventements de stabilisation (§ 3.4.3).

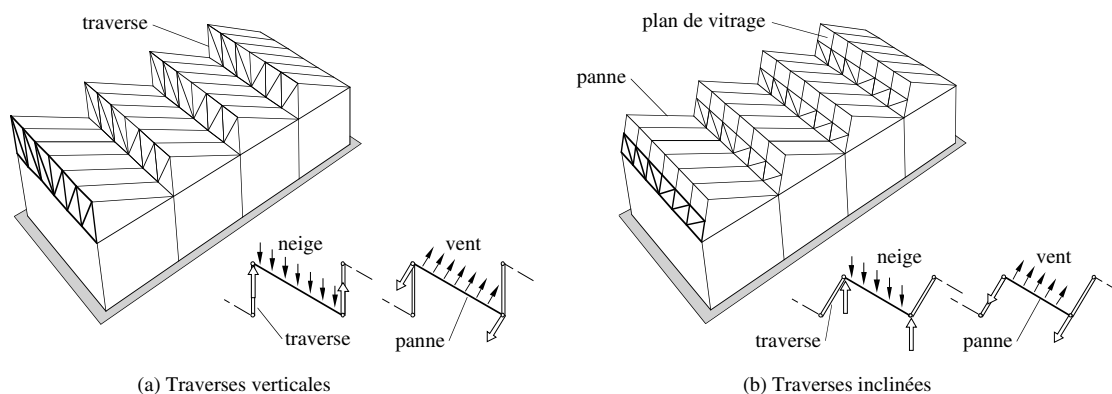


Fig. 3.33 Sheds intégrés à la structure porteuse.

3.4.3 Stabilisation des halles en shed

Le bref aperçu des différents systèmes de shed laisse entrevoir que le cheminement des efforts dans ces structures est parfois complexe. Ceci est dû d'une part au fait que les éléments porteurs sont inclinés (ferme à treillis dans le plan du vitrage, pannes brisées) et d'autre part au fait que la pression du vent s'exerce non seulement sur les façades de la halle, mais également sur les faces de chaque shed constituant la toiture. Il faut donc assurer aussi bien la stabilisation individuelle des sheds que la stabilisation d'ensemble de la halle sous l'effet simultané des forces verticales et horizontales.

Nous allons exposer les principes de stabilisation en séparant la reprise des charges verticales de celle des charges horizontales, pour des raisons de clarté. Toutefois, dans les structures réelles en shed, il n'y a pas de séparation entre les éléments destinés à reprendre ces deux types de force qui agissent simultanément.

Stabilisation sous forces verticales

Considérons la halle en shed esquissée à la figure 3.34, soumise à des forces verticales. La structure des sheds est composée d'une poutre à treillis dans le plan du vitrage et de pannes inclinées en poutre simple dans l'autre plan (fig. 3.34(a)). La composante de Q_V située dans le plan incliné du vitrage est reprise dans le plan de la poutre à treillis. Étant donné la faible rigidité transversale (hors plan) de cette poutre, la composante de Q_V agissant perpendiculairement au treillis ne peut pas être équilibrée. La structure est donc instable. Pour stabiliser ce système, il existe de nombreuses solutions dont deux sont présentées.

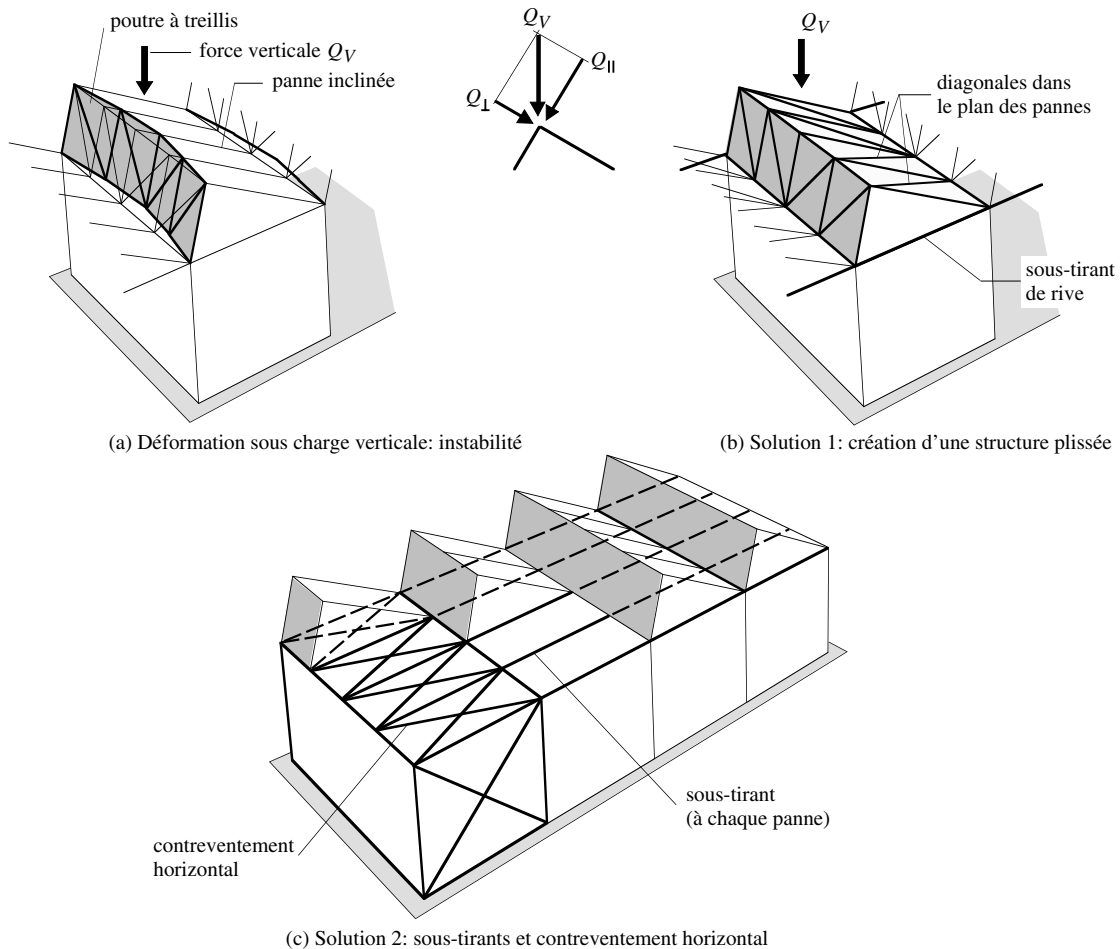


Fig. 3.34 Stabilisation des sheds intégrés à la structure porteuse.

Une première solution (fig. 3.34(b)) consiste à réaliser l'équilibre des forces en ajoutant des diagonales dans le plan des pannes, de façon à créer une deuxième poutre à treillis. En première approximation, on peut effectuer le calcul statique de chaque poutre à treillis inclinée en négligeant l'influence des poutres voisines, mais en réalité, on est en présence d'un système très hyperstatique. En effet, chaque poutre partage ses membrures inférieure et supérieure avec les poutres voisines et la compatibilité des déformations doit par conséquent être assurée le long de cette ligne commune. On appelle un tel système une *structure plissée* (§ 3.5.4). Remarquons la présence, aux extrémités des poutres, c'est-à-dire au droit des montants, d'un sous-tirant qui empêche les sheds de s'ouvrir. Ceci est particulièrement important pour les sheds situés aux extrémités ou pour les sheds non chargés de manière uniforme. Une des hypothèses à la base du calcul des structures plissées est, d'ailleurs, que l'indéformabilité de la section est garantie dans les plans verticaux d'extrémité (au moyen d'un diaphragme ou d'un sous-tirant, par exemple). Un tel système constitue en quelque sorte une structure porteuse spatiale, pour laquelle aucun autre contreventement n'est nécessaire, excepté bien sûr les contreventements verticaux descendant jusqu'aux fondations.

Une deuxième solution (fig. 3.34(c)) consiste à remplacer l'effet des diagonales dans le plan des pannes par celui de sous-tirants placés horizontalement pour fermer le triangle des sheds. On remplace ainsi la stabilisation spatiale par des plans verticaux (les triangles) indéformables. Toutefois dans un tel système, les efforts dans les sous-tirants doivent être conduits dans un contreventement transversal de toiture disposé horizontalement (comme dans la figure) ou dans le plan des pannes.

Stabilisation sous forces horizontales longitudinales

Considérons maintenant la halle de la figure 3.35 soumise à la pression du vent longitudinal. Chaque shed est soumis à une force de pression sur la face au vent et à une force de dépression sur la face sous le vent. Quelle que soit la forme des sheds, la résultante horizontale de ces forces de vent doit être amenée aux contreventements verticaux de façade long pan de la halle par un système garantissant le stabilité des sheds.

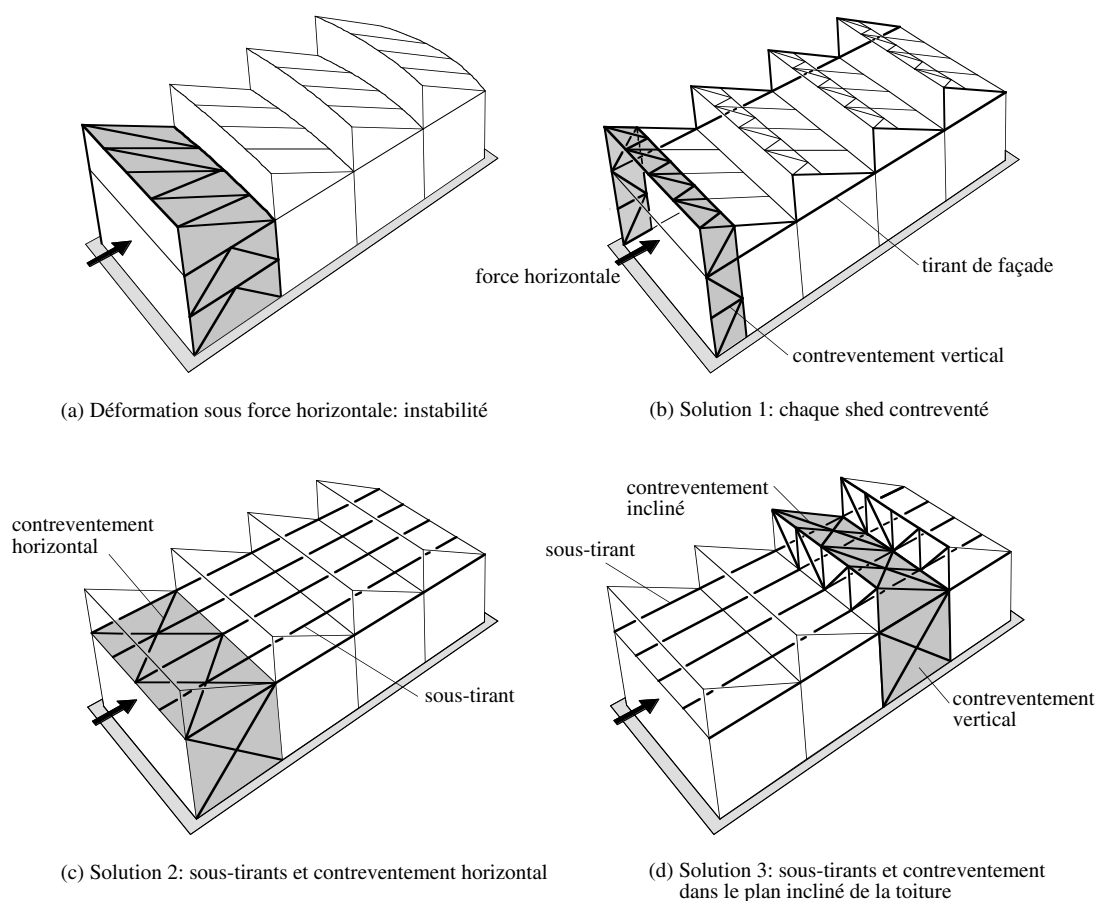


Fig. 3.35 Stabilisation des sheds sous forces horizontales longitudinales.

La figure 3.35(a) montre l'inefficacité de contreventer un seul shed (le premier dans l'exemple) si les autres cadres ne lui sont pas liés : les autres sheds sont instables. La figure 3.35(b) montre une première solution où chaque shed est contreventé. Le cheminement des forces de vent agissant en toiture sera alors : contreventement du shed → tirant de façade → contreventement vertical. On peut contreventer toute la face inclinée ou seulement une partie.

La figure 3.35(c) montre une deuxième solution pour assurer l'équilibre des sheds. Au lieu de faire cheminer les forces d'abord transversalement jusqu'à la façade, puis longitudinalement, comme dans le cas précédent, on transmet les composantes horizontales du vent au contreventement de façade, au moyen de sous-tirants et d'un contreventement transversal. Il ne faut cependant pas oublier que si le vent souffle de droite à gauche (sur la figure), ces sous-tirants seront comprimés, à moins de prévoir un contreventement transversal à chaque extrémité de la halle.

Il est également possible de disposer le contreventement transversal dans le plan incliné de la toiture (fig. 3.35(d)). Dans cette troisième solution, les deux treillis verticaux adjacents (traverses de cadre) participent également à la reprise des efforts horizontaux. La solution 2 assure le cheminement des efforts le plus direct, puisque les forces dans les sous-tirants sont horizontales.

On voit que les solutions 2 et 3 envisagées aux figures 3.35(b) et (c) rejoignent les solutions des figures 3.34(b) et (c), ce qui confirme que pour les sheds, il n'y a pas de distinction précise entre les éléments destinés à reprendre les forces verticales et les forces horizontales. On se souviendra enfin que les contreventements de façade long pan doivent également reprendre le vent agissant sur le pignon, en plus du vent agissant en toiture.

Stabilisation sous forces horizontales transversales

Lorsque le vent souffle transversalement à la halle, la toiture en shed est soumise à une dépression verticale presque uniforme, comme dans le cas d'une toiture plate. Le contreventement longitudinal de toiture sert donc à reprendre essentiellement le vent agissant sur les façades long pan. Le moyen le plus direct de transmettre cette force aux contreventements de façade pignon est un contreventement placé dans un plan horizontal (fig. 3.36 (a)).

Le contreventement représenté à la figure 3.36(b), de forme brisée, peut sembler stable à première vue, mais en fait il ne l'est pas. En effet, en raison des changements de plan du contreventement de toiture, la continuité du moment de flexion devrait être réalisée par torsion des parties verticales. Or ces dernières, du fait de leur résistance torsionnelle négligeable, se comportent comme des rotules. La figure 3.36(b) donne l'allure de la déformée en plan d'un tel contreventement soumis au vent. On pourrait rendre ce système stable en ajoutant un deuxième tirant dans le plan de la membrure intérieure du contreventement. La structure resterait cependant très souple et peu efficace. Elle le resterait même si tous les plans inclinés étaient contreventés sur toute leur surface. La solution la plus satisfaisante reste donc celle de la figure 3.36(a) avec le contreventement placé dans un plan horizontal.

3.5 Structures spatiales

Une structure spatiale (ou tridimensionnelle) est composée de barres, de plaques ou de parois liées entre elles de façon à se suffire à elle-même pour résister à des forces provenant de toutes les directions de l'espace. La plupart des structures tridimensionnelles en acier sont composées de réseaux (treillis, grilles) formés de barres droites et de nœuds (structures réticulées). Les plus courantes sont les grilles de

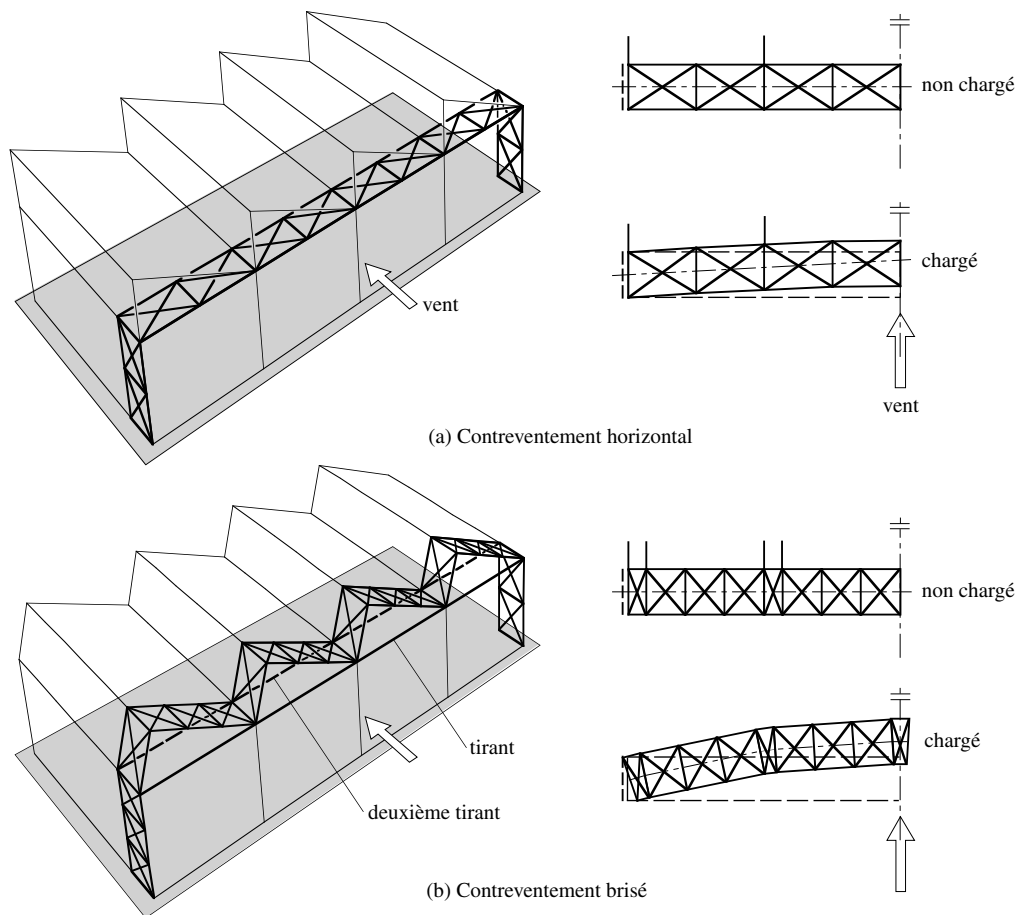


Fig. 3.36 Stabilisation transversale d'une halle en shed.

poutres, les treillis spatiaux, les surfaces à simple ou double courbure (nappes cylindriques, sphériques, paraboloïdes hyperboliques) et les structures plissées.

3.5.1 Grilles de poutres

Les grilles de poutres sont formées de profilés laminés, de poutres composées à âme pleine ou de poutres à treillis assemblées entre elles de façon à constituer une plaque résistant à la flexion (fig. 3.37). Les rigidités flexionnelles et torsionnelles des deux réseaux de poutres orthogonales peuvent être les mêmes (fig. 3.37(a)) ou alors très différentes (fig. 3.37(b)).

La grille de poutres orthogonales de la figure 3.37(c) comporte des poutres de bord (principales) et des poutres intermédiaires (secondaires) beaucoup moins sollicitées. A la figure 3.37(d), les poutres croisées sont disposées parallèlement à des diagonales, de sorte que les poutres longues s'appuient sur

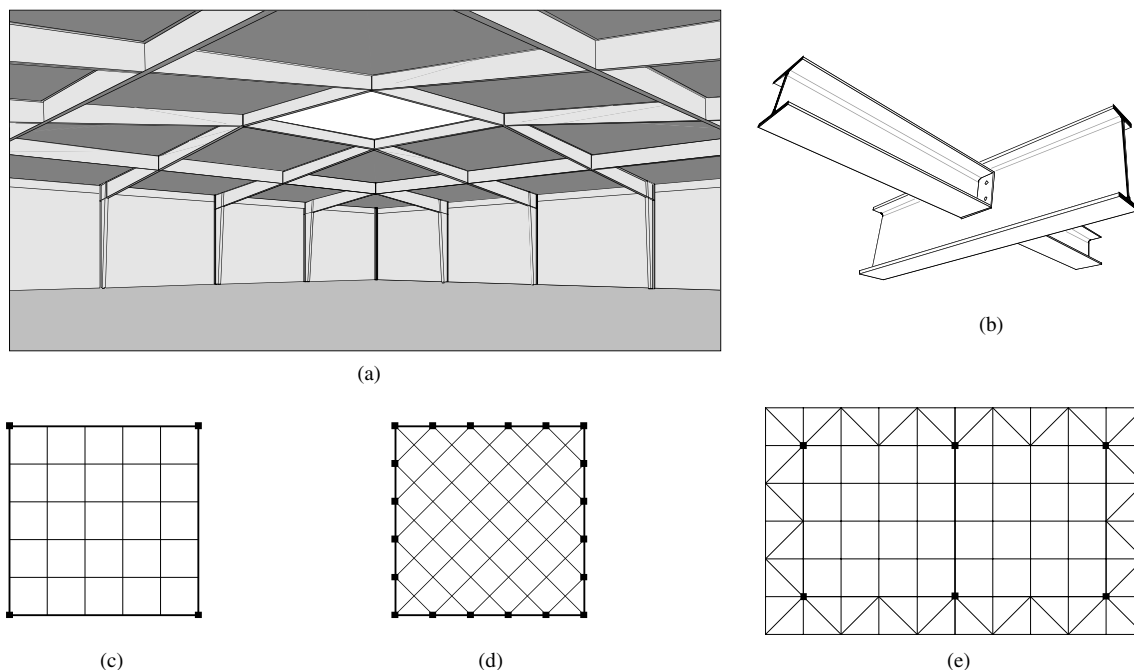


Fig. 3.37 Grilles de poutres.

les courtes. Différentes dispositions permettent d'optimiser les sections des barres et l'emplacement des poteaux sur les bords ou à l'intérieur de la grille, de façon à créer, avec des mailles carrées ou rectangulaires, des champs continus ou des porte-à-faux (fig. 3.37(e)). Le rapport entre la hauteur statique et la portée est généralement de l'ordre de $1/30$ pour les grilles rectangulaires et $1/40$ pour les grilles en diagonale.

Les grilles de poutres orthogonales ne sont pas rigides dans leur plan. Il faut donc les contreventer par des barres diagonales supplémentaires (fig. 3.37(e)). Dans le cas des grilles à poutres diagonales, les poutres de rive jouent ce rôle de contreventement (fig. 3.37(d)).

3.5.2 Treillis spatiaux

Un treillis spatial [3.2] est formé de deux plans parallèles de barres croisées (les *membrures*), dont les nœuds sont reliés par des diagonales constituant l'*âme* du treillis. La différence par rapport à la grille de poutres à treillis est que les nœuds supérieurs ne sont plus à la verticale des nœuds inférieurs. Si les mailles horizontales sont carrées, le système est *bidirectionnel*. On trouve dans ces systèmes certains types de treillis spatial comportant des poutres à treillis planes, mais qui sont inclinées (fig. 3.38(a)). On peut aussi considérer ces structures comme composées de *volumes élémentaires* dont les barres forment les arêtes, ce qui peut faciliter la préfabrication et le montage. Les membrures des deux nappes peuvent être *parallèles* (fig. 3.38(a)) ou *diagonales* (fig. 3.38(b)). Dans ce dernier cas, les membrures inférieures sont orientées à 45° par rapport aux membrures supérieures. On ne retrouve plus de poutres planes à treillis, mais le volume élémentaire est encore présent.

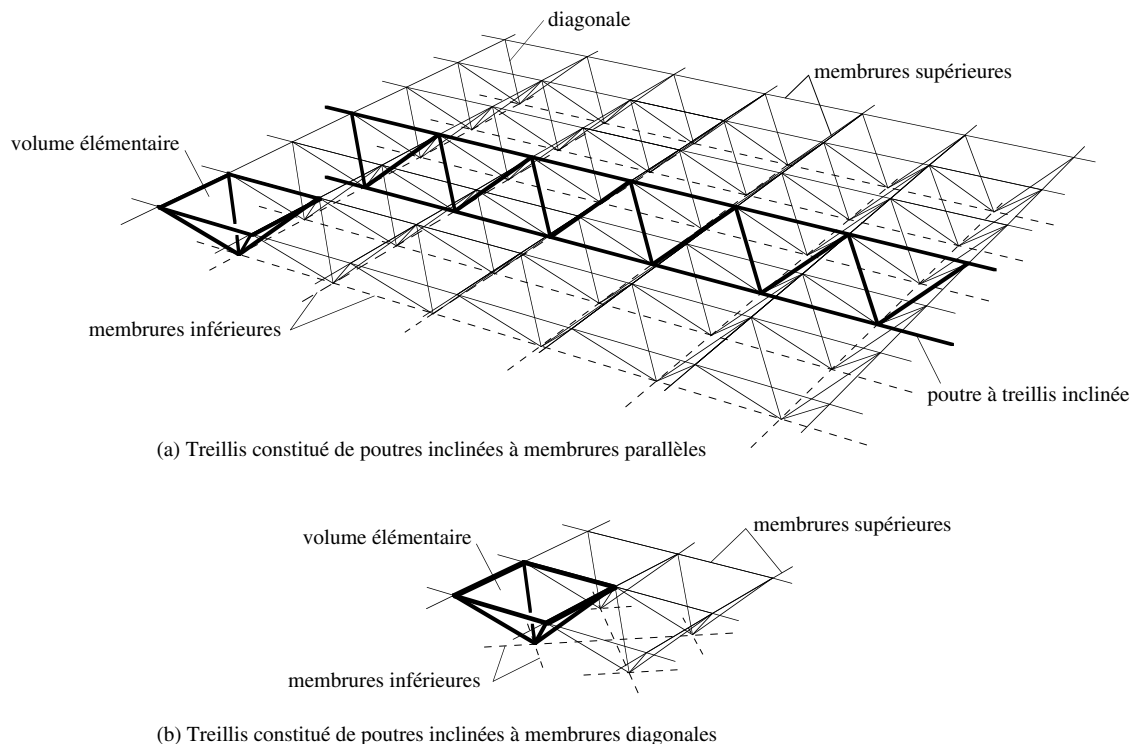


Fig. 3.38 Exemples de treillis spatiaux.

Ces structures spatiales sont très rigides et peuvent résister à des forces agissant dans n'importe quelle direction. Elles sont capables de franchir des portées jusqu'à 100 m. Au-delà, il faut faire appel à des structures formées de trois nappes de barres croisées. Comme ces structures présentent un haut degré d'hyperstaticité, il est possible de supprimer des barres sans nuire à la sécurité ni à la rigidité de la double ou triple nappe. On procède d'ailleurs souvent à ces suppressions pour réduire le nombre de barres arrivant à un même nœud et pour libérer, à l'intérieur du treillis spatial, des espaces utilisables à d'autres fins. La figure 3.39 présente deux types d'allégement de doubles nappes:

- la suppression, dans un système à membrures parallèles, d'une membrure inférieure sur deux et des diagonales d'une maille sur quatre (fig. 3.39(a)); cette disposition correspond à une grille de poutres spatiales triangulaires; on remarque sur la figure le volume libre utilisable;
- la suppression, dans un système à membrures diagonales, d'une membrure inférieure sur deux et des diagonales d'une maille sur deux (fig. 3.39(b)); cette disposition correspond à l'assemblage de pyramides à base carrée, pointes en bas, reliées par des barres horizontales; on remarque sur la figure le volume libre utilisable.

Si les nappes supérieure et inférieure comportent des mailles triangulaires ou hexagonales, on nomme ces systèmes *tridirectionnels* (fig. 3.40). On y retrouve des poutres à treillis planes inclinées ainsi que des volumes élémentaires.

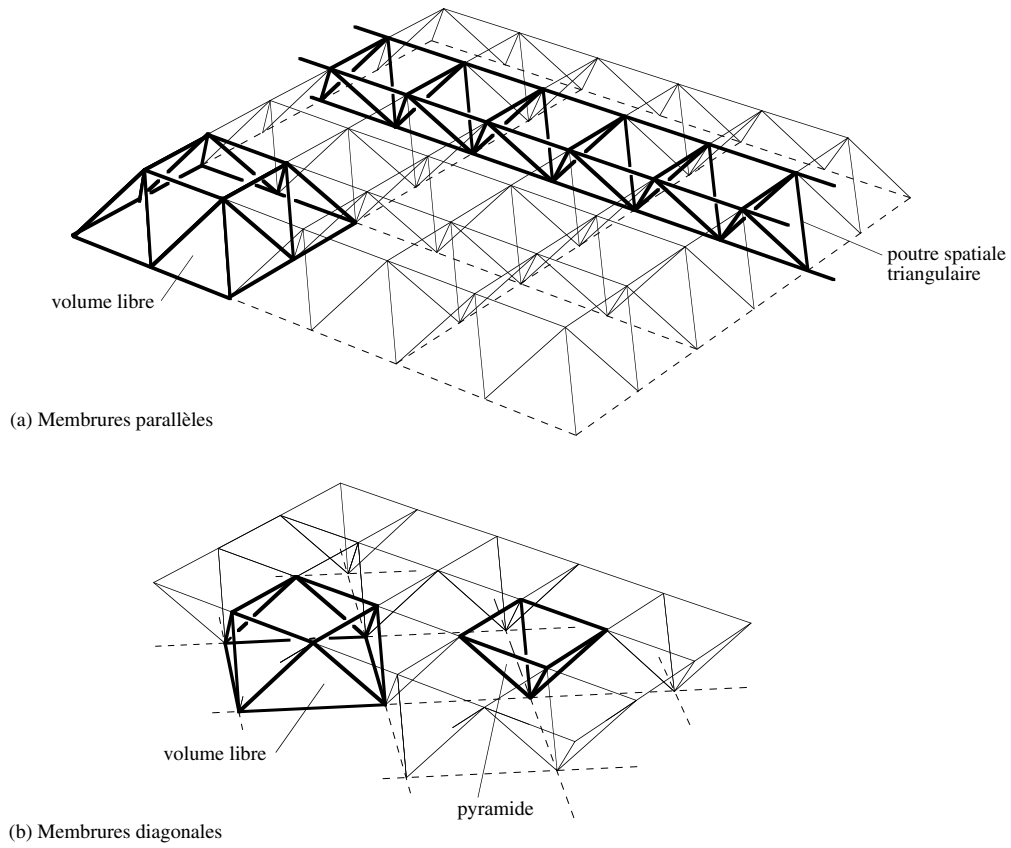


Fig. 3.39 Allégement des treillis spatiaux.

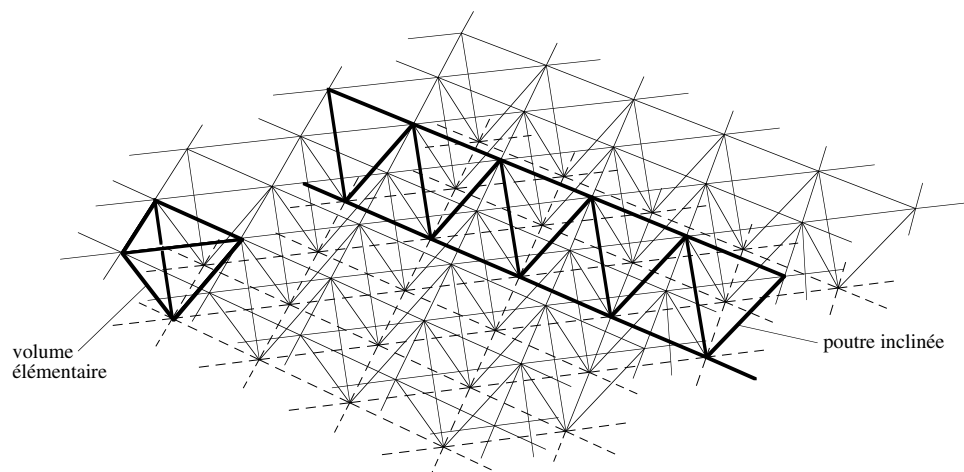


Fig. 3.40 Système tridirectionnel à mailles triangulaires.

Il est donc possible de construire une infinité de treillis spatiaux à double nappe à partir de trames coordonnées quelconques. Le choix parmi les multiples géométries possibles doit tenir compte des principes et objectifs suivants :

- rechercher une systématique en ce qui concerne la fabrication des barres et des nœuds,
- limiter au maximum le nombre de barres et de nœuds,
- chercher la transparence pour des raisons de lumière et d'esthétique et pour dégager les volumes libres utilisables pour la technique du bâtiment,
- étudier les assemblages (nœuds et parties de treillis) afin de faciliter les opérations de montage.

Les nombreux systèmes de treillis spatial commercialisés et brevetés montrent bien l'intérêt pour ce type de structure, mais aussi la difficulté de réaliser une structure esthétique, économique et simple, tant dans la conception d'ensemble que, surtout, dans celle des nœuds. La figure 3.41 présente les nœuds de deux systèmes de treillis spatial brevetés très répandus, le système à nœuds sphériques (fig. 3.41(a)) et le système à nœuds plats (fig. 3.41(b)). Le premier est caractérisé par des nœuds en forme de boule percée de trous taraudés permettant de raccorder de manière parfaitement centrée des barres tubulaires munies d'un filetage d'extrémité. Le deuxième système est composé de tubes dont l'extrémité est écrasée et percée d'un trou permettant le boulonnage sur des pièces en fonte moulée soudable comportant trois faces orthogonales.

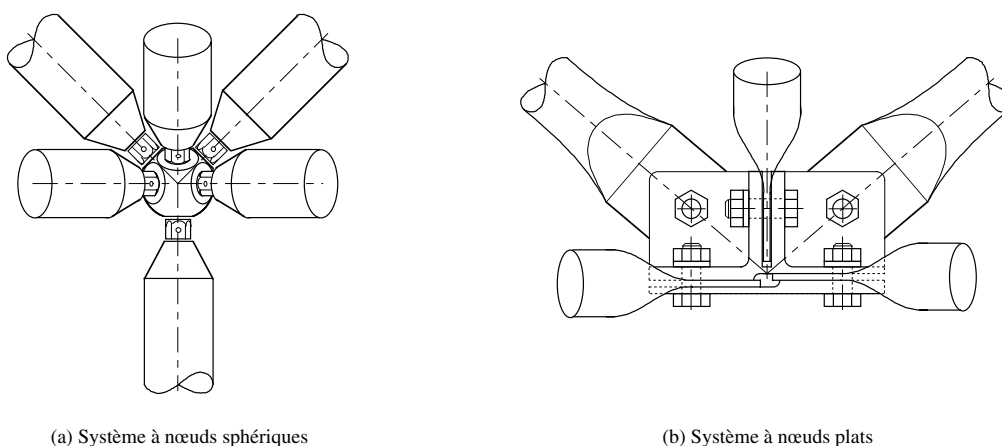


Fig. 3.41 Deux systèmes de nœuds de treillis brevetés.

3.5.3 Surfaces courbes

On a vu à la section 3.2 que des cadres de halles peuvent prendre la forme d'arc plan (fig. 3.4(f)), ce qui permet de réduire les effets de flexion par rapport à un cadre rectangulaire. Il est également possible d'utiliser la courbure de l'arc dans l'espace, par la création de surfaces à simple ou à double courbure.

Surfaces à simple courbure

Les structures porteuses métalliques en forme de surface à simple courbure [3.8] sont essentiellement des nappes cylindriques. La nappe comporte en général des arcs, des génératrices et des diagonales

(fig. 3.42(a)). Le cas général peut être décomposé en systèmes plans et n'est alors plus assimilé à une structure tridimensionnelle. Par contre, si on supprime les génératrices (fig. 3.42(b)) ou les arcs eux-mêmes (fig. 3.42(c)), on réalise vraiment une nappe réticulée de l'espace, appelée aussi treillis réticulé arqué.

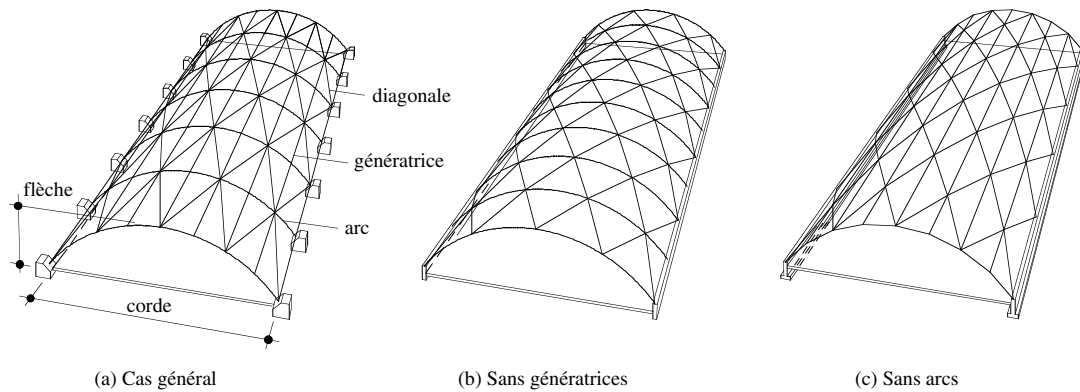


Fig. 3.42 Simples nappes réticulées cylindriques.

La courbure du système porteur peut engendrer au niveau des appuis une importante réaction horizontale, appelée *poussée*. Si la structure en voûte repose directement sur le sol, cette réaction est reprise par le massif de fondation. Dans le cas contraire, elle doit être reprise soit par des tirants, placés généralement au niveau des pieds des arcs, soit par les éléments porteurs sous-jacents (piliers, murs, etc.).

Il est également possible de remplacer une partie des génératrices et des diagonales par la tôle profilée de toiture, ce qui nécessite toutefois des formes de profil capables de reprendre les grands efforts de flexion, compression et cisaillement qui se développent (fig. 3.43).

La portée économique de ces structures est de l'ordre de 20 m pour des surfaces cylindriques à une nappe et de 60 m pour des surfaces à deux nappes. L'efficacité maximale est atteinte pour des structures rectangulaires en plan dont le rapport des côtés est situé entre 1 et 2. Le rapport optimal entre la flèche et la corde de l'arc est de l'ordre de 0.15 à 0.20.

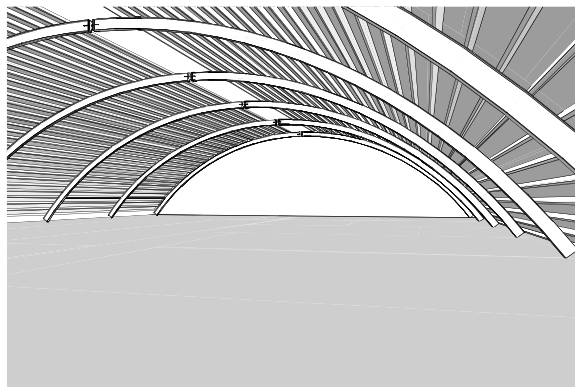


Fig. 3.43 Structure en arc raidie par des tôles profilées.

Surfaces à double courbure

La forme la plus simple et la plus pure de surface à double courbure est la calotte sphérique, qui présente l'avantage d'avoir la surface minimale pour le volume englobé. En partant de l'arc parabolique, on crée la coupole parabolique de révolution. Si les courbures sont de signes inverses, la surface peut prendre la forme d'un paraboloïde hyperbolique. La difficulté principale consiste à trouver sur ces surfaces la position des nœuds permettant d'optimiser le nombre de types de barre, le nombre de types de nœud et le nombre d'éléments de surface différents. Le cas classique de la calotte sphérique se résout par inscription dans la sphère d'un polyèdre régulier, par exemple l'icosaèdre (20 faces en triangles équilatéraux égaux). Chaque face est subdivisée en éléments qui ne peuvent pas être égaux mathématiquement, par exemple des hexagones et des pentagones ou des triangles (fig. 3.44(a)). Pour le paraboloïde hyperbolique, qui est une surface réglée, les génératrices droites sont régulièrement espacées et la triangulation est complétée par des diagonales qui suivent des courbes paraboliques identiques (fig. 3.44(b)).

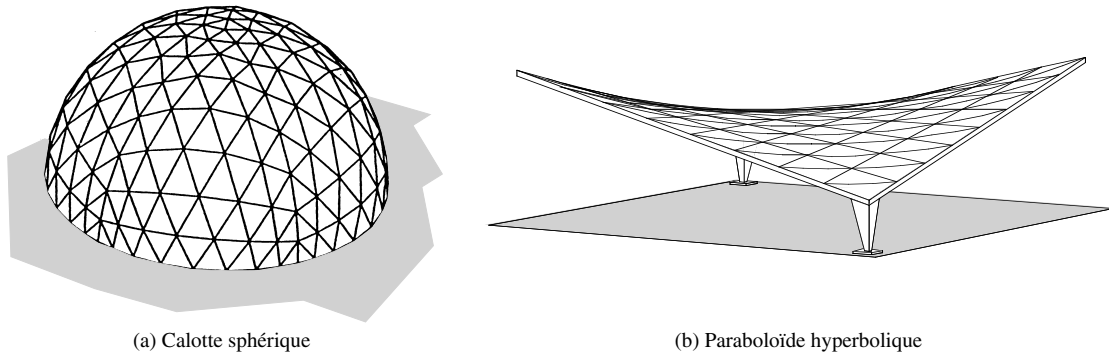


Fig. 3.44 Surfaces à double courbure.

Lorsque les courbures sont faibles, ou pour de grandes portées, les phénomènes d'instabilité d'ensemble des surfaces courbes en nappe simple deviennent prépondérants. C'est pourquoi on double souvent ces surfaces d'une deuxième nappe, dont les nœuds sont reliés à la première comme pour les treillis spatiaux plans (§ 3.5.2). Les deux nappes sont généralement parallèles, pour systématiser les barres de liaison. Ces systèmes à double courbure permettent d'atteindre des portées de 40 m (simple nappe) à plus de 100 m (double nappe).

Il existe d'autres couvertures pouvant rentrer dans la catégorie des surfaces courbes, qui font appel à des parties tendues ou suspendues à l'aide de câbles. Un paragraphe leur est consacré dans la section se rapportant aux structures particulières (sect. 3.6).

3.5.4 Structures plissées

Une *structure plissée* (fig. 3.45(a)) est une structure spatiale formée par la juxtaposition de surfaces planes (les pans) de façon à former une surface prismatique ou pyramidale. Les pans peuvent être constitués de voiles en béton, de treillis métalliques ou de tôles profilées. Ils sont reliés les uns aux autres par leur arête commune (le pli) considérée comme une charnière parfaite. Les sections d'appui de la structure plissée doivent être rigides, ce qui est réalisé par des tympanes ou des cadres. Une telle structure se comporte

alors comme une poutre rigide résistant aux efforts dans le plan des pans (effet de membrane ou de poutre) mais dont la section prismatique peut se déformer transversalement sous les forces normales aux pans (effet de plaque). La figure 3.45(b) montre un exemple de réalisation d'une structure plissée dans laquelle les pans sont des plaques de tôle nervurée et les arêtes des membrures en tôle pliée.

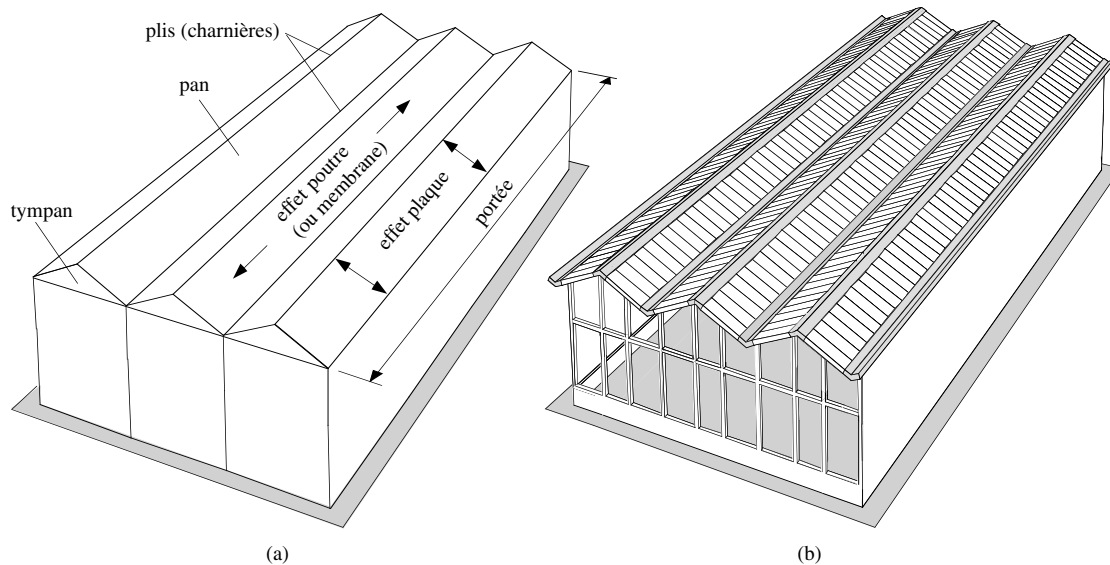


Fig. 3.45 Exemples de structures plissées.

3.6 Structures particulières

Nous présentons dans cette section quelques structures de halles qu'il est difficile de faire entrer dans une catégorie précise, car elles concernent aussi bien des structures planes que des structures spatiales, ainsi que des surfaces planes et courbes. Elles font cependant toutes appel à des éléments tendus nécessaires pour la résistance, la rigidité ou la stabilité.

3.6.1 Structures suspendues

On désigne par *structure suspendue* une couverture de halle rigide, supportée non seulement par des montants mais surtout par des câbles, des tirants ou des haubans afin d'augmenter les portées libres et de dégager ainsi les surfaces à couvrir de tout support.

Les structures haubanées sont un exemple type de structure suspendue. Dans l'exemple de la figure 3.46(a), les éléments porteurs principaux sont des cadres à trois articulations, les montants du cadre étant prolongés vers le haut pour constituer les mâts d'haubanage [3.9]. Cette solution convient également bien pour les hangars d'avion, car elle permet de dégager complètement la façade (fig. 3.46(b)).

Dans ce type de construction [3.10], les câbles sont de simples éléments de suspension tendus, alors que la structure elle-même est soumise aux autres actions habituelles d'une toiture. Il faut veiller en particulier à ce qu'en cas de dépression du vent, les câbles restent toujours tendus sous l'action du poids de la toiture.

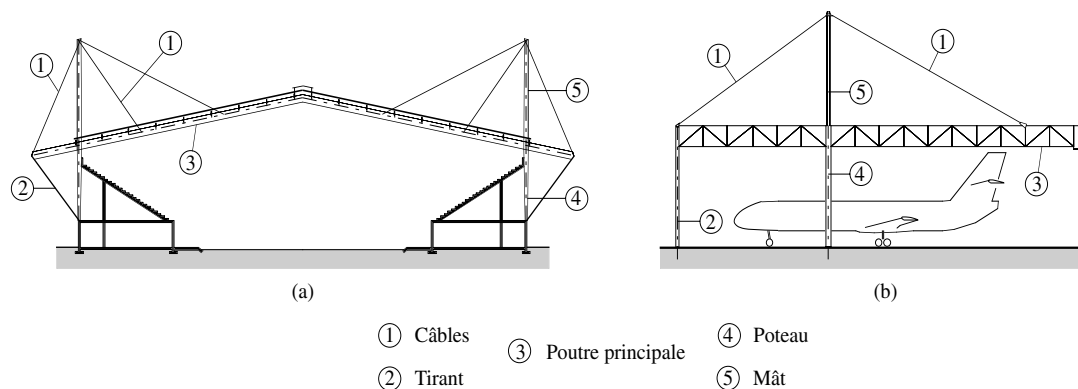


Fig. 3.46 Structures suspendues.

3.6.2 Structures tendues

Couvrir une grande surface libre avec une toiture légère et parfois translucide nécessite l'utilisation de matière synthétique disposée selon des formes qui rappellent les tentes. Si les portées sont grandes, le matériau de couverture n'est pas assez résistant et les attaches posent des problèmes délicats. Il est donc nécessaire de séparer les fonctions de couverture et de portance, ce qui peut être réalisé par l'utilisation de câbles d'acier. Dans ce cas, les câbles ne sont plus seulement des éléments de transmission des forces aux points d'ancrage comme dans les structures suspendues, mais ils constituent la maille de la structure qui résiste elle-même aux actions extérieures. Le comportement particulier de la structure est grandement influencé par sa forme et nécessite de nouvelles techniques de montage.

Etant donné la faible importance de leur poids propre et de leur inertie, les structures tendues sont très exposées à l'effet du vent, qui peut provoquer un soulèvement d'ensemble et créer des efforts dissymétriques et des vibrations indésirables. Ce sont les raisons pour lesquelles il est fondamental que les câbles restent toujours tendus. Il existe deux façons de garantir que les câbles soient toujours tendus : en lestant la couverture ou en donnant au système de câbles une prétension. Dans les *structures lestées*, qu'il s'agisse d'un système à simple (fig. 3.47) ou à double courbure, les câbles ont des courbures de même sens. La couverture posée ou suspendue doit avoir un poids capable de compenser les effets du vent et des actions variables dissymétriques. Cette solution a le désavantage de ne pas être conforme à l'exigence de légèreté qu'on recherche avec les structures tendues.

Dans les *structures prétendues* (non lestées), les câbles sont disposés de manière à avoir des courbures inverses. Dans un système plan par exemple, appelé *poutre-câble*, les câbles porteurs et tenseurs sont reliés par des diagonales tendues (fig. 3.48(a)), comprimées (fig. 3.48(b)), ou par des montants (fig. 3.48(c)), ce qui rend la poutre rigide dans son plan et permet un amortissement rapide des vibrations longitudinales.

Dans un système spatial non lesté, les câbles sont disposés en nappes de manière à former une surface à double courbure inverse. L'exemple de la figure 3.49 montre la toiture du stade olympique de Munich, 1970/71, avec maillage de câbles 750×750 mm et couverture en verre acrylique translucide. Tant qu'aucune prétension n'est appliquée au système, la nappe de câbles porteurs supporte seule la charge verticale due à la pesanteur (poids propre, neige) et l'autre nappe ne fait que maintenir le système en place. Dès que cette nappe de câbles tenseurs est précontrainte, la charge n'est plus seulement

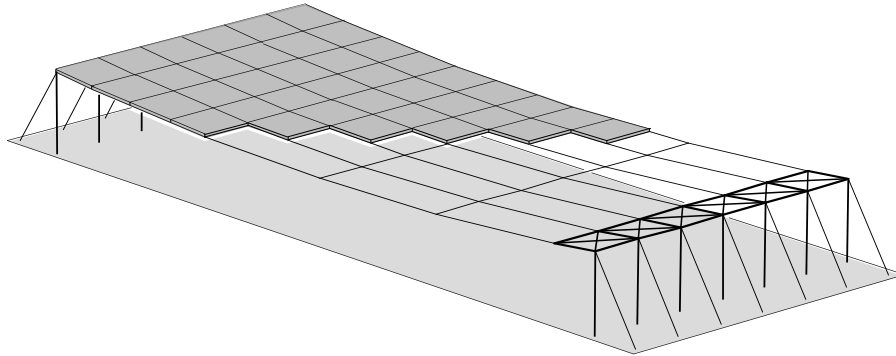


Fig. 3.47 Exemple d'une structure tendue lestée.

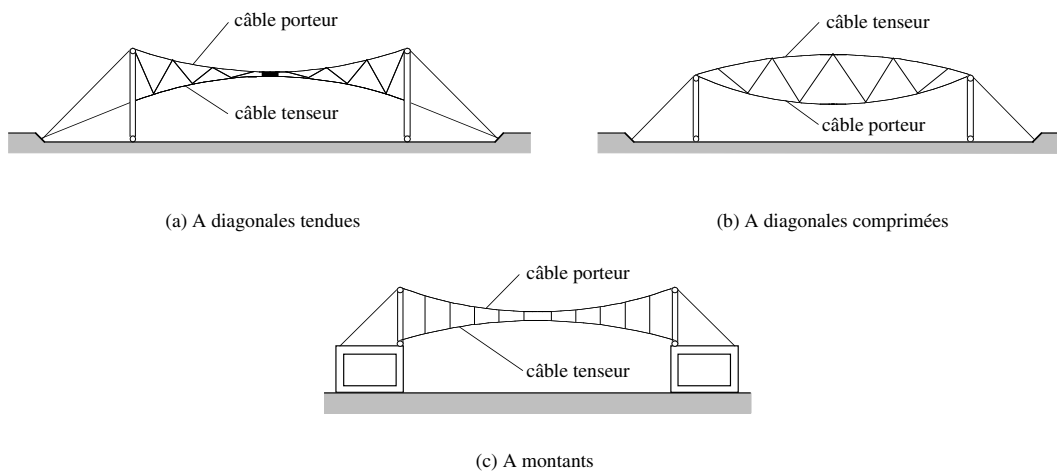


Fig. 3.48 Exemples de systèmes poutre-câble.

supportée par les câbles porteurs (par augmentation de leur tension), mais également par les câbles tenseurs (diminution de leur tension). Il en va de même, mais en sens opposé, en cas de dépression due au vent, la tension maximale devant être calculée de façon que les câbles ne se détendent jamais. La structure qui résulte de ces deux systèmes spatiaux sera du type :

- souple, c'est-à-dire subissant des déplacements sans allongement sous une charge spécifique avant de trouver sa position d'équilibre,
- rigide, c'est-à-dire dont les déplacements résultent uniquement des allongements.

3.6.3 Structures à membrane

Ces structures comportent des surfaces à double courbure formées de membranes minces et souples (plaques métalliques ou textiles) travaillant en traction [3.6]. Pour assurer la stabilité, ces structures doivent être précontraintes comme un réseau de câbles. Au contraire de ces derniers, qui sont précontraints mécaniquement par double courbure inverse, les membranes peuvent être mises en précontrainte par pression (ou dépression) d'air produisant une double courbure de même sens (*bulles gonflables*).

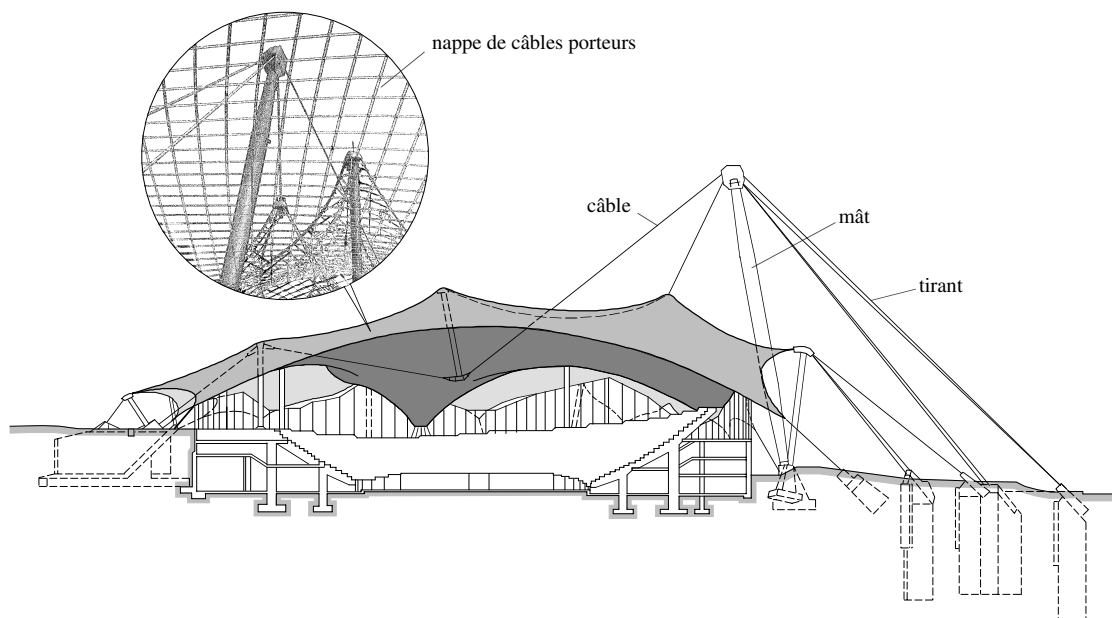


Fig. 3.49 Exemple d'une structure tendue non lestée [3.6].

Etant donné leur structure tissée, les membranes se comportent comme un réseau de câbles à deux nappes (fig. 3.50), mais la méthode de construction change selon le matériau utilisé (textile, composite, acier, etc.) : les membranes peuvent se plier, mais pas les plaques d'acier. Les textiles polyester ont une faible résistance mécanique mais sont peu sensibles au fluage et au vieillissement, alors que d'autres matériaux plus résistants le sont.

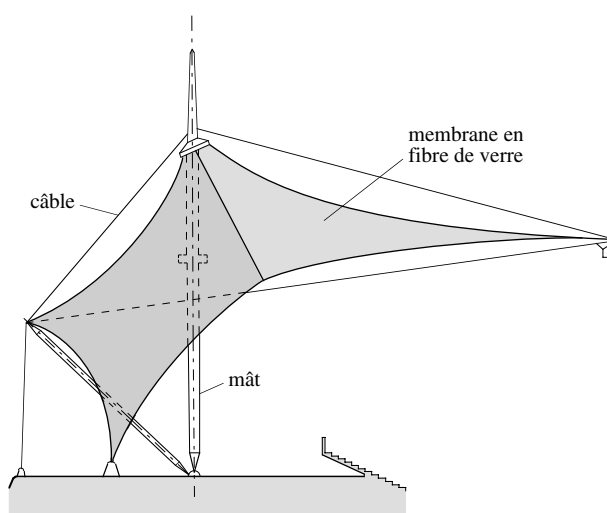


Fig. 3.50 Exemple d'une structure tendue non lestée. Toiture du stade international de Riyad, 1985. Membrane en fibres de verre avec couche de téflon, câbles et mâts métalliques. Arch. J. Fraser avec H. Berger.

Références

- [3.1] MARCUS, S.H., *Basics of Structural Steel Design*, Reston publishing company, inc., Reston, Virginia, USA, 1977.
- [3.2] FRUITET, L., *Cours de construction métallique*, Dunod, Paris, 1983.
- [3.3] BALLIO, G. and MAZZOLANI, F.M., *Theory and Design of Steel Structures*, Chapman and Hall, London, 1983.
- [3.4] DUBAS, P. und GEHRI, E., *Stahlhochbau*, Springer-Verlag, Berlin, 1988.
- [3.5] CEE - CIDECT, *Construire avec des profils creux en acier*, Chambre syndicale des fabricants de tubes d'acier, Paris, 1984.
- [3.6] SCHLAICH J., Les structures légères, *Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics* n° 479, Paris, 1989.
- [3.7] SZS, Bobst SA à Mex, Usine de montage électrique, *Construire en acier* n° 9, Centre suisse de la construction métallique (SZS), Zurich, 1979, pp. 49-54.
- [3.8] MAKOWSKI Z.S., *Analysis, Design and Construction of Braced Barrel Vaults*, Elsevier, London, 1985.
- [3.9] Le centre de glace de Malley/Lausanne, *Ingénieurs et architectes suisses* n° 19, Lausanne, 1985, pp. 345-353.
- [3.10] BUCHHOLDT, H.A., *An introduction to cable roof structures*, Second edition, Thomas Telford, London, 1999.

Extrait de l'ouvrage Charpentes Métalliques, conception et dimensionnement des halles et bâtiments. Manfred A. Hirt et Michel Crisinel. Traité de Génie Civil vol. 11. Presses polytechniques et universitaires romandes, 2005. Reproduit avec l'autorisation de l'éditeur. Tous droits réservés.

4 Systèmes porteurs des bâtiments



Centre administratif, Langenthal (BE)

La structure porteuse en acier est constituée de poteaux en profil creux, de poutres métalliques en profilé laminé comportant des ouvertures dans les âmes et de planchers en éléments préfabriqués en béton. Les poteaux sont disposés à l'extérieur de la zone des bureaux de façon à offrir le maximum de liberté d'aménagement.

Maître de l'ouvrage: Baudirektion des Kantons Bern, Hochbauamt, Einwohnergemeinde Langenthal

Architecte: Frank Geiser, Bern

Ingénieur: Duppenenthaler + Wälchli, Langenthal.

Année de mise en service: 1992

Photo Sacha Geiser, Liebefeld-Bern

4.1 Introduction

Pour simplifier, on peut dire qu'un bâtiment à étages [4.1] [4.2] est composé de planchers superposés et de poteaux. L'ossature ainsi constituée assure la transmission aux fondations des charges verticales sollicitant les planchers. Mais le bâtiment est également soumis à des actions horizontales dues au vent ou aux séismes. L'ossature doit donc être complétée par des contreventements horizontaux et verticaux qui transmettent ces efforts aux fondations.

La figure 4.1 montre schématiquement les éléments constituant l'ossature d'un bâtiment à étages. La comparaison avec la structure porteuse d'une halle (la figure 3.1 est reproduite en réduction sur la figure 4.1) fait ressortir l'analogie entre ces deux types de structures. Les différences principales concernent le nombre de travées transversales, souvent plus d'une dans les bâtiments, ainsi que les contreventements horizontaux généralement constitués par les dalles.

Nous allons présenter dans ce chapitre les principaux types de systèmes porteurs usuels des bâtiments, l'accent étant mis sur les ossatures articulées comportant un noyau central de stabilisation ou un système de contreventements (sect. 4.2). La section 4.3 sera consacrée à quelques systèmes porteurs particuliers. La conception des éléments constitutifs des ossatures sera abordée, à savoir successivement les planchers (sect. 4.4), les poteaux et suspentes (sect. 4.5) et enfin les assemblages (sect. 4.6).

4.2 Systèmes porteurs usuels

4.2.1 Ossatures articulées

Dans ce type d'ossature, tous les assemblages entre éléments porteurs (poutres, poteaux) sont considérés comme des articulations (fig. 4.2(a)). Les forces verticales agissant sur la toiture et les planchers sont transmises aux fondations par flexion des poutres et compression des poteaux. Les forces horizontales sont transmises aux fondations par les planchers (poutraison et dalle) et par les contreventements verticaux situés à l'intérieur ou à l'extérieur de l'ossature. Ces contreventements sont des treillis métalliques ou des parois en béton armé.

Deux autres possibilités existent pour la conception des éléments résistant aux forces verticales :

- les poteaux sont continus et les sommiers sont des poutres simplement appuyées entre deux poteaux (fig. 4.2(b)),
- les sommiers sont continus et les poteaux sont interrompus à chaque étage (fig. 4.2(c)).

On conçoit parfois des systèmes porteurs dans lesquels les poteaux sont continus et les sommiers (continus eux aussi) sont dédoublés. Ils sont alors disposés de part et d'autre des poteaux, la liaison poteau-double sommier restant articulée.

Les avantages des systèmes articulés contreventés sont :

- des nœuds de conception et d'exécution simples,
- un montage rapide de l'ossature,
- un réglage facile non sensible aux tolérances de fabrication,
- des poteaux essentiellement comprimés.

Les inconvénients sont :

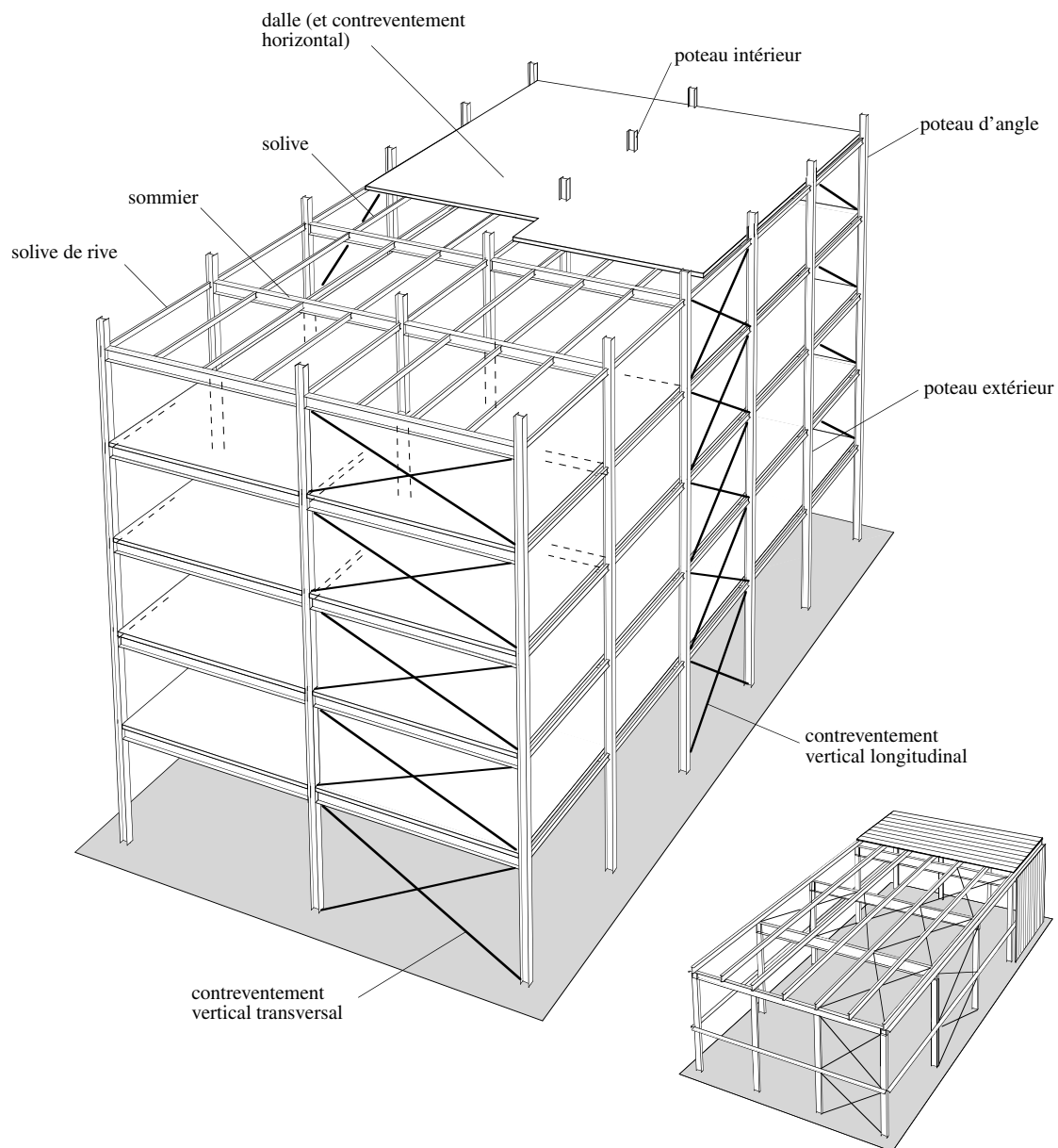


Fig. 4.1 Éléments d'une ossature de bâtiment à étages.

- des sommiers en poutre simple de grande dimension ou des sommiers doubles continus,
- le transfert des efforts verticaux des poteaux interrompus à travers les sommiers, qui n'est plus possible à partir d'un certain nombre d'étages,
- la présence des contreventements qui peuvent être éventuellement gênants.

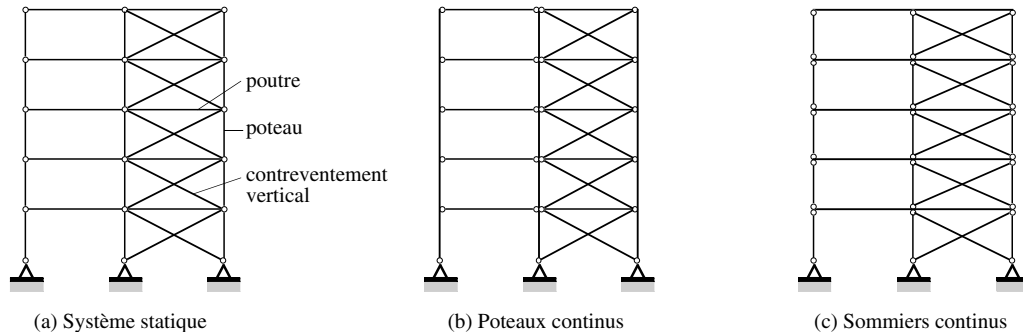


Fig. 4.2 Ossature articulée et contreventée.

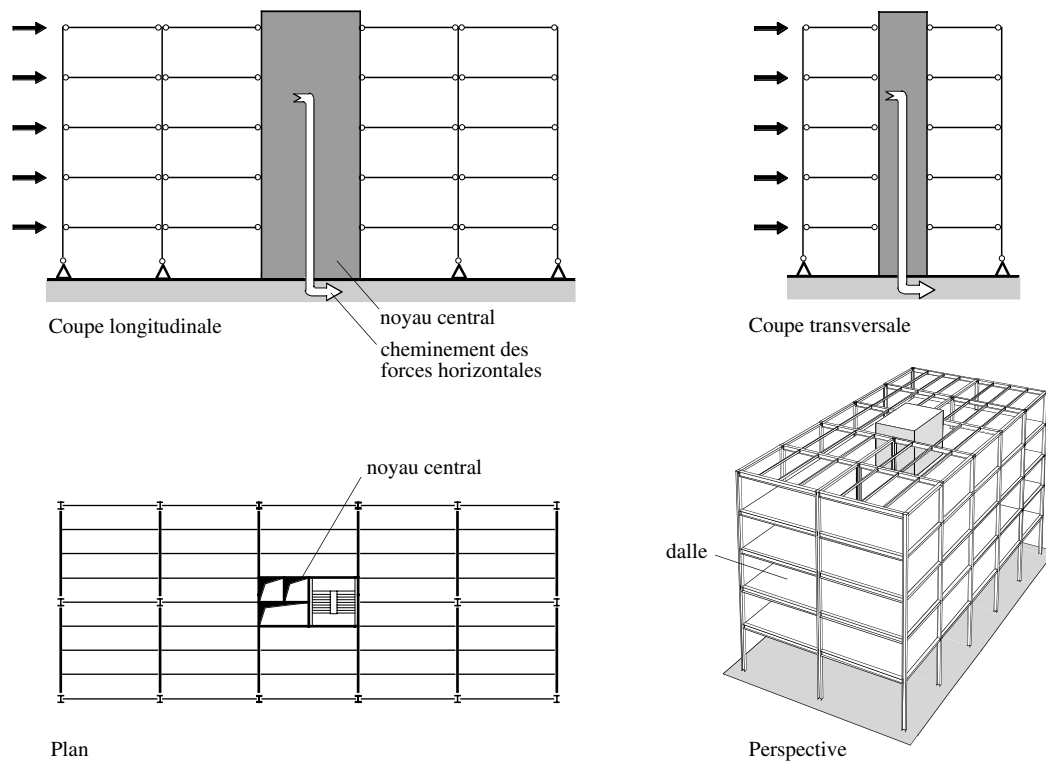
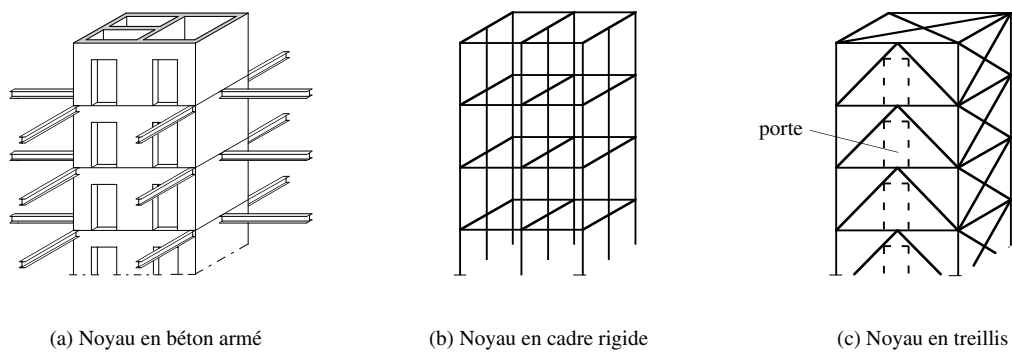
4.2.2 Ossatures à noyau central

Structures simples

Dans les bâtiments à étages, pour des raisons d'aménagement des surfaces utiles, on dispose au centre du bâtiment les locaux de service, qui ne nécessitent pas d'éclairage naturel (archives, sanitaires, etc.), ainsi que les circulations verticales des personnes (escalier, ascenseur), des fluides et de l'énergie (gaines techniques). Il est possible de construire ces locaux en béton armé de façon à constituer une structure verticale très rigide appelée **noyau central** (fig. 4.3). On utilise cette structure pour lui transmettre toutes les forces horizontales au moyen des dalles ou des contreventements de plancher. Le noyau central agit donc comme une poutre console, encastree dans les fondations ou l'infrastructure, soumise essentiellement à la flexion et au cisaillement, éventuellement à la torsion en cas de position excentrée dans le plan du bâtiment. La structure métallique elle-même (poutraison et poteaux) ne subit alors que les forces verticales. Les liaisons entre les éléments (solives, sommiers, poteaux) sont conçues comme des articulations. Selon la dimension en plan du bâtiment, il est possible d'avoir deux noyaux ou une combinaison d'un noyau central et de contreventements verticaux disposés dans les façades.

L'avantage des noyaux en béton armé (fig. 4.4(a)) est leur grande rigidité. Mais les tolérances dimensionnelles et le retrait du béton armé, le comportement différent dans le temps du béton et de l'acier, posent des problèmes d'assemblage entre le noyau et la structure métallique qui l'entoure. C'est pourquoi il est aussi possible de concevoir des noyaux entièrement en acier, comme des cadres rigides à étages multiples (fig. 4.4(b)) ou des noyaux en treillis (fig. 4.4(c)). Le montage de tels noyaux est plus rapide, mais l'inconvénient est que les panneaux qui les constituent possèdent une rigidité hors plan moins grande que les parois des noyaux en béton armé; ce fait est important pour les bâtiments élevés (déplacements horizontaux). Il est également possible de concevoir des noyaux mixtes, par combinaison de parois en béton armé et de contreventements verticaux en acier.

En ce qui concerne les déplacements horizontaux au sommet des bâtiments-tours sous l'effet du vent (fig. 4.5(a)), il faut mentionner un moyen assez efficace de les réduire: il s'agit de faire participer les poteaux extérieurs du bâtiment à la rigidité d'ensemble en les reliant à la tête du noyau au moyen d'un système de poutres à treillis appelé **chapeau** (fig. 4.5(b)). Le système statique est alors constitué d'une console encastree (le noyau) avec une traverse rigidement liée à ce noyau (le chapeau) et des tirants reliant ce dernier au sol (les poteaux extérieurs). Il est également possible de réaliser cette liaison rigide entre le noyau et l'enveloppe extérieure à un ou plusieurs niveaux intermédiaires de la structure.

**Fig. 4.3** Ossature articulée avec noyau central.**Fig. 4.4** Noyaux d'ossatures articulées.

Structures suspendues

Une structure suspendue (fig. 4.6) peut être considérée comme un cas particulier d'une structure articulée à noyau central. Il s'agit en fait d'une série de planchers suspendus à un chapeau similaire à celui décrit à la figure 4.5(b). Les réactions d'appui des planchers sont conduites vers le haut par des suspentes et transmises au(x) noyau(x) par de grandes poutres consoles constituant le chapeau. On dispose

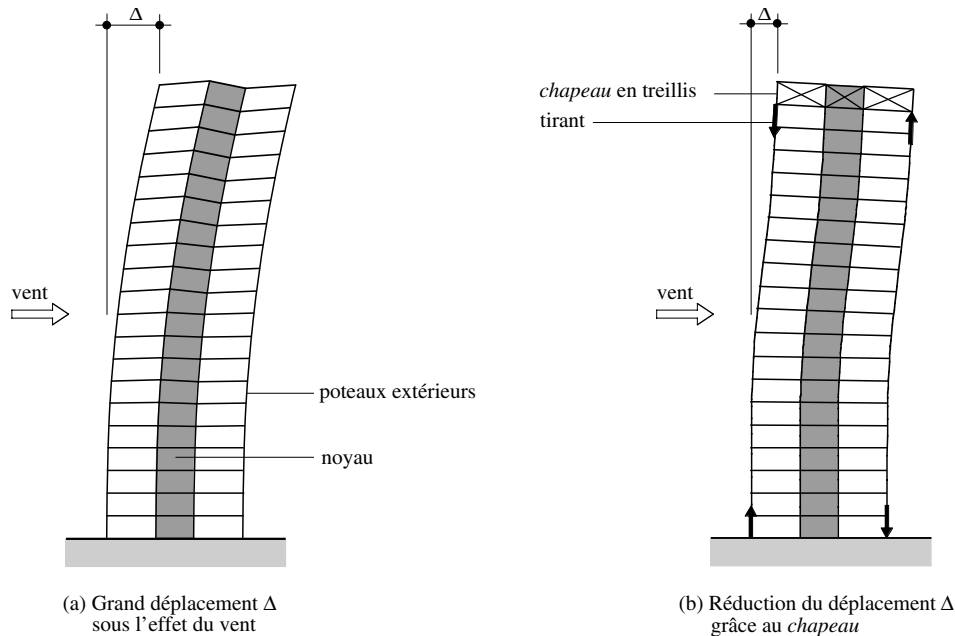


Fig. 4.5 Influence d'un *chapeau* sur les déplacements horizontaux d'une ossature articulée avec noyau central.

ainsi au rez-de-chaussée de zones qui sont libérées de poteaux. La construction commence par le bétonnage des noyaux, puis continue par le montage du chapeau métallique au sommet de la structure. Les autres éléments de la charpente sont suspendus depuis le sommet vers le bas. Pour cette raison, les éléments de planchers doivent avoir une rigidité flexionnelle suffisante pour être mis en place par levage.

Les forces horizontales sont transmises aux noyaux par les planchers qui doivent être rigides ou contreventés. Les noyaux, fortement sollicités par la compression due aux forces verticales, sont donc de plus soumis à la flexion due aux charges verticales asymétriques et à la torsion en cas de forces horizontales asymétriques. Ces sollicitations (flexion et torsion) limitent la hauteur économiquement réalisable de telles structures. Dans le cas de bâtiments élevés, il faut porter une attention particulière aux problèmes dynamiques, car la rigidité des ossatures suspendues est inférieure à celle des structures usuelles.

Les avantages des bâtiments à structure suspendue peuvent être résumés comme suit:

- utilisation optimale des matériaux (béton en compression, acier en traction),
- absence de problèmes de stabilité des porteurs verticaux (suspentes),
- réduction de la section des suspentes, donc gain de surface (suspentes intégrées à la façade),
- aménagement d'un espace libre sous la construction pour l'organisation du chantier,
- fondations au milieu du bâtiment, ce qui est avantageux dans les villes, car les fondations des immeubles adjacents peuvent être gênantes (ou gênées).

Les inconvénients sont:

- les pressions élevées sous la fondation du noyau,
- les problèmes dynamiques pour les bâtiments élevés,
- les problèmes d'allongement des suspentes sous les charges statiques des planchers lors du montage,

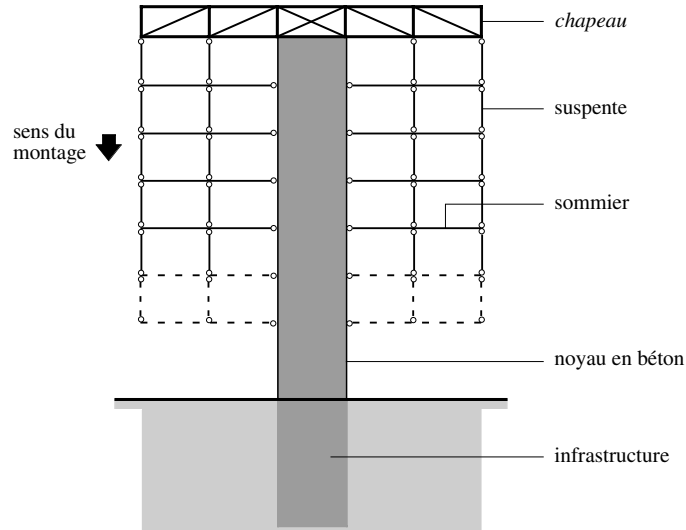


Fig. 4.6 Coupe d'un bâtiment à structure suspendue.

- les problèmes d'allongement différentiel des suspentes par rapport au noyau dus à une variation de température ou au fluage,
- le danger de ruine d'ensemble en cas d'incendie ou d'accident.

Le bâtiment administratif de la place Chauderon à Lausanne [4.3] est du type décrit ci-dessus; il comporte cinq étages. La structure métallique est suspendue à des poutres maîtresses qui prennent appui sur quatre noyaux et deux piliers en béton armé (fig. 4.7).

4.2.3 Ossatures en cadres rigides

Pour éviter de disposer des contreventements gênants entre les poteaux de la structure porteuse, on peut être amené à réaliser des cadres rigides. Ce type de stabilisation par les cadres est cependant plus coûteux que les contreventements, ce qui conduit en général à des systèmes combinés. Par exemple, on réalise des cadres plans rigides dans le sens transversal et on stabilise par des contreventements dans le sens longitudinal, les plans horizontaux étant contreventés par les dalles en béton (fig. 4.8).

Les avantages des cadres rigides dans un plan par rapport aux ossatures articulées sont les suivants :

- une grande hyperstaticité du système statique transversal, ce qui permet une redistribution des efforts intérieurs, un gain sur les dimensions des sommiers et une plus grande marge de sécurité en cas d'accident ou d'incendie;
- une plus grande économie de la structure porteuse en cas de calcul plastique qui permet de tenir compte de la redistribution des moments.

Les inconvénients sont les suivants :

- la réalisation de nœuds rigides chargés de transmettre les moments d'encastrement des sommiers dans les poteaux est coûteuse et compliquée pour le montage,

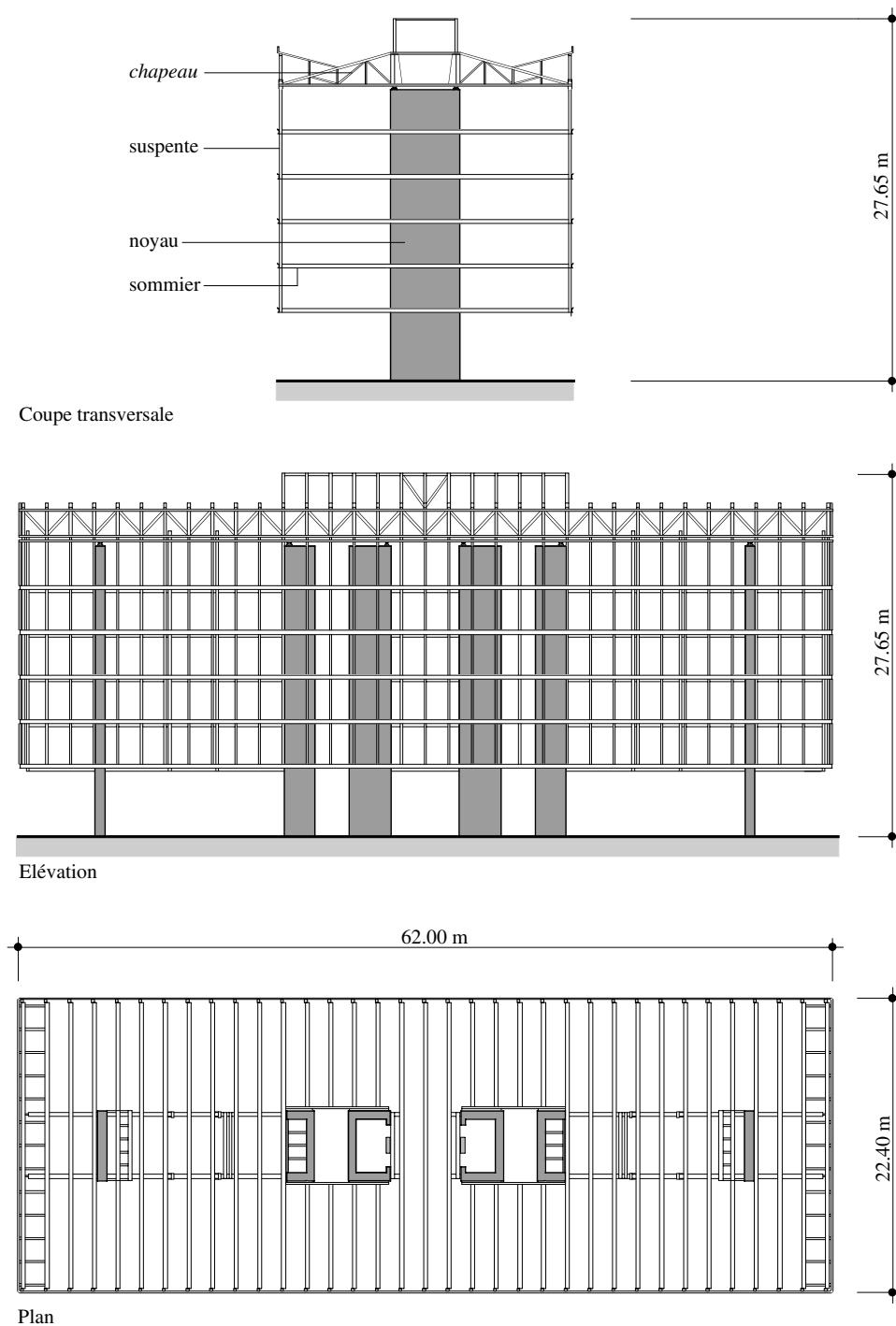


Fig. 4.7 Structure suspendue de l'immeuble administratif de Chauderon à Lausanne, 1974.

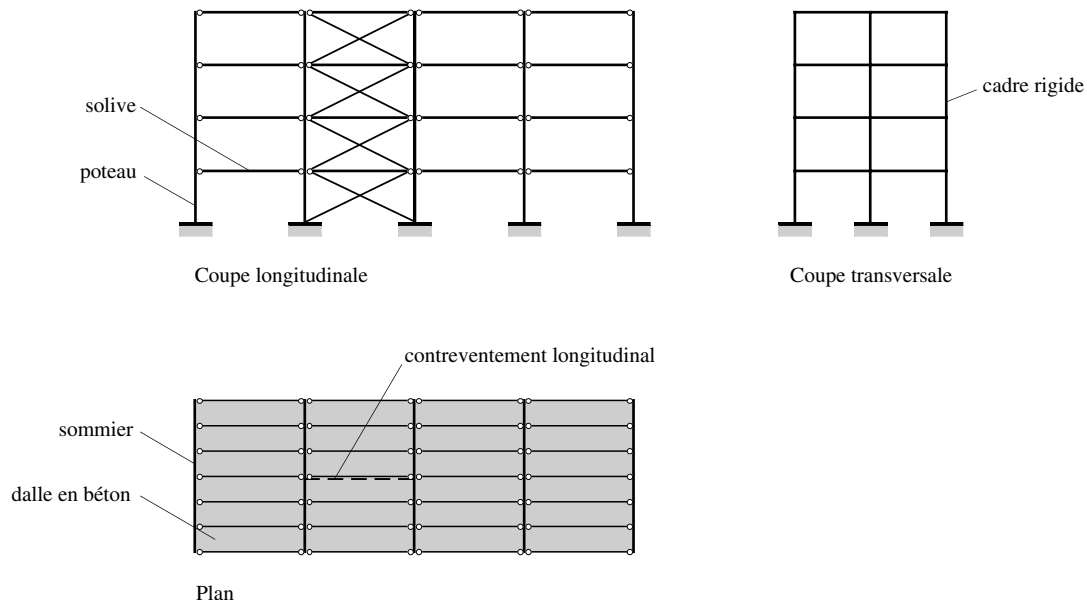


Fig. 4.8 Ossature en cadres rigides dans le sens transversal.

- les possibilités de réglage lors du montage dues aux tolérances de fabrication sont moins grandes, les assemblages étant en général soudés,
- les sollicitations des poteaux sont encore augmentées par le déplacement latéral des étages de la structure créant une excentricité des forces verticales (effet de second ordre).

Les ossatures constituées de cadres plans rigides dans deux directions sont beaucoup plus rares. Ces cadres sont formés par les poteaux et les poutres (sommiers et solives) liés rigidement entre eux (fig. 4.9). Si les solives sont également liées rigidement aux sommiers de façon à former des cadres dans le plan horizontal, on a affaire à une ossature dite *autostable* de type cadre spatial avec nœuds rigides dans toutes les directions. Un tel système ne nécessite pas de contreventements.

La figure 4.10 présente schématiquement une ossature métallique standardisée CROCS [4.4] composée de cadres à nœuds rigides. Le système CROCS (Centre de rationalisation et d'organisation des constructions scolaires) a été conçu à Lausanne dans les années 1960 pour des bâtiments de quatre niveaux au maximum et pour six ou sept travées dans les deux directions, sans contreventements. Les champs de l'ossature sont constitués par des axes distants de 5.4 m ou 7.8 m dans les deux directions. Les poteaux circulaires continus, situés à l'intersection de ces axes, sont articulés à leur base et comportent des chapiteaux soudés en atelier destinés à recevoir les poutres principales constituant le plancher. Ces poutres, doubles, sont placées de part et d'autre des axes de la structure. Leur hauteur (450 mm) est constante pour les deux champs de 7.8 m ou 5.4 m.

Dans le cas de bâtiments élevés, dont la structure porteuse est formée de cadres transversaux rigides, le dimensionnement des cadres est fonction de leur déplacement horizontal (fig. 4.11(a)); cette conception nécessite souvent une augmentation de la section des poteaux et des sommiers par rapport à celle basée uniquement sur la résistance du système non déformé. Il est donc économique de contreventer certains ou tous les cadres transversaux, même s'ils sont conçus comme rigides (fig. 4.11(b)).

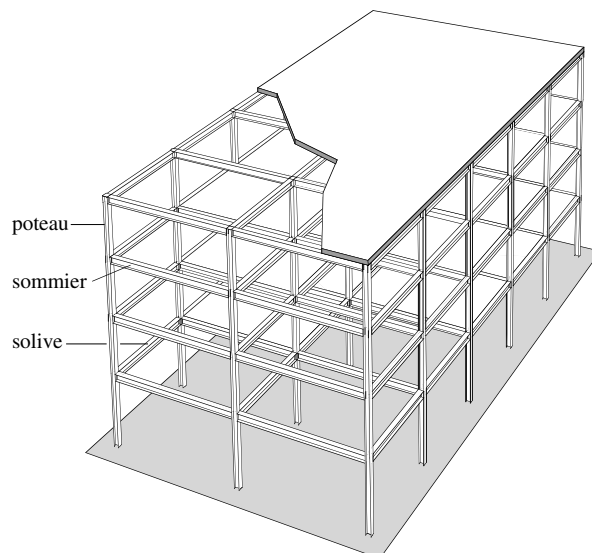


Fig. 4.9 Ossature en cadres rigides dans deux directions.

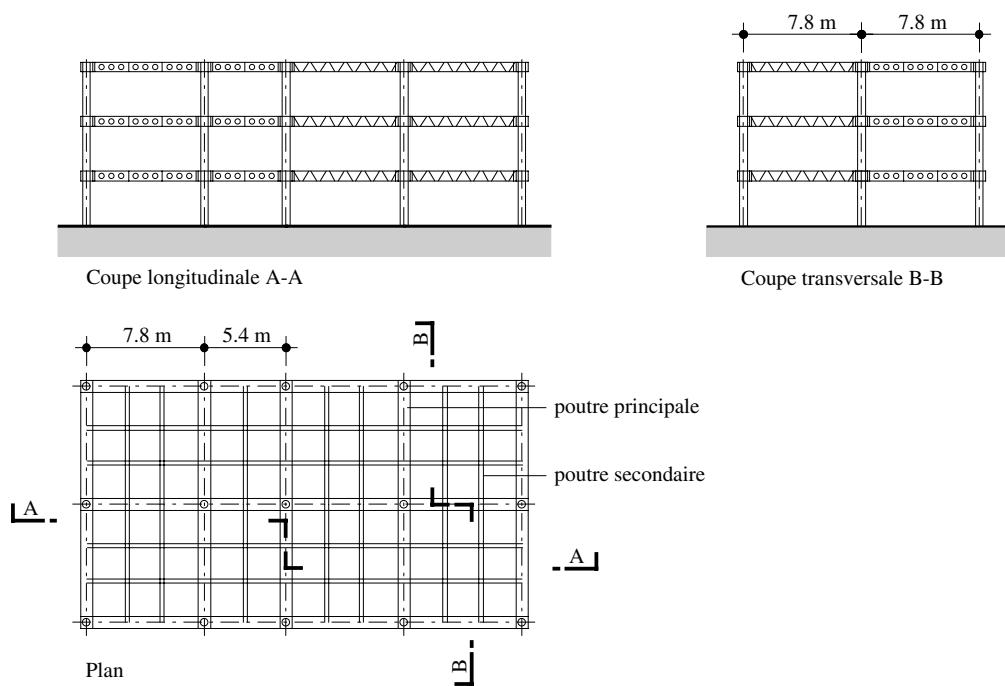


Fig. 4.10 Grille spatiale de cadres à nœuds rigides (système CROCS [4.4]).

Les avantages et les inconvénients d'un tel système rigide-contreventé sont les mêmes que ceux énumérés ci-dessus pour le système à cadres non contreventés, sauf en ce qui concerne le déplacement des nœuds qui est alors réduit. Les forces verticales, comme pour un système articulé, sont essentiellement reprises par les solives, sommiers et poteaux; les forces horizontales sont transmises aux fondations par les contreventements verticaux.

Dans cette solution, comme on l'a vu pour les ossatures de halles (§ 3.3.3), les cadres rigides travaillent conjointement avec le système de contreventements, les parts de la force horizontale reprise par les cadres et par le contreventement dépendant des rigidités relatives de ces éléments. Un tel système combiné de stabilisation n'est pas très économique, car il cumule à la fois des nœuds rigides, compliqués à réaliser, et des barres de contreventement. En pratique, il est souvent plus facile de créer des contreventements très rigides pour limiter les déformations, sans devoir en sus réaliser des nœuds rigides.

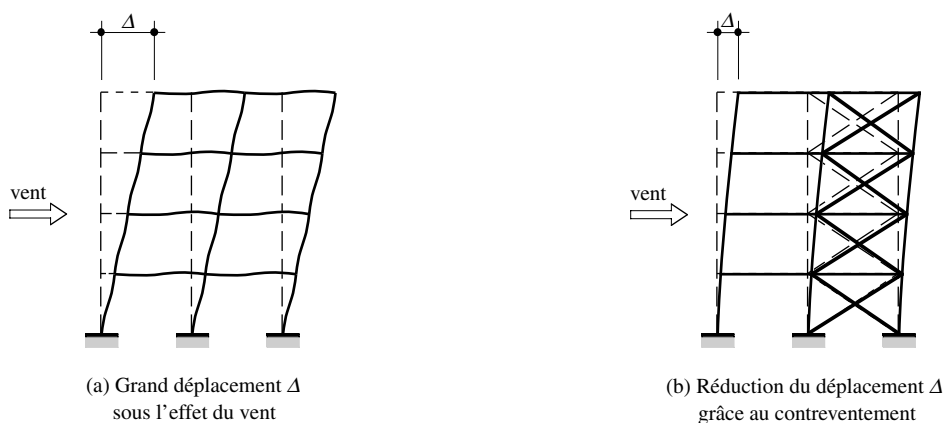


Fig. 4.11 Influence d'un contreventement sur les déplacements horizontaux d'un cadre plan rigide.

4.2.4 Structures en tubes

Comme nous l'avons déjà mentionné, les forces horizontales dues à l'action du vent ou des séismes qui agissent sur les bâtiments élevés sont importantes. Lorsque le plan de l'immeuble est compact (proche du carré ou du cercle), on adopte comme système statique celui d'une poutre encastrée dans le sol. Il est donc logique de placer la structure résistante le plus loin possible du centre de gravité du plan du bâtiment. On utilise ainsi l'enveloppe extérieure, formée de poutres et de poteaux, pour la reprise des efforts dus aux forces horizontales. Le système structural consiste alors en un double tube rigide encastré dans le sol, d'où le nom de *structure en tubes* donné à ces systèmes. Cette disposition des poteaux, dans le noyau central et dans les façades, offre une liberté totale pour l'aménagement des surfaces de plancher (fig. 4.12(a)). Des immeubles pouvant atteindre 100 étages et 400 m de hauteur ont été réalisés selon cette conception, l'exemple le plus connu étant celui des tours jumelles du *World Trade Center* à New York [4.5].

La rigidité de la structure est celle du tube extérieur, composée d'une rigidité flexionnelle due aux parois perpendiculaires au vent (les *ailes* du tube fléchi) et d'une rigidité en cisaillement due aux parois parallèles au vent (les *âmes* du tube fléchi). Ces parois constituent des panneaux rigides du fait que tous

les poteaux sont liés entre eux par des contreventements de façade en croix de St-André (fig. 4.12(b)) ou que les poteaux et les sommiers de façade constituent des cadres rigides (fig. 4.12(c)). Cette rigidité au cisaillement des parois est nécessaire pour que la structure fonctionne comme un tube résistant aux forces horizontales.

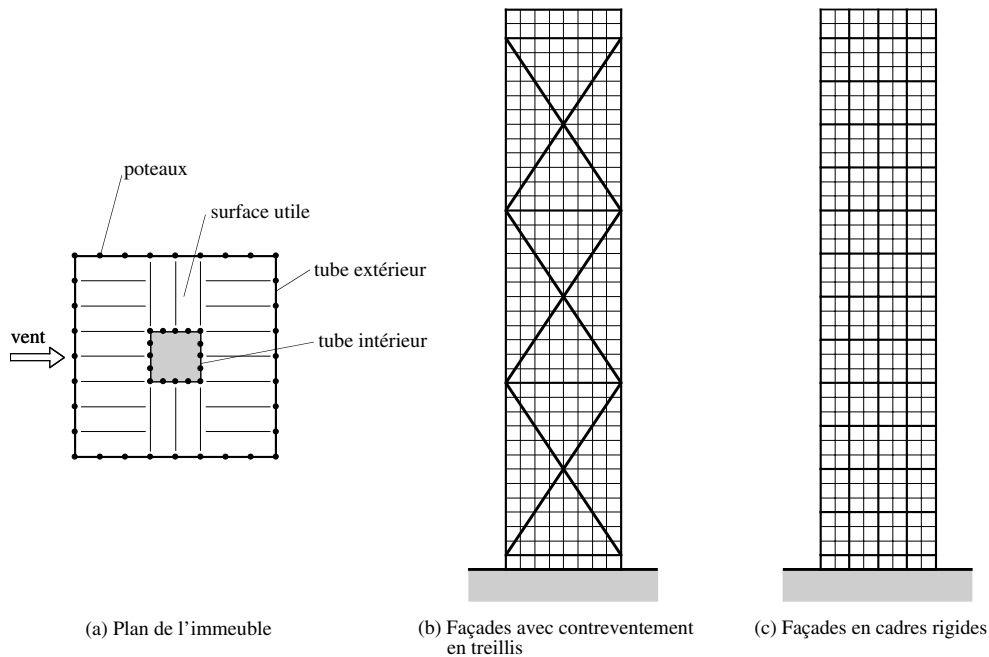


Fig. 4.12 Structure en tubes.

Afin de créer un bâtiment de grandes dimensions, la juxtaposition de plusieurs tubes revêt un intérêt particulier dans la conception d'immeubles de grande hauteur, car avec cet ensemble de tubes appelé *structure en tubes modulaires*, on constate une amélioration de la répartition des forces axiales agissant dans les poteaux par rapport aux structures en tubes concentriques. Ce système a été utilisé en 1974 pour la construction de l'un des immeubles les plus hauts du monde (442 m), la tour *Sears* [4.6] à Chicago (fig. 4.13). La base est formée de neuf mégamodules de 23 m de côté. Les modules, de hauteurs différentes, donnent un aspect particulier à l'immeuble.

4.2.5 Disposition des éléments porteurs verticaux

L'emplacement des éléments porteurs verticaux de l'ossature métallique d'un bâtiment est directement lié à sa conception. Les charges verticales appliquées à la toiture et aux planchers sont transmises aux fondations par les éléments verticaux de l'ossature, dont l'espacement détermine la portée des poutres ou des dalles, qui peuvent comporter des porte-à-faux. Les éléments porteurs verticaux sont en général comprimés (ossature articulée) comprimés et fléchis (structure en cadre) ou tendus (planchers suspendus). Certains éléments de stabilisation (noyau central et mur de refend en béton) peuvent également constituer des éléments porteurs verticaux.

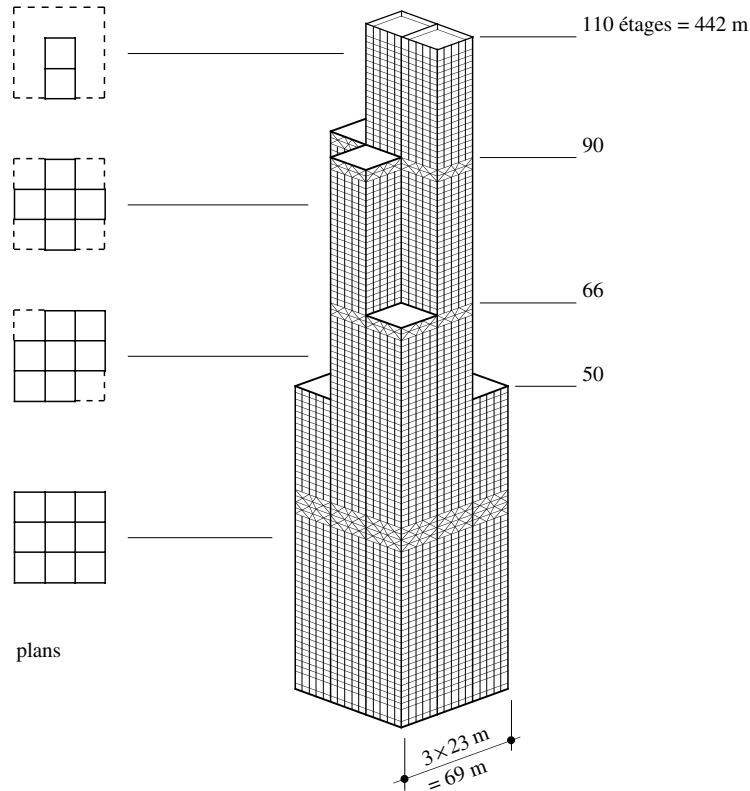


Fig. 4.13 Structure en tubes modulaires.

Les étages inférieurs des bâtiments ont souvent une autre affectation que les étages supérieurs. D'autre part, l'architecte a souvent le souci de ménager la transparence du bâtiment au niveau du rez-de-chaussée. Ces exigences conduisent à des dispositions de poteaux différentes entre sous-sol, rez-de-chaussée et étages, imposant des reprises de charges par des poutres fléchies. La figure 4.14 présente quelques exemples relatifs à la descente des charges (illustrées par une force concentrée) en liaison avec la position des éléments porteurs verticaux résultant des considérations précédentes, soit:

- les poteaux intérieurs et extérieurs sont superposés de bas en haut du bâtiment (fig. 4.14(a));
- la façade du bâtiment comporte des décrochements à certains étages, les poteaux sont placés en retrait de la façade (fig. 4.14(b));
- les poteaux de façade dans les étages ne sont pas alignés sur les poteaux du rez-de-chaussée, des structures de reprises des forces doivent être disposées sur rez-de-chaussée ou en toiture (fig. 4.14(c));
- les charges sont transmises, par l'intermédiaire de poutres en porte-à-faux, uniquement à la structure porteuse verticale intérieure formée de noyaux métalliques ou en béton armé (fig. 4.14(d));
- le rez-de-chaussée est libre de poteaux intérieurs, les charges sont transmises aux fondations uniquement par les poteaux extérieurs, par l'intermédiaire de sommiers de grande portée, ou avec des poteaux intérieurs suspendus à une grande poutre située en toiture, ou avec des poteaux intérieurs posés sur une poutre de la hauteur d'un étage sur le rez-de-chaussée (fig. 4.14(e)).

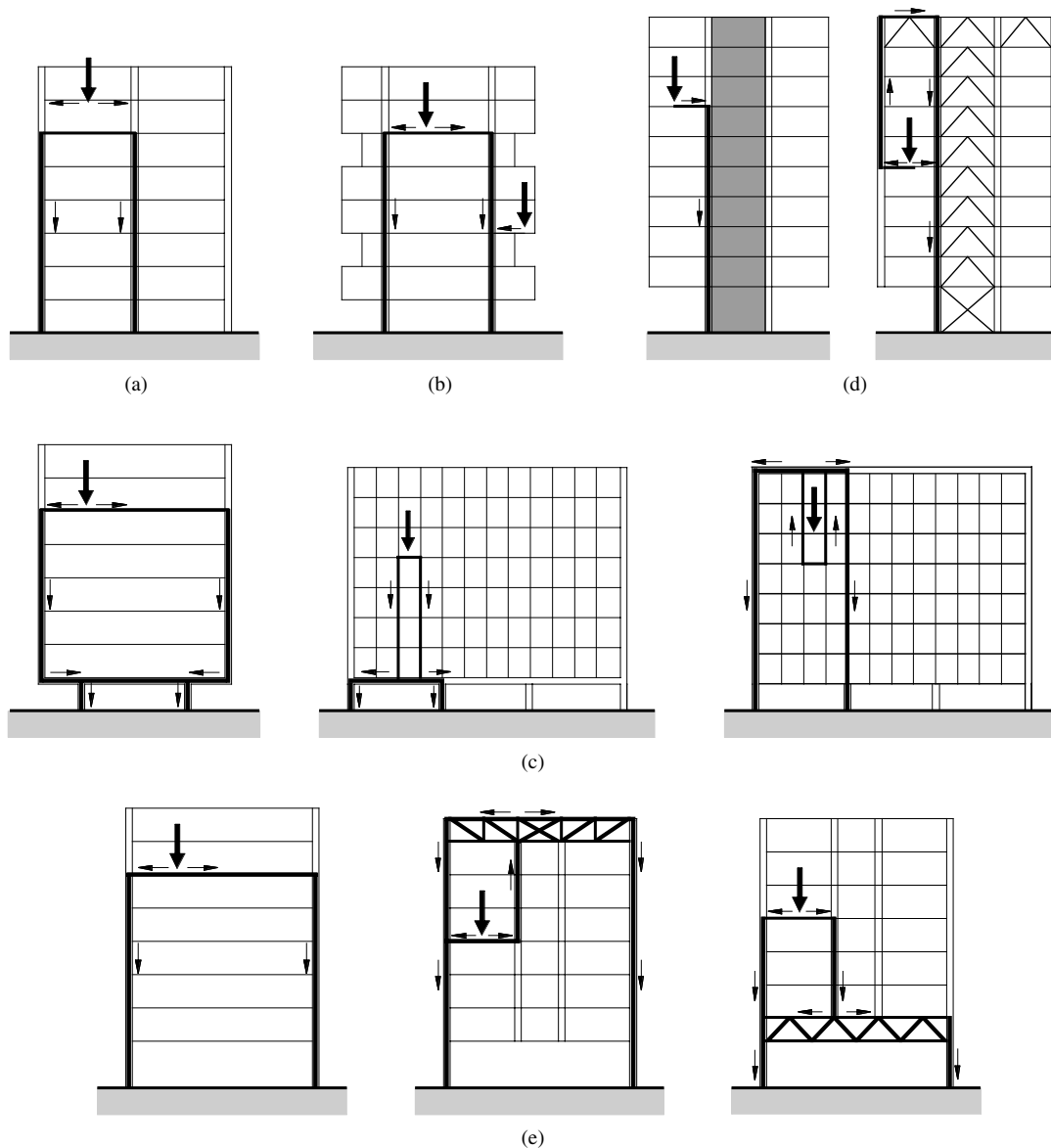


Fig. 4.14 Différentes conceptions de structures quant à la disposition des éléments porteurs verticaux (tiré de [4.1]).

4.2.6 Contreventements

Systèmes de contreventements

Tous les principes émis au chapitre 3 (sect. 3.3), concernant les contreventements des halles sont également valables pour les bâtiments à étages à structure métallique. La différence essentielle provient

du fait que la hauteur de la structure est plus grande que les dimensions en plan et que les forces horizontales (vent, séismes) deviennent prépondérantes par rapport aux charges verticales. Connaissant maintenant la façon de concevoir des structures de bâtiment stables vis-à-vis de ces forces, nous allons décrire quelques moyens de réaliser les contreventements de stabilisation.

Les structures verticales de contreventement ont pour but de transférer aux fondations les forces horizontales, alors que les contreventements horizontaux ont pour but de rigidifier les surfaces horizontales (planchers, toitures) qui doivent transmettre les forces dues au vent agissant sur les façades aux points fixes verticaux.

Contreventements verticaux

Les contreventements triangulés constituent le moyen le plus économique et le plus efficace de stabiliser une ossature métallique. Du point de vue statique, ce sont des poutres à treillis encastrées dans les fondations. Les membrures des treillis sont les poteaux du bâtiment et les montants sont les sommiers ou solives des planchers. Les diagonales sont des éléments de construction complémentaires, qui souvent réduisent la liberté d'utilisation, surtout les diagonales des contreventements intérieurs. Ces derniers doivent donc si possible être situés dans des parois fermées, autour des cages d'escalier et d'ascenseur ou en façade (fig. 4.15(a)). En général, les treillis de contreventement sont conçus de façon que les diagonales soient sollicitées à la traction seulement: deux diagonales croisées sont donc nécessaires (croix de St-André). Si le contreventement est étroit, les déplacements horizontaux sont grands. Il est alors préférable de disposer des contreventements qui couvrent plusieurs travées ou toute la largeur du bâtiment (fig. 4.15(b)). Un deuxième type de contreventement vertical est la paroi en béton armé. Il s'agit de murs disposés en façade (fig. 4.15(c)) ou à l'intérieur du bâtiment (fig. 4.15(d)) et sur toute la hauteur de la structure.

Comme dans le cas des halles (§ 3.3.1), il existe différentes façons de disposer en plan les contreventements verticaux. La figure 4.15(a) présente le cas d'un bâtiment où les contreventements sont disposés de façon symétrique dans les deux directions orthogonales du plan. Les contreventements horizontaux situés dans les planchers et la toiture sont considérés comme des poutres simples appuyées sur deux contreventements verticaux de façade, ceci dans les deux directions. Dans le cas de la figure 4.15(c), le vent transversal est équilibré par une combinaison des deux contreventements longitudinaux de façade avec le contreventement en béton du pignon. Les conditions d'équilibre énoncées au paragraphe 3.3.1 sont respectées, car le couple créé par l'excentricité de la force due au vent par rapport au pignon est équilibré par les réactions des deux contreventements métalliques perpendiculaires au mur en béton.

Contreventements horizontaux

Le plus souvent, les dalles de plancher et de toiture constituent des surfaces rigides suffisantes pour la transmission des efforts horizontaux. Si les dalles n'exercent pas cette fonction stabilisatrice, des contreventements horizontaux sont alors nécessaires.

Si les poteaux sont continus, des contreventements horizontaux ne sont nécessaires que tous les deux à trois étages, la résistance à la flexion des poteaux étant généralement suffisante pour absorber les efforts dus au vent et aux séismes sur cette hauteur. La figure 4.16 donne des exemples de disposition de contreventements horizontaux.

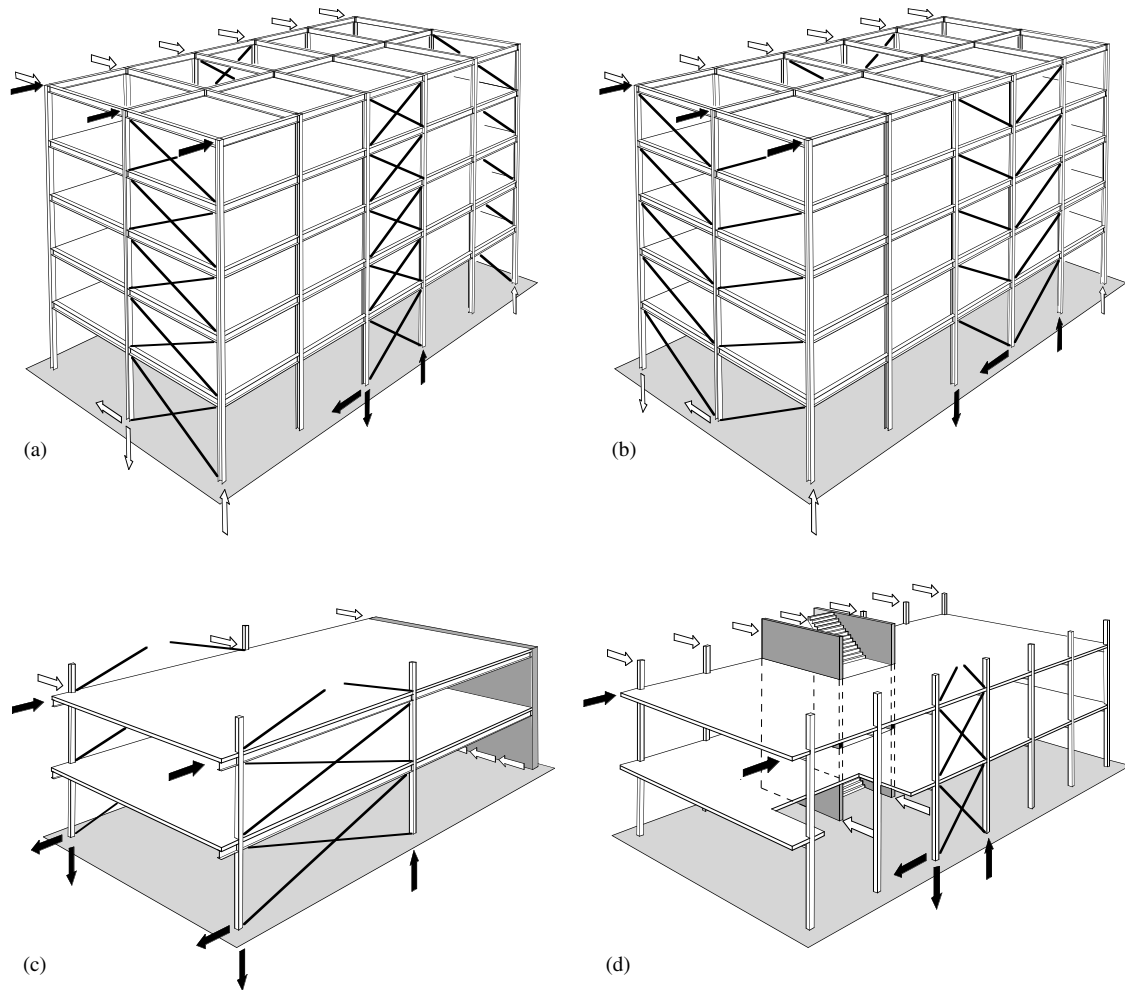


Fig. 4.15 Contreventements verticaux.

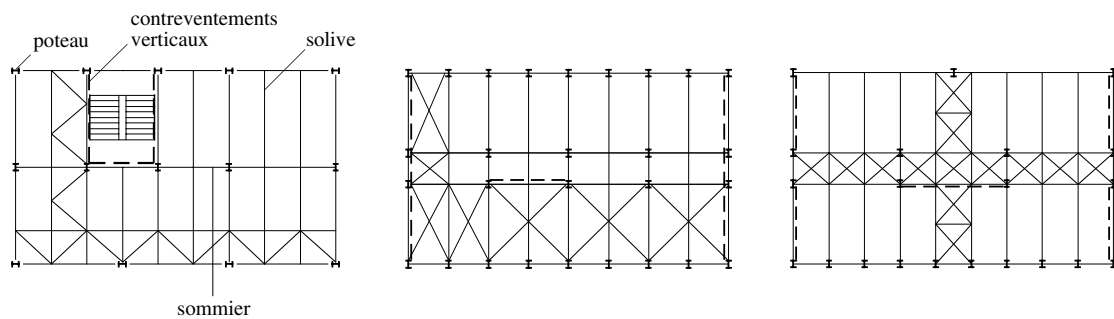


Fig. 4.16 Contreventements horizontaux.

Contreventements de montage

Des contreventements provisoires sont nécessaires chaque fois que la stabilité en cours de montage ne peut être assurée par les éléments de la structure en place. Ils transmettent les forces horizontales dues au vent ainsi que les charges de construction sur les fondations ou sur des parties de structure capables de supporter ces forces.

Les contreventements provisoires sont disposés dans des plans horizontaux et verticaux et sont constitués le plus souvent de croix de St-André en cornières ou en fers ronds. Il est aussi possible d'utiliser des câbles, qui servent alors également de moyens de réglage de la structure. Les contreventements provisoires horizontaux remplacent en général, pendant le montage, la dalle qui n'est pas encore coulée et durcie et ne peut exercer sa fonction stabilisatrice. On utilise quelquefois la tôle profilée du plancher comme contreventement provisoire horizontal.

4.3 Systèmes porteurs particuliers

4.3.1 Structure à treillis alternés

Dans certains bâtiments où une grande distance entre poteaux est nécessaire, la hauteur statique des sommiers devient un inconvénient, car elle augmente considérablement la hauteur totale du bâtiment. On peut résoudre ce problème en appliquant le système dit *à treillis alternés* [4.7]. Ce système (fig. 4.17) ne

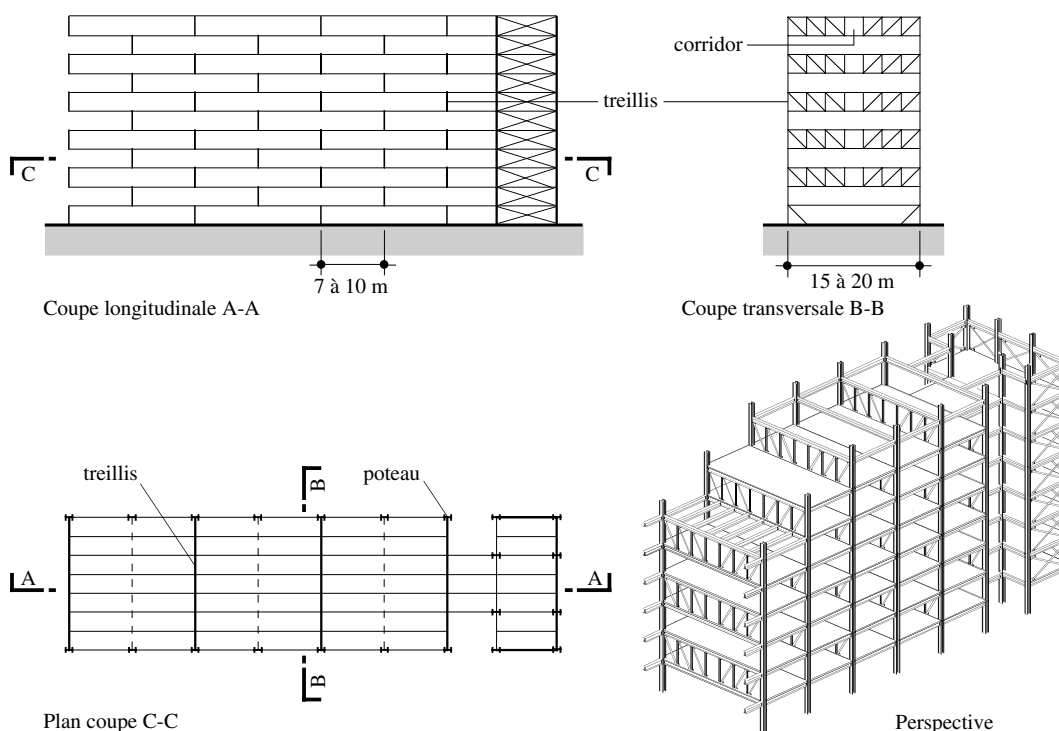


Fig. 4.17 Structure à treillis alternés.

comprend que des poteaux extérieurs. Les sommiers superposés sont reliés deux à deux par un treillis de façon à former une poutre de la hauteur d'un étage. Il en résulte des planchers de faible épaisseur mais de grande rigidité flexionnelle. De plus, par la disposition en quinconce (ou alternée) des poutres à treillis, on obtient un espacement des cloisons intérieures égal à deux fois l'écartement des sommiers du plancher. Le passage à travers ces cloisons est réalisé en réservant dans les poutres à treillis des panneaux rectangulaires rigides (*Vierendeel*, voir fig. 3.14(b)) au droit des couloirs ou des portes.

Ces poutres à treillis constituent des cadres rigides avec les poteaux extérieurs pour la stabilité transversale du bâtiment en transmettant les forces dues au vent aux fondations par l'intermédiaire du plancher rigide horizontalement puis des treillis adjacents du niveau inférieur. Dans le sens longitudinal, la stabilité est assurée par des cadres à étages multiples ou par des contreventements.

Ce type de structure, dérivé des systèmes porteurs à cadres rigides, s'applique principalement à des bâtiments longs avec des dispositions répétées, tels que hôtels, hôpitaux, parkings couverts ou écoles.

4.3.2 Bâtiments à portiques

Les bâtiments à portiques (fig. 4.18) ne comportent pas de poteaux intérieurs. Toutes les charges sont reprises par des suspentes qui les transmettent aux traverses des portiques en toiture. Les forces dues au

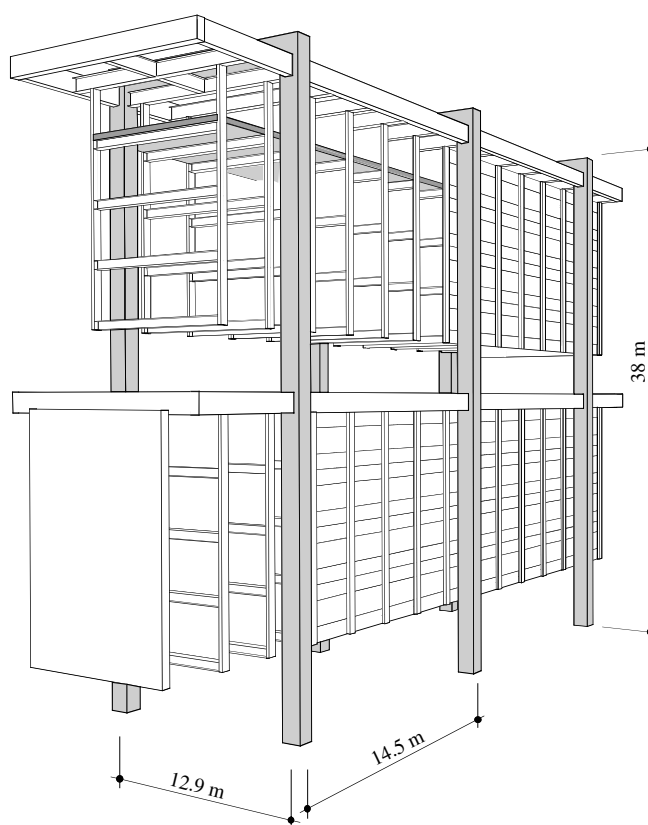


Fig. 4.18 Bâtiment à portiques (Maison de l'Iran à la Cité universitaire de Paris, 1968).

vent sont reprises grâce à la rigidité flexionnelle des portiques. Dans le cas du bâtiment de la figure 4.18, les trois cadres ont une section en caisson et supportent en deux niveaux des poutres longitudinales également caissonnées. Entre ces dernières se trouvent des poutres transversales auxquelles sont suspendues les solives des quatre étages.

4.3.3 Bâtiments-ponts

On appelle bâtiment-pont une structure reposant sur des points d'appui très espacés de façon à enjamber une grande distance, ce qui permet une utilisation optimale des surfaces ou le passage par dessus un immeuble existant. Le bâtiment est conçu comme un pont de grande portée dont toute la hauteur est utilisée pour constituer la structure porteuse.

L'exemple le plus connu est le bâtiment de la *Federal Reserve Bank* [4.8] à Minneapolis, un bâtiment-pont de 84 m de portée (fig. 4.19). Les charges des 12 étages de la partie inférieure sont reprises par deux arcs paraboliques concaves tendus fixés aux extrémités de deux poutres à treillis de 8.50 m de hauteur qui reprennent les réactions horizontales des arcs. Le bâtiment est supporté par quatre poteaux situés aux extrémités des poutres à treillis. Pour la partie supérieure qui pourrait être réalisée en deuxième phase, les

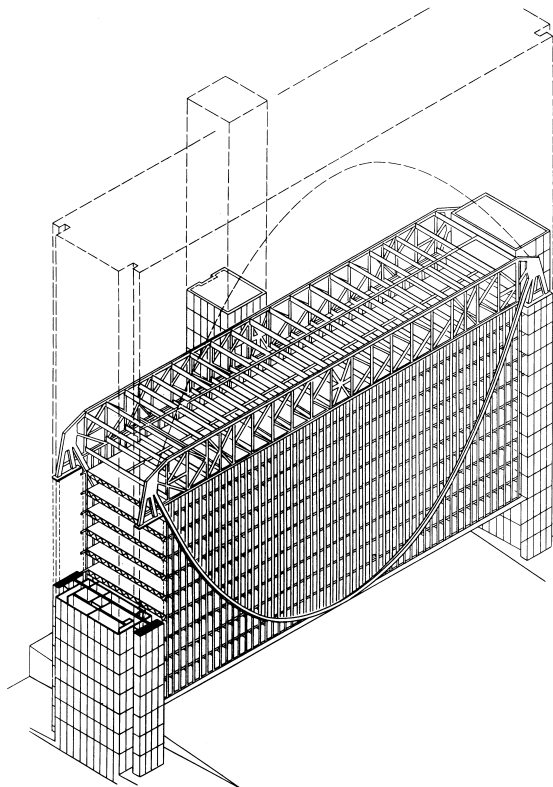


Fig. 4.19 Bâtiment-pont (*Federal Reserve Bank*, Minneapolis, USA, 1973, tiré de [4.8]).

charges seront reprises par un arc rigide convexe comprimé disposé en sens inverse de l'arc inférieur et dont les réactions horizontales soulageront la sollicitation initiale des poutres à treillis.

4.4 Planchers

4.4.1 Fonctions et composition

Le plancher, constitué de la poutraison et de la dalle ainsi que des revêtements inférieur (faux-plafond) et supérieur (isolation, chape, sol), a pour fonction porteuse principale de supporter les charges verticales qui lui sont appliquées et de les transmettre aux appuis (les poteaux). Un autre rôle porteur important est celui que les planchers jouent dans la transmission des forces horizontales: ils conduisent aux contreventements verticaux ou au noyau central les forces dues au vent et aux séismes et agissent ainsi comme contreventement horizontal de la structure porteuse du bâtiment.

Leur fonction protectrice concerne les protections contre le bruit (isolation phonique), le feu (fonction coupe-feu), la chaleur (isolation thermique) et l'humidité (étanchéité, pare-vapeur). C'est aussi dans la hauteur du plancher que passent les conduites horizontales destinées à alimenter le bâtiment et l'étage concerné en fluide et énergie pour les besoins du chauffage, de la ventilation, du sanitaire, de l'électricité et de la télématique. Enfin, c'est le plancher qui délimite optiquement et matériellement les faces horizontales supérieure et inférieure des locaux.

Du point de vue de sa construction, un plancher est composé de trois parties (fig. 4.20):

- le système porteur, comprenant la poutraison et la dalle,
- la partie supérieure, comprenant isolation, étanchéité, chape et revêtement de sol,
- la partie inférieure, comprenant le plafond (faux-plafond ou revêtement de la surface des poutres et de la dalle) et l'espace vide éventuel entre le faux-plafond et les poutres.

Les planchers sont des éléments répétitifs dans la structure d'un bâtiment élevé; il est donc avantageux de prévoir des planchers de faible hauteur, de faible poids et de montage rapide.

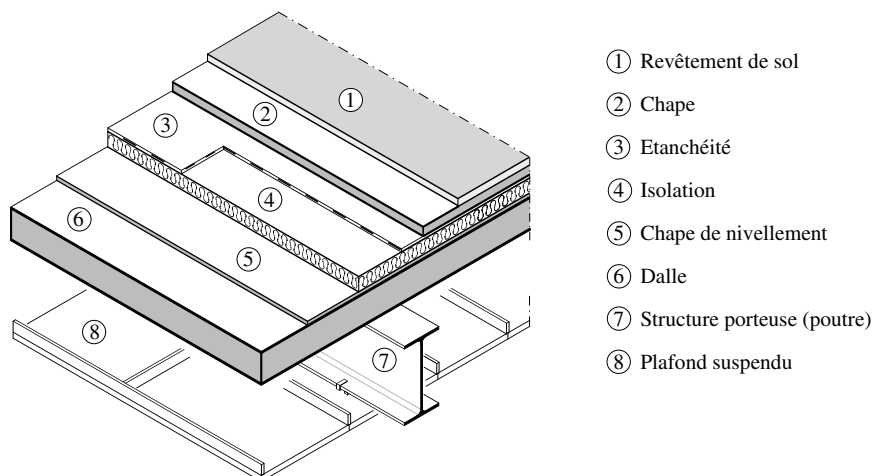


Fig. 4.20 Exemple de composition d'un plancher.

4.4.2 Systèmes de poutraison

La poutraison est un réseau de poutres métalliques horizontales qui transmet aux poteaux les forces qui sollicitent la dalle. Ce réseau, le plus souvent orthogonal, est constitué des *solives*, en général parallèles entre elles, qui reçoivent directement les charges verticales de la dalle et les transmettent aux *sommiers* perpendiculaires qui s'appuient sur les poteaux. Dans certains cas, les sommiers s'appuient sur un troisième niveau de poutres (les poutres maîtresses), qui elles seules transmettent les forces aux poteaux. Ceci permet d'augmenter les portées et de diminuer le nombre de poteaux. La conception de la poutraison détermine ainsi la disposition et l'espacement entre les éléments fléchis en fonction de la position des poteaux. Elle permet de définir les types les plus courants de planchers à poutres métalliques.

Planchers à un niveau de poutres

La dalle s'appuie sur des solives qui sont toutes disposées dans la même direction et qui prennent appui directement sur les poteaux (fig. 4.21(a)). Le chemin par lequel les forces sont transmises aux appuis est court. La trame est composée de rectangles allongés, les poteaux étant espacés dans la direction des solives et rapprochés dans l'autre direction (fig. 4.21(b)). Cette forme de construction convient aux bâtiments allongés de largeur limitée avec poteaux extérieurs. Des bâtiments de plus de deux rangées de poteaux peuvent aussi être réalisés selon ce système, les rangées de poteaux intérieurs pouvant alors être placées dans les cloisons des couloirs (fig. 4.21(c)).

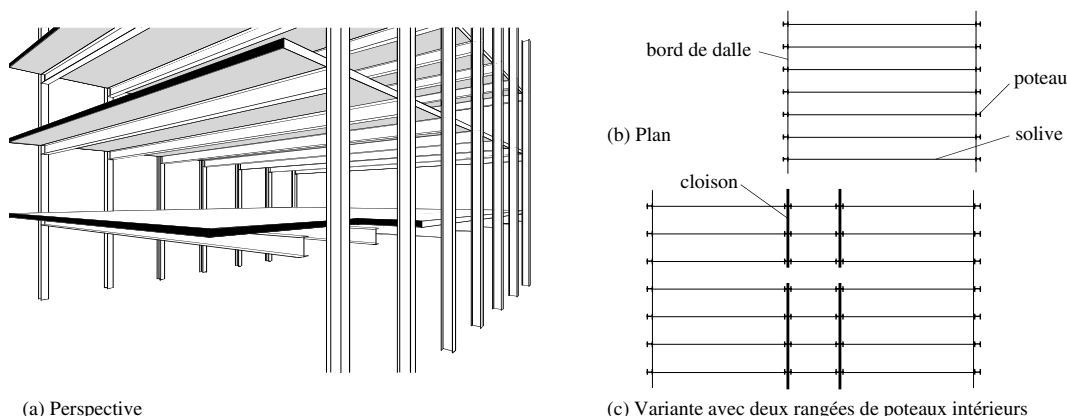


Fig. 4.21 Planchers à un niveau de poutres.

Les solives sont généralement constituées de profilés laminés, de poutrelles ajourées ou de profils composés à âme pleine ou évidée. La hauteur de construction, qui dépend de la portée entre poteaux, est de l'ordre de 350 à 700 mm. Les conduites sont placées dans la hauteur du plancher, à travers les âmes des solives dans le sens longitudinal du bâtiment et entre elles transversalement.

Planchers à deux niveaux de poutres

Pour éviter les rangées serrées de poteaux situés en façade ou dans les cloisons intérieures, il faut augmenter l'espacement des poteaux dans le sens longitudinal du bâtiment. Les solives doivent alors

être reprises par des sommiers (ou sous-poutres) qui leur sont perpendiculaires (fig. 4.22(a)). Ce type de poutraison permet de réaliser des grands espacements de poteaux dans les deux directions du plan, comme dans l'exemple de la figure 4.22(b). La trame n'est pas obligatoirement régulière, ce qui laisse une grande liberté d'aménagement (fig. 4.22(c)). Concernant les poteaux, une combinaison des deux systèmes précédents conduit souvent à des solutions intéressantes. Dans l'exemple de la figure 4.22(d), les solives reposent sur des poteaux extérieurs rapprochés qui sont peu encombrants car incorporés à la façade, ce qui permet de placer les cloisons dans n'importe quel axe de solives de plancher. Les sommiers intérieurs qui reçoivent les forces transmises par les solives s'appuient sur des poteaux espacés, ce qui libère le volume à aménager.

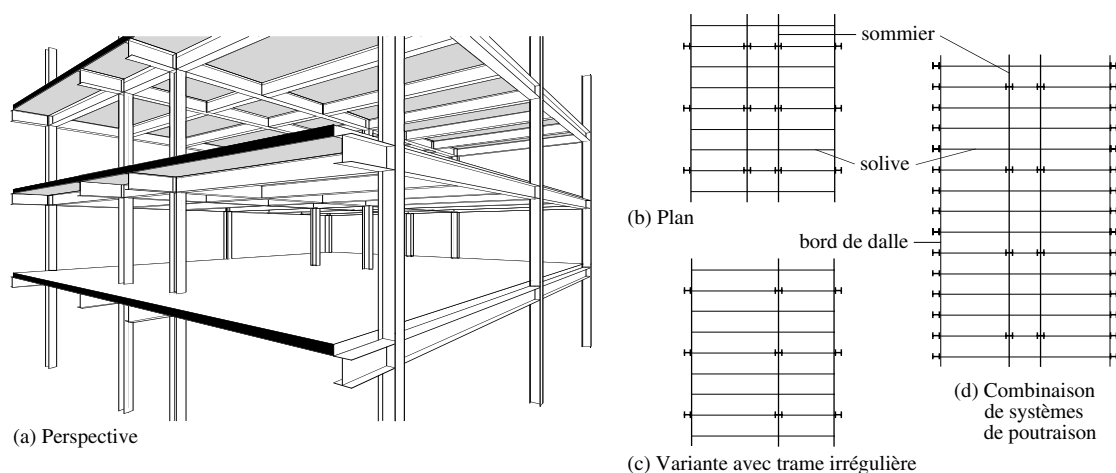


Fig. 4.22 Planchers à deux niveaux de poutres.

Les éléments porteurs pouvant constituer les solives et les sommiers sont les poutres à âme pleine, les poutres ajourées ou les poutres à treillis. Ils peuvent être superposés ou enchevêtrés, l'aile supérieure des poutres pouvant être dans ce cas sur un même plan horizontal ou sur des plans différents. Le type de poutres et la position relative des deux niveaux dépendent donc de la hauteur disponible et des conduites à incorporer.

Si les poutres sont superposées (fig. 4.23(a)), elles exigent une grande hauteur disponible mais offrent beaucoup de liberté pour le passage des conduites. Elles conviennent donc bien aux bâtiments comportant de nombreux équipements techniques. Les poutres enchevêtrées par contre (fig. 4.23(b)), représentent une hauteur de plancher réduite, mais nécessitent le passage des conduites à travers l'âme des poutres ou au-dessous de la poutraison. Les poutres à treillis permettent à la fois le passage des conduites et l'enchevêtrement des niveaux (fig. 4.23(c)).

Planchers à trois niveaux de poutres

Pour de très grandes portées ou lorsqu'il est impératif de supprimer un poteau pour des raisons d'aménagement des locaux, les réactions d'appui des sommiers sont reprises par un troisième niveau de poutres (les *poutres maîtresses*) et transmises à des poteaux très espacés (fig. 4.24). C'est en particulier le cas dans les étages inférieurs des bâtiments qui ont une autre affectation que les étages supérieurs,

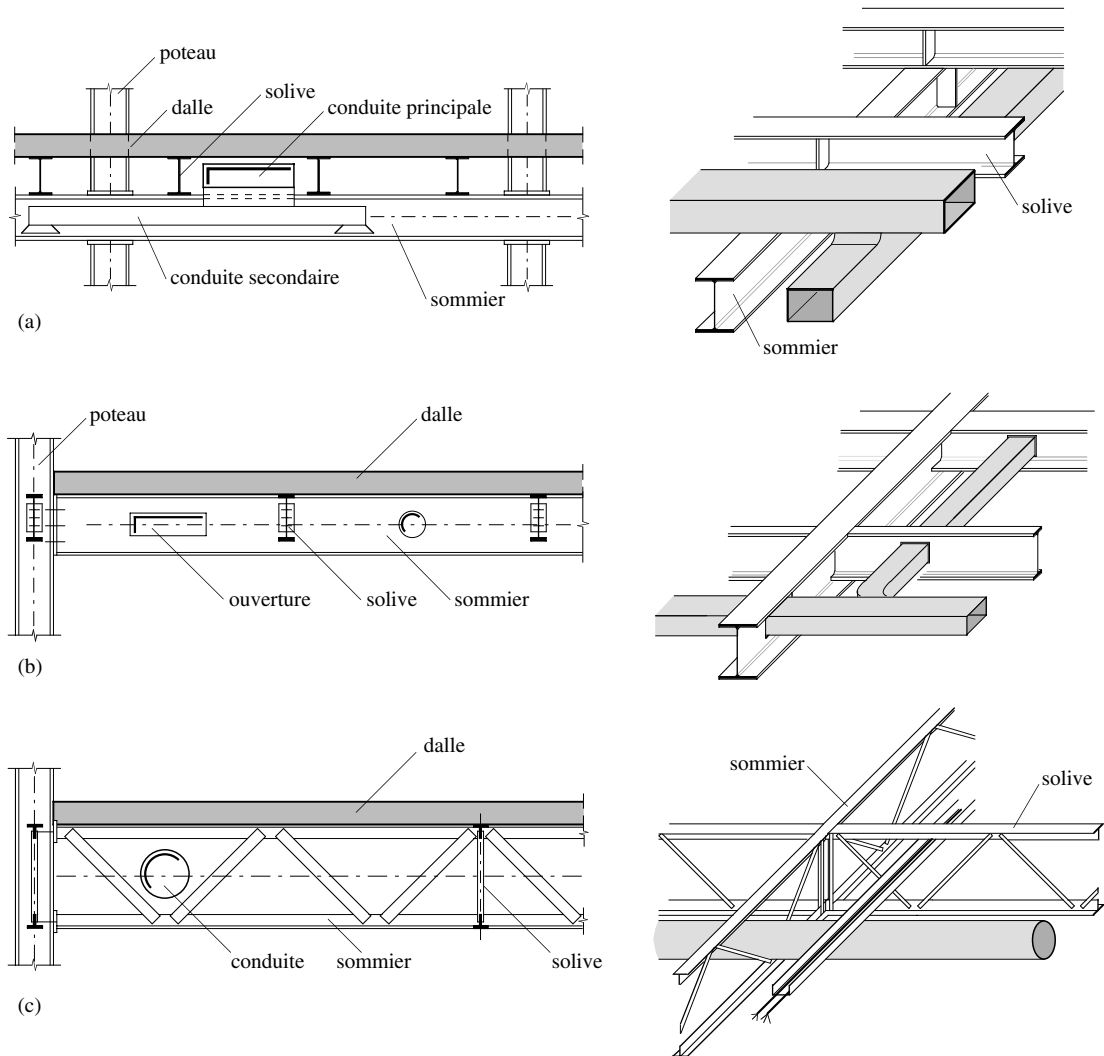


Fig. 4.23 Exemples de planchers à deux niveaux de poutres.

d'où la nécessité d'une disposition différente des poteaux. Ces poutres maîtresses, ou poutres de reprise, sont en général à âme pleine ou à treillis; nous examinons ici trois possibilités de réalisation. Dans le premier cas (fig. 4.24(a)), la poutre maîtresse est située sous la poutraison à deux niveaux et ne reçoit aucune réaction directe du plancher. Dans le deuxième exemple (fig. 4.24(b)), la membrure supérieure du treillis constituant la poutre maîtresse est la solive elle-même. Elle reçoit donc de façon directe les charges agissant sur la dalle. Le troisième cas représente une poutre de reprise à treillis de la hauteur d'un étage, par exemple l'étage technique d'un bâtiment élevé. Située au pied du bâtiment, cette poutre supporte les poteaux supérieurs comprimés (fig. 4.24(c)), alors que si elle est située au sommet, elle retient les suspentes (fig. 4.24(d)).

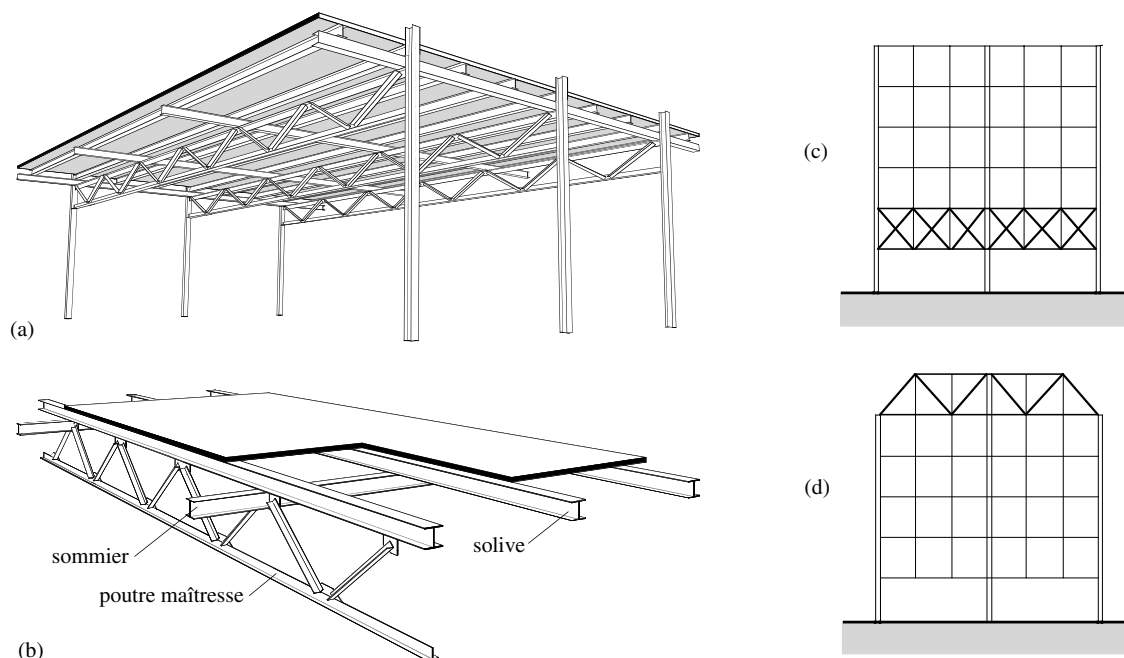


Fig. 4.24 Planchers à trois niveaux de poutres.

4.4.3 Types de poutres

Les poutres utilisées en construction métallique de bâtiment sont de divers types selon leur utilisation et leur disposition en plan et en élévation. La gamme des profils disponibles est large (voir aussi TGC vol. 10, sect. 3.2 et chap. 5):

- Les profils IPE (fig. 4.25(a)) sont les plus utilisés pour les planchers des bâtiments à étages. Particulièrement conçus pour la flexion simple selon leur axe fort, ils sont très économiques (en raison de leur rapport poids-résistance favorable) et l'épaisseur constante de leurs ailes facilite les assemblages. Leur gamme couvre des hauteurs situées entre 80 et 600 mm.
- Les séries HEA, HEB et HEM (fig. 4.25(b)) sont avant tout utilisées pour la reprise d'efforts importants. La gamme des hauteurs s'échelonne de 100 à 1000 mm.
- Les profilés laminés des types ci-dessus, renforcés localement par des semelles soudées, sont envisageables quand la hauteur disponible ne permet pas de passer à un profilé de taille supérieure (fig. 4.25(c)).
- Les profils en U (fig. 4.25(d)) sont surtout utilisés comme poutres de rive de plancher. Ils peuvent également être jumelés et utilisés comme poutres moisées de plancher (fig. 4.25(e)), éventuellement caissonnées (fig. 4.25(f)) pour mieux résister aux efforts de torsion.
- Les poutres composées à âme pleine sont quelquefois utilisées si les profilés laminés ne peuvent s'insérer dans les hauteurs imposées. Les membrures sont constituées par des larges-plats et les âmes par des tôles (fig. 4.25(g)).

- Des profilés asymétriques laminés ou composés à âme pleine sont principalement utilisés dans les structures où une dalle en béton (ou mixte) agit comme membrure supérieure des poutres mixtes acier-béton (fig. 4.25(h)).
- Pour les poutres composées à âme pleine, il peut être avantageux, pour des longueurs supérieures à environ 8 m, de faire varier les épaisseurs des âmes et des ailes le long de la poutre selon la répartition et l'importance des efforts intérieurs (fig. 4.25(i)).
- Des poutres composées à double âme pleine ne sont envisageables que dans le cas d'éléments fortement sollicités: poutres de reprise sous les bâtiments élevés, poutres supérieures des bâtiments suspendus, etc. (fig. 4.25(j)).
- Les poutres ajourées comportent, dans l'âme, des ouvertures de forme polygonale ou circulaire pour le passage des conduites techniques (fig. 4.25(k et l)).

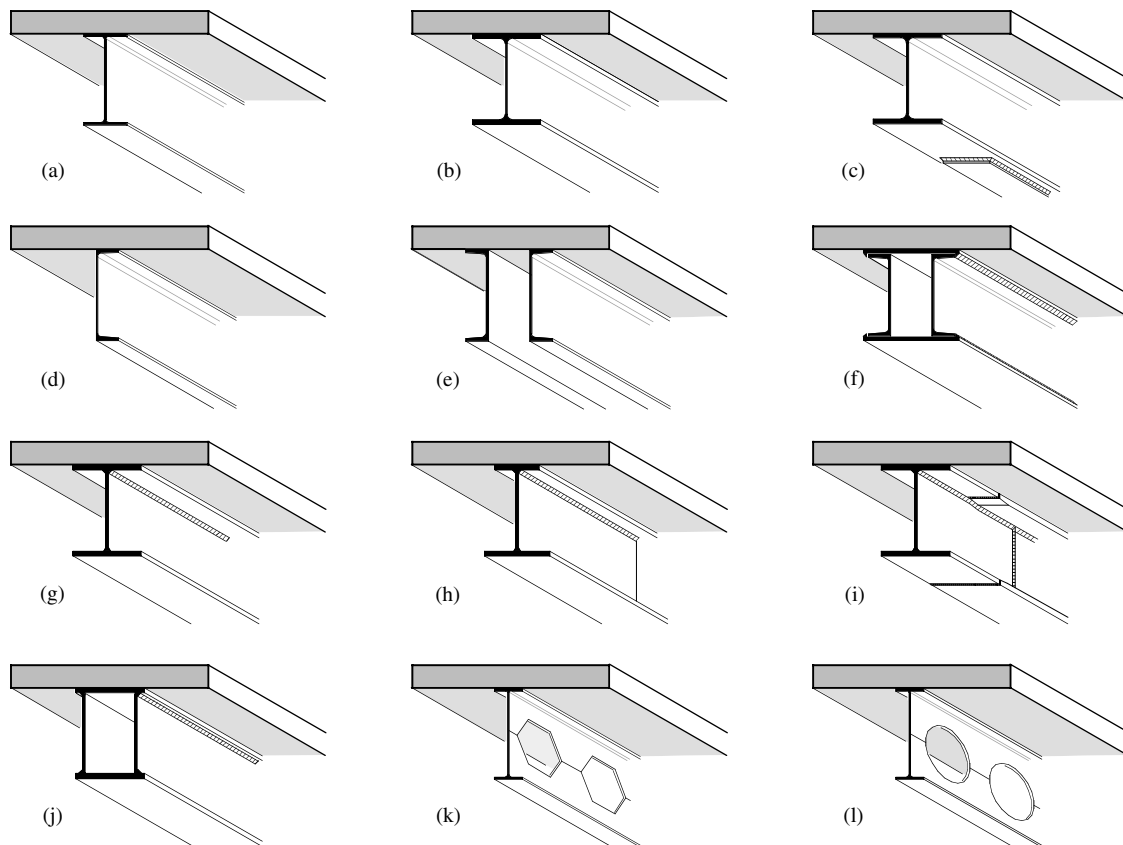


Fig. 4.25 Types de poutres métalliques.

Les poutres décrites ci-dessus servent essentiellement à supporter une dalle en béton armé, avec ou sans tôle profilée. Il est bien connu qu'il est avantageux de faire collaborer cette dalle à la résistance à la flexion de la poutre métallique de façon à mieux utiliser les matériaux traditionnellement mis en œuvre. Pour cela il faut qu'une connexion adéquate lie la dalle en béton et la poutre métallique et

empêche le glissement relatif entre les deux éléments. On réalise ainsi une poutre mixte, terme réservé dans cet ouvrage aux éléments porteurs constitués des deux matériaux acier et béton. La figure 4.26 présente plusieurs exemples de sections mixtes constituées d'un profilé métallique et d'une dalle en béton armé.

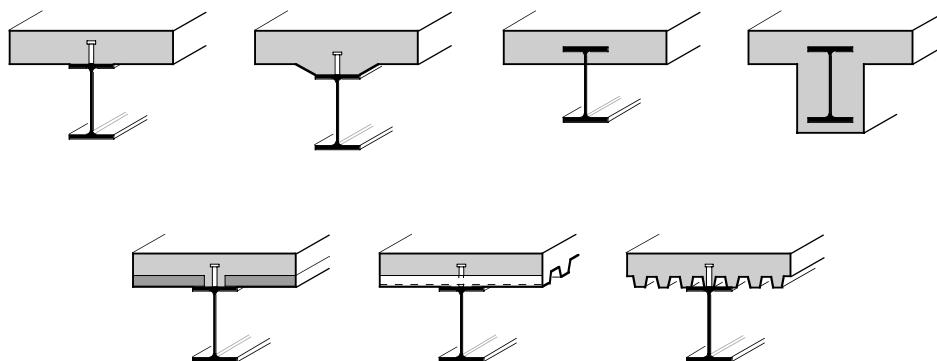


Fig. 4.26 Sections mixtes courantes.

Mentionnons également deux types particuliers de poutres mixtes :

- Les *poutres mixtes à treillis* permettent de franchir sans difficulté de grandes portées tout en facilitant le passage des gaines techniques (fig. 4.27(a)). La membrure supérieure de la poutre mixte est constituée de la dalle en béton liée par des connecteurs à la membrure métallique. Dans des cas extrêmes, seule la dalle sert de membrure supérieure, la connexion n'étant réalisée qu'à l'endroit des nœuds. La figure 4.27(b) présente un exemple de réalisation de ce type avec dalles préfabriquées. Les boulons-connecteurs sont placés à l'intérieur de manchons tubulaires incorporés aux dalles.
- Les *profilés remplis de béton entre les ailes* constituent également un type particulier de construction mixte. Le béton est mis en place sur le chantier, le profilé métallique muni d'étriers soudés et de barres longitudinales étant couché sur le sol, puis retourné après durcissement du béton. Cette conception a été imaginée pour augmenter la résistance au feu des poutres métalliques. En cas d'incendie, les parties métalliques exposées perdent peu à peu leur résistance mécanique à cause de l'échauffement de l'acier. La résistance de la poutre est alors fournie par les parties métalliques protégées par le béton, c'est-à-dire les armatures situées entre les ailes ainsi que l'âme du profilé. De plus, si ce dernier est connecté à la dalle (fig. 4.27(c)), l'aile supérieure est également protégée contre le feu.

Ouvertures dans les poutres

Le passage des conduites est aisé si l'on utilise des poutres à treillis, des poutres ajourées (TGC vol. 10, fig. 5.21) ou des poutres *Vierendeel*. Il l'est moins dans le cas des poutres laminées ou composées à âme pleine, les conduites devant alors être fixées sous les ailes des profilés. Quelques détails de construction particuliers permettent néanmoins de rendre possible le passage des conduites à travers les âmes pleines :

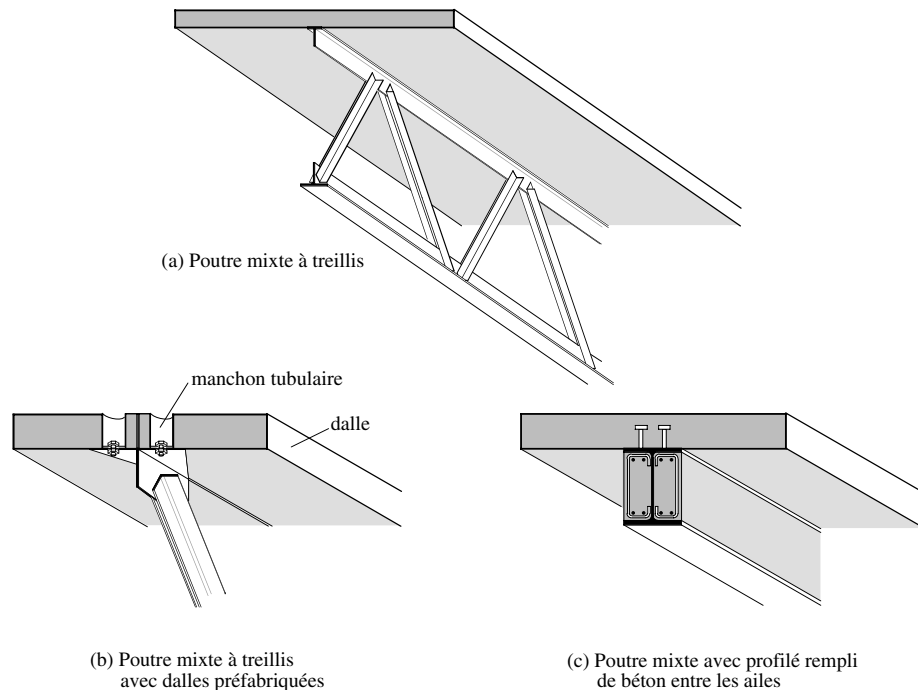


Fig. 4.27 Poutres mixtes particulières.

- Des ouvertures rondes peuvent être percées ou découpées au chalumeau (fig. 4.28(a)). Selon l'importance et l'emplacement du trou, il peut être nécessaire de renforcer l'âme par des tôles soudées (fig. 4.28(b)). Dans certains cas, l'âme est raidie par soudage d'un court tronçon de tube (fig. 4.28(c)) ou remplacée localement par une pièce de plus forte épaisseur dans la zone du trou (fig. 4.28(d)).
- Des ouvertures rectangulaires peuvent être réalisées, en veillant toutefois à ce qu'elles soient plus larges que hautes ou tout au moins carrées afin de permettre la transmission correcte de l'effort tranchant dans la partie restante de l'âme (fig. 4.28(e)). Des raidisseurs sont parfois requis, dont l'importance dépend des efforts dans l'âme (fig. 4.28(f et g)). Du point de vue pratique, on n'utilise des manchons (fig. 4.28(h)) que si l'esthétique prévaut; le coût d'une telle solution est en effet élevé, surtout pour des manchons aux angles arrondis.
- Dans des cas extrêmes, il est possible de diminuer localement la hauteur des poutres (fig. 4.28(i)); de telles dispositions ne sont utilisées que si aucune autre solution n'est réalisable.

4.4.4 Types de dalles

Dans les bâtiments à ossature métallique, la dalle est souvent réalisée en béton armé ou en construction mixte avec tôle profilée en acier. Plus rarement, la dalle en béton armé repose directement sur les poteaux, sans poutres métalliques (plancher-dalle). Cette conception est alors proche de celle des bâtiments en béton armé (TGC vol. 8). Examinons successivement les types de dalles utilisés dans la réalisation des planchers de bâtiment.

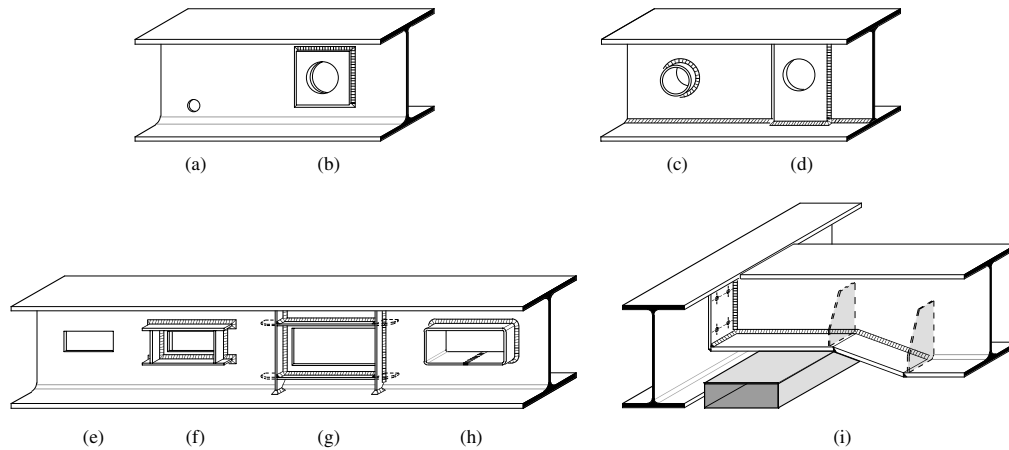


Fig. 4.28 Ouvertures dans les âmes de poutres et diminution locale de la hauteur.

Dalle en béton armé

La dalle en béton armé est souvent une dalle simple portant dans une seule direction, plus rarement porteuse dans deux directions. Elle peut être réalisée en béton coulé en place sur un coffrage en bois (fig. 4.29(a)), à l'aide de prédalles préfabriquées contenant l'armature et recevant le béton coulé en place (fig. 4.29(b)) ou encore en éléments préfabriqués plans ou nervurés avec joints armés coulés en place et surface finie prête à recevoir les revêtements de sol (fig. 4.29(c)).

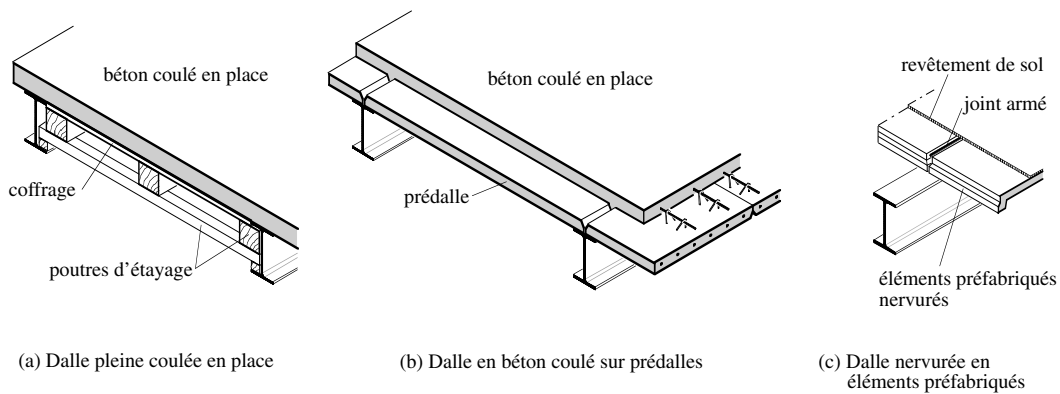


Fig. 4.29 Dalles de plancher en béton armé.

Dalle mixte

La dalle mixte (chap. 9) est composée d'une tôle profilée en acier sur laquelle on coule une dalle en béton comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température (fig. 4.30). Dans ce type de dalle, la tôle profilée sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement

du béton. Elle peut également servir de contreventement horizontal provisoire lors du montage, à condition qu'elle soit fixée à la poutraison de façon adéquate.

Les tôles profilées utilisées (sect. 7.2) doivent posséder une capacité portante et une rigidité suffisante pour servir de coffrage, si possible sans étais, ainsi qu'un profil particulier (forme de nervures, bossages) pour garantir une bonne liaison entre l'acier et le béton. La tôle est fixée sur les poutres métalliques qui la supportent par des clous scellés par percussion ou par des vis autotaraudeuses ou autoperceuses.

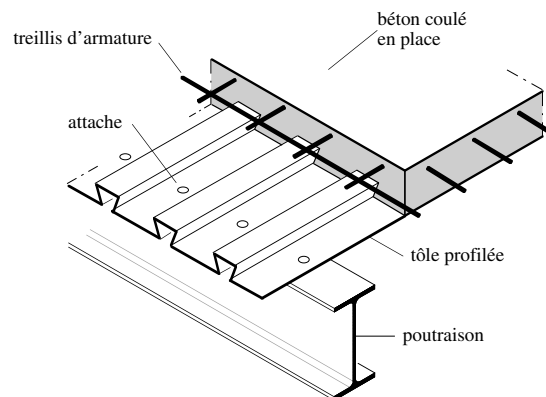


Fig. 4.30 Dalle mixte avec tôle profilée.

Lorsque la dalle est liée à la poutraison par des connecteurs, l'ensemble constitue un *plancher mixte* acier-béton (fig. 4.31). Dans un tel système, la dalle en béton remplit, en travée, la fonction de membrure supérieure comprimée alors que la poutre métallique située dans la partie inférieure est essentiellement tendue. Dans les zones d'appui des poutres mixtes, la participation de la dalle à la résistance est fournie par une armature supérieure capable de reprendre les efforts de traction, la poutre métallique étant alors partiellement comprimée.

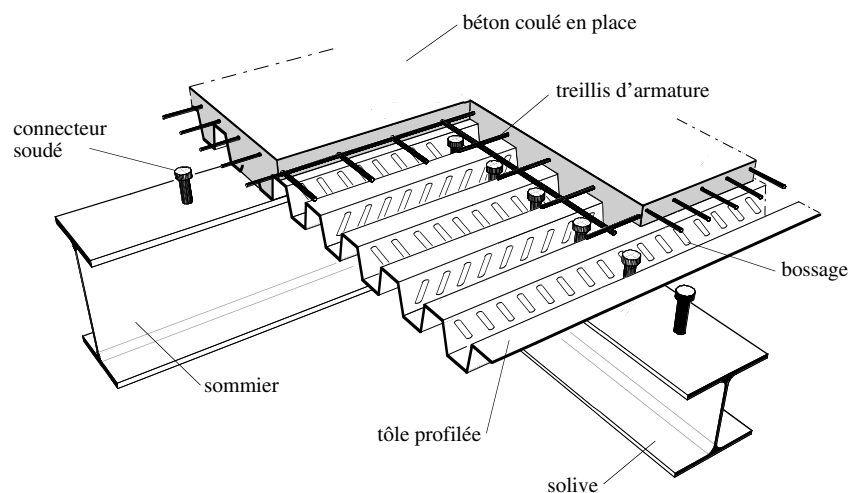


Fig. 4.31 Plancher mixte avec connecteurs acier-béton.

Pour obtenir l'effet mixte souhaité, c'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts rasants et limiter les glissements qui se développent à l'interface. Sans liaison, les poutres métalliques doivent supporter à elles seules tous les efforts. Par contre, si une connexion est mise en place, on crée ainsi une poutre mixte dont la résistance et la rigidité sont sensiblement accrues.

Dans les bâtiments, la connexion des poutres mixtes (TGC vol. 10, fig. 5.41) est assurée par des goujons soudés sur l'aile supérieure des poutres métalliques du plancher. Les goujons sont des pièces cylindriques en acier comportant une tête. Il existe également des connecteurs en forme d'équerres, fixés par des clous. Ce type de connexion est particulièrement bien adapté au cas des dalles avec tôle profilée, car ils peuvent être facilement fixés à travers la tôle. Le soudage des goujons présente en effet souvent des difficultés liées à l'alimentation en courant électrique, à la présence d'humidité et à la présence d'un revêtement contre la corrosion de la poutre (peinture) et de la tôle (zingage).

Dalle sur coffrage perdu

Dans ce type de dalle (fig. 4.32), la tôle profilée n'est qu'un coffrage qui permet une exécution rapide des travaux. Une armature traditionnelle est disposée dans les nervures de la tôle afin que la dalle se comporte comme une dalle nervurée portant dans une seule direction entre les solives. La réalisation de poutres mixtes avec ce type de dalle dépend essentiellement de la possibilité de disposer une connexion suffisante. En effet, dans ce mode de construction où la légèreté de la dalle et les grandes portées sans étais sont les qualités recherchées, le choix se porte souvent sur des tôles profilées avec des nervures hautes et étroites, qui ne permettent pas la mise en place de connecteurs. Par ailleurs, la partie du béton servant de dalle de compression est éloignée de la semelle supérieure de la poutre métallique, ce qui affaiblit la capacité de liaison et rend la connexion trop souple.

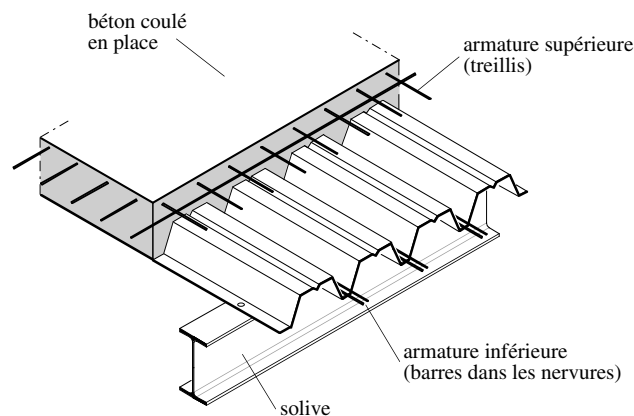


Fig. 4.32 Dalle sur coffrage perdu en tôle profilée.

Plancher métallique

Dans ce type de plancher, la tôle profilée en acier est seule porteuse. Un remplissage en béton d'agréats normaux ou légers, coulé en place sur la tôle (fig. 4.33(a)) ou une chape coulée sur un support isolant (fig. 4.33(b)), assure la répartition des charges et l'isolation phonique.

Selon la grandeur des nervures de la tôle, il est possible d'utiliser les alvéoles pour le passage des câbles et conduites techniques. On peut augmenter la capacité portante de tels planchers en superposant deux tôles profilées, serties ou soudées entre elles dos à dos de façon à créer un plancher métallique cellulaire (fig. 4.33(c)). Si les assemblages entre les tôles et sur la poutraison sont suffisants, ce type de plancher peut constituer un contreventement horizontal. Par contre, en aucun cas il n'est possible de prendre en compte le béton de remplissage comme élément structural.

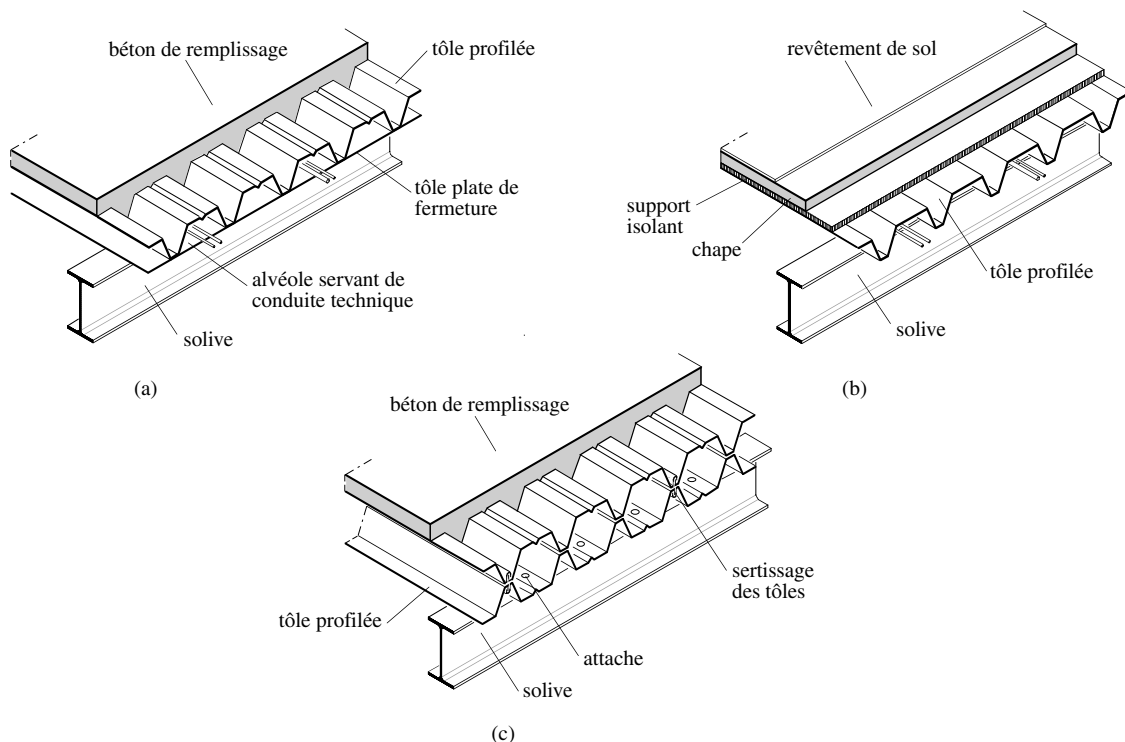


Fig. 4.33 Planchers métalliques.

Plancher mince (*slim floor*)

Ce nouveau type de plancher mixte, connu sous le nom anglais de *slim floor* (plancher mince ou plancher à poutres intégrées) est apparu dans les années 1980 dans les pays nordiques et en Grande-Bretagne. Il consiste en un système de poutres à un niveau dans la hauteur desquelles est inclus l'entier de la dalle. Cette conception offre un plancher d'épaisseur minimale et garantit une bonne protection contre l'incendie des poutres métalliques. La dalle proprement dite peut être constituée d'éléments préfabriqués en béton armé, en général alvéolés, pour alléger la structure porteuse (fig. 4.34(a)) ou d'une tôle profilée recouverte de béton (fig. 4.34(b)). Les **poutres intégrées** sont des profils composés à âme pleine relativement compacts possédant en général une aile inférieure plus large que l'aile supérieure afin de constituer un appui pour les éléments préfabriqués ou pour la tôle profilée. Les conduites sont placées sous le plancher en cas de dalle en béton et dans les nervures en cas de tôle profilée.

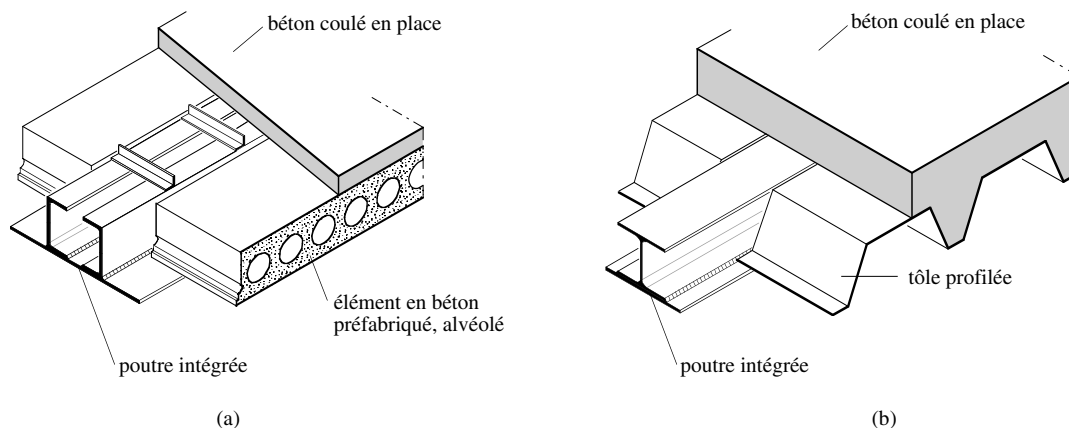


Fig. 4.34 Deux types de plancher mince (*slim floor*).

Plancher-dalle en béton armé

La dalle massive en béton armé (fig. 4.35) transmet directement les charges aux poteaux. Pour augmenter la capacité portante de tels planchers, souvent limitée par le poinçonnement (TGC vol. 8), il est nécessaire de renforcer la tête des poteaux par une structure métallique particulière incorporée à la dalle. Cette dernière, appelée chapiteau, champignon ou tête de poinçonnement, fait souvent l'objet de solution brevetée dont la fabrication est robotisée. De tels systèmes offrent une entière liberté quant à l'installation de conduites sous la dalle. Par contre les portées sont limitées en raison de l'épaisseur et du poids de la dalle, à moins d'appliquer une précontrainte.

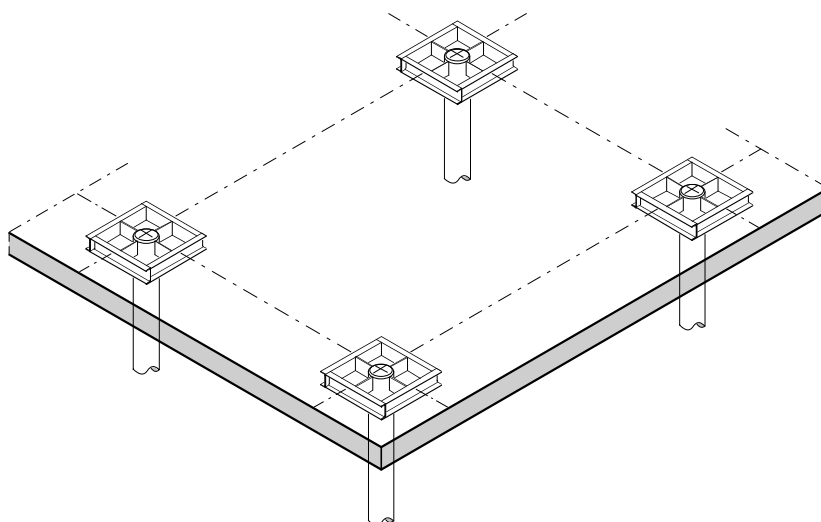


Fig. 4.35 Plancher-dalle en béton armé.

4.5 Poteaux et suspentes

En général, les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment sont soumis à la compression, avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté. Ils sont alors appelés *poteaux*. Les détails de construction qui s'y rapportent, qu'il s'agisse du choix de la section ou des assemblages, sont fortement liés au type d'effort à transmettre. Dans des structures plus particulières, telles que les bâtiments suspendus par exemple, certains éléments porteurs verticaux transmettent essentiellement un effort de traction. Ils sont alors appelés *suspentes*.

4.5.1 Types de poteaux

Dans les ossatures métalliques, les poteaux sont constitués de profilés en double té, quelquefois de forte épaisseur, ou de poteaux mixtes. En cas d'efforts de compression importants, on utilise également les profils pleins forgés.

Profilés métalliques

Les profilés laminés en I ou en H (fig. 4.36(a)) sont les plus utilisés comme poteaux de charpente métallique (voir aussi TGC vol. 10, sect. 3.2). Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans deux directions perpendiculaires, toutes les parties de la section étant accessibles pour le boulonnage.

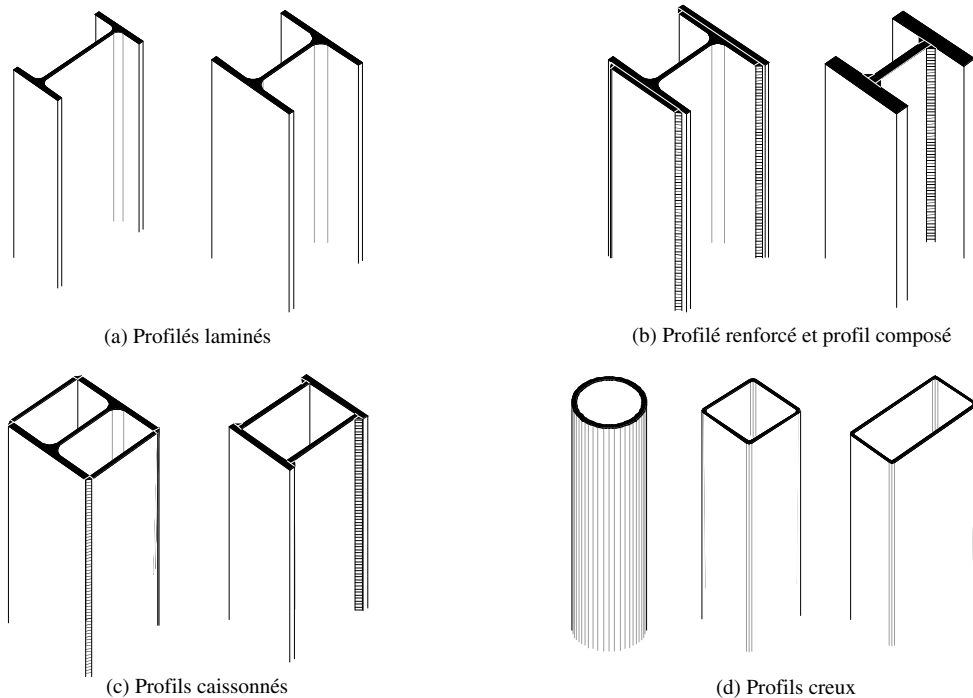


Fig. 4.36 Différents types de poteaux métalliques.

On utilise des profilés IPE pour les faibles efforts, des profilés HE pour les efforts moyens et, pour les efforts importants, des profilés HD, des profilés HE renforcés par des fers plats soudés, des profils composés à âme pleine (fig. 4.36(b)) ou des profils caissonnés (fig. 4.36(c)). Il est également possible d'utiliser des profils creux ronds, carrés ou rectangulaires (fig. 4.36(d)), bien que l'assemblage des poutres soit plus compliqué.

Profils forgés

Les poteaux en acier forgé, de section pleine, permettent de reprendre de très grands efforts sur une section dont les dimensions extérieures sont plus faibles que pour tout autre profilé métallique. Ils sont utilisés par exemple pour la réalisation des étages inférieurs de grands bâtiments.

Ces poteaux, dont le diamètre se situe entre 150 et 1000 mm, sont livrables jusqu'à 11 m de longueur. La figure 4.37 présente un tronçon de poteau continu sur plusieurs étages avec un élargissement (usiné après forgeage) permettant l'appui d'une dalle en béton armé, ainsi que l'extrémité supérieure d'un poteau articulé.

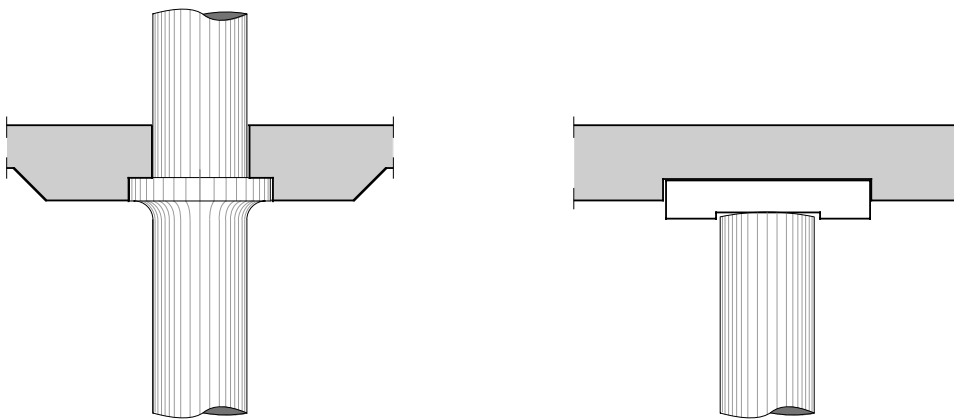


Fig. 4.37 Poteaux en acier forgé.

Poteaux mixtes

Les poteaux mixtes acier-béton constituent une alternative intéressante aux poteaux en acier ou en béton armé. Ils sont surtout appréciés pour leurs caractéristiques mécaniques élevées (résistance à la compression et à la flexion, rigidité sous l'effet du vent, ductilité en cas de séisme) et leur bonne résistance au feu. Les sections utilisées sont multiples (fig. 4.38) et permettent au concepteur de varier à loisir les formes, les dispositions respectives des deux matériaux acier et béton et l'aspect extérieur. On peut distinguer:

- les profilés métalliques partiellement enrobés de béton (fig. 4.38(a)),
- les profilés ou sections pleines totalement enrobés de béton avec armatures longitudinales et étriers (fig. 4.38(b)),
- les profils creux remplis de béton, armé ou non (fig. 4.38(c)),
- les profils creux avec noyau métallique (section pleine ou barres d'armature groupées) enrobé de béton (fig. 4.38(d)).

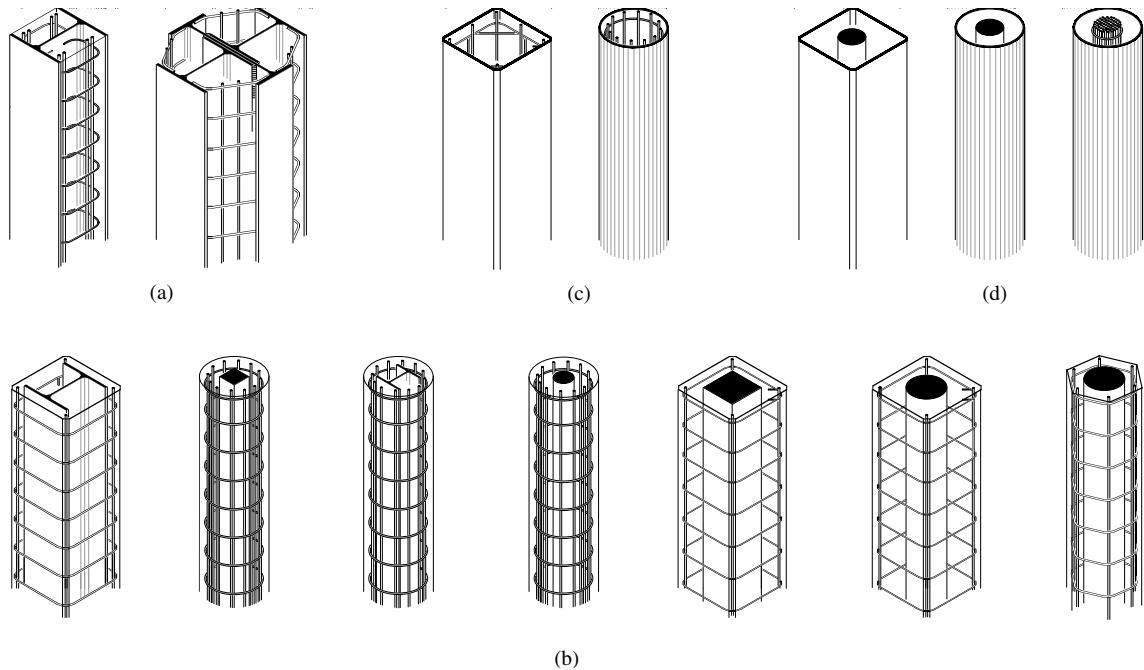


Fig. 4.38 Types de poteaux mixtes acier-béton.

Les *profilés métalliques partiellement enrobés* (fig. 4.38(a)) ou *totalement enrobés de béton* (fig. 4.38(b)) permettent de reprendre de grands efforts normaux et des moments de flexion importants. Lorsque des faces métalliques sont apparentes, elles offrent, grâce au revêtement de l'acier, un attrait esthétique particulier. Les profilés partiellement enrobés ont par contre une résistance au feu plus faible que les profilés totalement enrobés de béton. Les *sections pleines enrobées de béton* permettent de reprendre d'importants efforts normaux en interaction avec de faibles excentricités. La couverture de béton participe à la résistance à température ambiante et protège le noyau efficacement en cas d'incendie.

Les poteaux avec section pleine ou avec profilé métallique enrobé de béton (fig. 4.38(b)) de section circulaire sont généralement préfabriqués par la méthode de centrifugation, ce qui permet un contrôle efficace de la qualité du béton et de la position des éléments métalliques. Cette méthode de construction permet également un traitement de la surface (bouchardée, cannelée, lisse) et de la teinte.

Les *profils creux remplis de béton* (fig. 4.38(c)) ont une capacité portante influencée par leur exposition au feu et par la quantité d'armature disposée à l'intérieur. Le tube participe à la résistance à froid alors qu'à chaud, il constitue une protection efficace vis-à-vis de l'éclatement du béton. Une bonne protection contre le feu ne peut cependant être atteinte qu'avec un béton comportant des armatures adéquates.

Les poteaux composés d'un *profil creux avec noyau métallique enrobé de béton* (fig. 4.38(d)) reprennent également d'importants efforts normaux et le noyau est efficacement protégé contre une élévation rapide de la température en cas d'incendie.

4.5.2 Types de suspentes

En ce qui concerne le choix des suspentes, les possibilités sont les suivantes :

- Le rond en acier, fileté sur toute ou partie de sa longueur (fig. 4.39(a)) : les efforts sont introduits par l'intermédiaire du filetage et le raboutage éventuel s'effectue par manchon vissé.
- Le fer plat (fig. 4.39(b)), solution la plus simple : la liaison avec les autres éléments se fait généralement par boulonnage, plus rarement par soudage ; le raboutage se fait par simple recouvrement avec couvre-joints boulonnés. Le comportement à la fatigue des boulons cisailés est meilleur que celui des ronds filetés.
- Le profilé en double C (fig. 4.39(c)), d'encombrement moindre que le profilé en double té mais d'une plus grande rigidité que le fer plat, ce qui le rend moins déformable pendant le transport et le montage : la transmission des efforts et le raboutage de chacune des parois constituant le profilé s'effectuent à l'aide d'un fer plat.
- Le câble clos (fig. 4.39(d)), particulièrement intéressant pour des grands efforts de traction : sa haute limite d'élasticité permet de diminuer la section nécessaire et réduit l'encombrement tandis que la transmission des forces s'effectue par des manchons spécialement étudiés. Les câbles ne comportent pas de raboutage, les longueurs de fabrication étant très grandes.

4.6 Assemblages

L'importance du choix des assemblages a déjà été soulignée dans le TGC volume 10 (chap. 9). Il faut surtout insister sur le fait que les hypothèses admises dans le calcul (encastrement ou articulation) doivent correspondre au comportement réel de l'assemblage et vice versa. Si l'assemblage poutre-poteau n'est ni parfaitement rigide, ni parfaitement articulé, il est dit *semi-rigide* et à *résistance partielle* et le système statique doit être modifié en conséquence. Les effets de cette semi-rigidité et résistance partielle apparaissent tant au niveau de l'aptitude au service que de la sécurité structurale. Nous y reviendrons plus en détail aux chapitres 10 et 13 du TGC vol. 11.

4.6.1 Assemblages solive-sommier

Deux possibilités se présentent pour la liaison entre solives et sommiers, selon leur niveau respectif. Lorsque les poutres ne sont pas situées dans le même plan horizontal, les solives sont en général continues et reposent sur les sommiers (fig. 4.40). Ce type d'assemblage, très économique, se fait par boulonnage des ailes pour éviter le glissement et le soulèvement éventuel. Si nécessaire, on place des raidisseurs pour l'introduction des forces concentrées.

Lorsque les poutres sont situées dans un même plan, l'assemblage des solives contre les sommiers peut être conçu articulé ou rigide. En cas d'articulation, les solives sont isostatiques et l'assemblage doit transmettre la réaction d'appui de la solive dans le sommier. Le type d'assemblage dépend des niveaux supérieurs des ailes et de la hauteur respective des poutres. Si la solive est moins haute que le sommier et si les ailes supérieures ne sont pas au même niveau, la solive peut être enfilée entre les ailes du sommier jusqu'à l'âme et fixée par exemple sur un gousset soudé (fig. 4.41(a)) ou par double cornière. Si les ailes sont au même niveau, il faut par exemple échancrer la solive ; la figure 4.41(b) montre une telle solution avec fixation sur l'âme du sommier par double cornière. Le montage de ces deux variantes peut présenter, dans des cas très particuliers, quelques difficultés lorsqu'il faut enfile les solives entre les

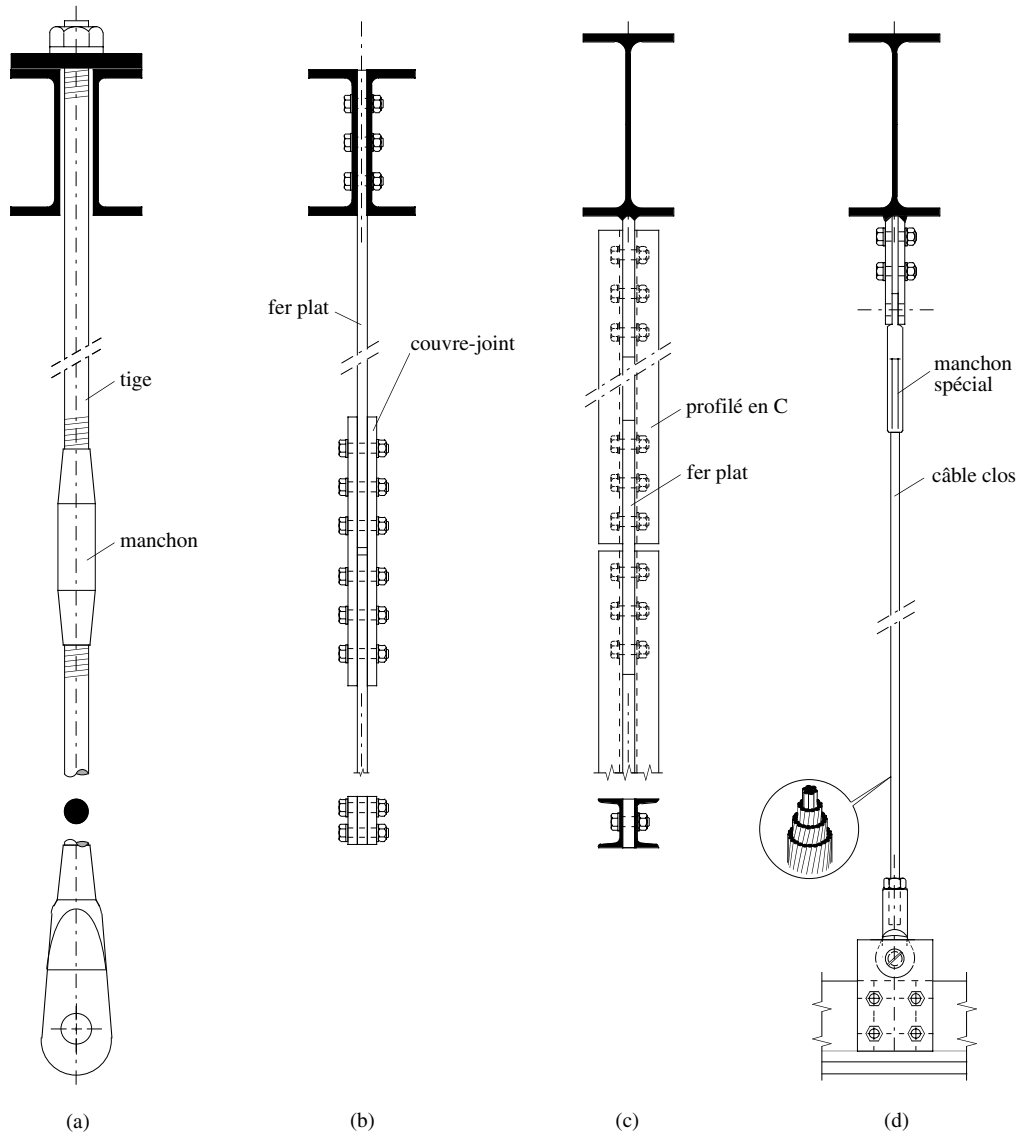


Fig. 4.39 Types de suspentes.

sommiers. On préférera alors peut-être la solution de la figure 4.41(c), dans laquelle les solives sont fixées sur le sommier à l'aide de raidisseurs et de couvre-joints. Cette solution est toutefois nettement moins économique que les deux précédentes.

En cas d'assemblage rigide, les solives sont considérées comme continues. L'assemblage doit donc transmettre, en plus de l'effort tranchant, un moment de flexion. Un tel assemblage peut être réalisé par boulonnage avec plaque frontale et fourrures directement sur l'âme si les ailes ne sont pas au même niveau (fig. 4.42(a)) ou entièrement soudé en cas de poutres de même hauteur par exemple (fig. 4.42(b)). Cette dernière solution est toutefois exceptionnelle.

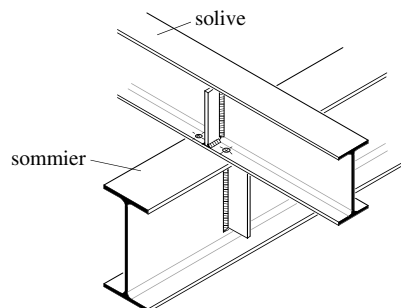


Fig. 4.40 Assemblage d'une solive continue sur un sommier.

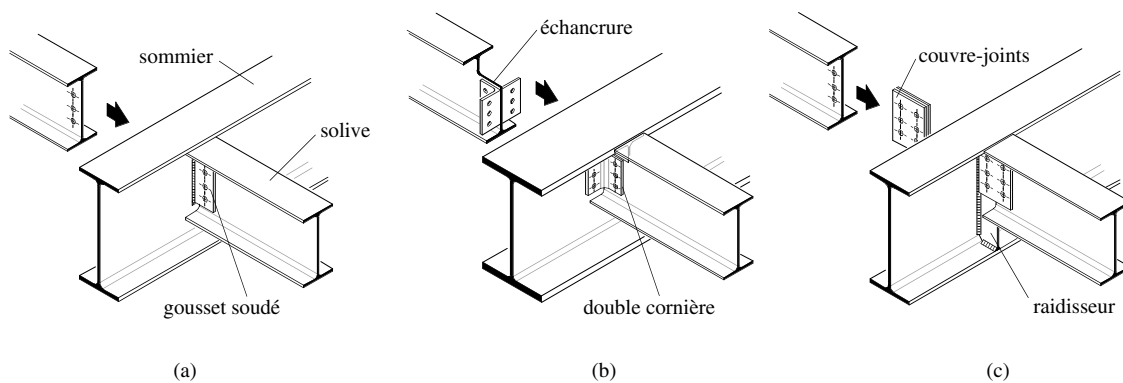


Fig. 4.41 Assemblages solive-sommier articulés.

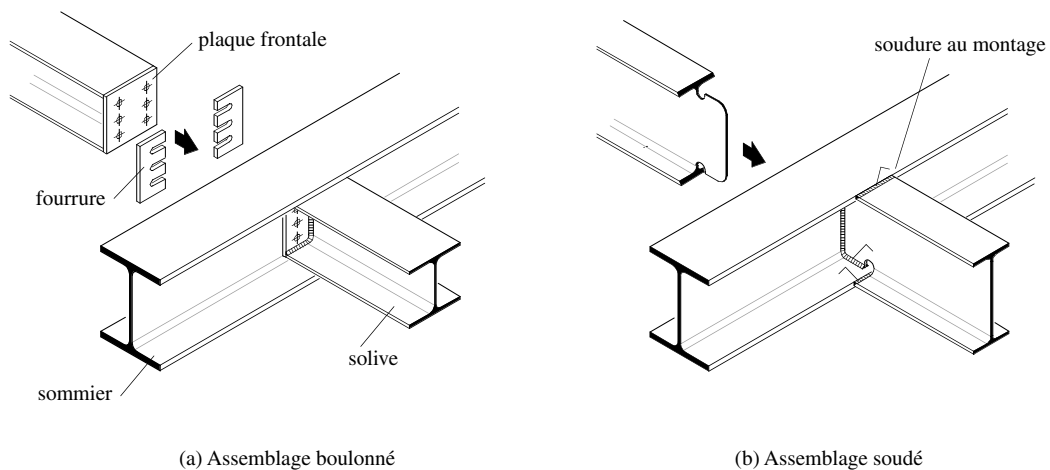


Fig. 4.42 Assemblages solive-sommier rigides.

4.6.2 Assemblages poutre-poteau

Les différentes conceptions des nœuds poutre-poteau sont classées en assemblages articulés et assemblages rigides. On trouvera aux chapitres 10 et 13 du TGC vol. 11 des exemples de détails de construction de nœuds semi-rigides.

Assemblages articulés

Les assemblages articulés ne transmettent souvent qu'un effort tranchant, plus rarement un effort normal. Par conséquent, les assemblages les plus courants utilisent l'âme des poutres comme liaison avec le poteau :

- assemblage par double cornière boulonnée sur l'âme de la poutre et sur l'aile ou l'âme du poteau (fig. 4.43(a)); le travail en atelier et au montage est faible et il y a peu de problèmes liés aux écarts de fabrication;
- assemblage par plaque frontale soudée à l'extrémité de la poutre et boulonnée sur l'aile ou l'âme du poteau (fig. 4.43(b)); le travail en atelier est moyen alors que le travail au montage est faible; il faut veiller toutefois aux écarts de fabrication (des fourrures sont généralement nécessaires) et à l'effet d'encastrement (semi-rigidité);
- assemblage par plaque frontale partielle soudée à l'extrémité de la poutre et boulonnée sur l'aile ou l'âme du poteau (fig. 4.43(c)); le travail au montage peut être facilité par une plaque d'appui soudée sur le poteau; l'effort tranchant qu'il est possible de transférer est faible.

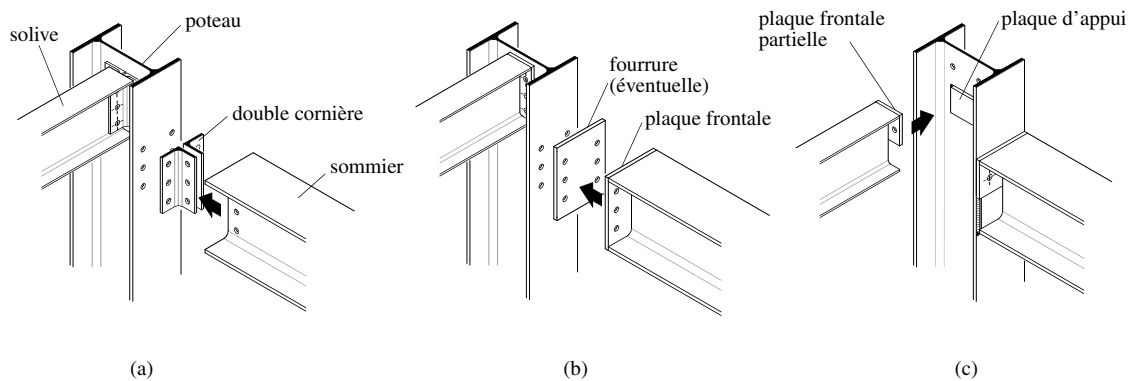


Fig. 4.43 Assemblages articulés usuels poutre-poteau.

D'autres conceptions d'assemblages considérés comme articulés sont également possibles (fig. 4.44):

- gousset soudé sur l'aile ou l'âme du poteau (fig. 4.44(a)); le travail en atelier est moyen alors que le travail au montage est faible et il y a peu de problèmes liés aux écarts de fabrication;
- gousset traversant en cas de poteau tubulaire (fig. 4.44(b)); le travail en atelier est important mais le travail au montage est simplifié et il y a peu de problèmes liés aux écarts de fabrication;
- goujons filetés soudés sur l'aile ou l'âme du poteau (fig. 4.44(c)); le travail en atelier et au montage est moyen, mais il faut veiller aux écarts de fabrication et à l'effet d'encastrement.

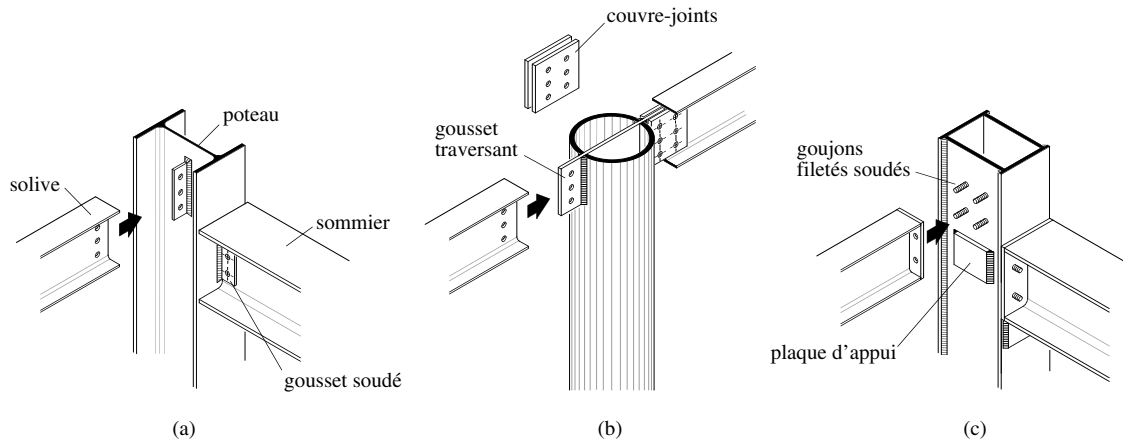


Fig. 4.44 Assemblages articulés particuliers poutre-poteau.

Assemblages rigides

Les assemblages rigides servent à transmettre des moments de flexion entre poutre et poteau. Ils doivent garantir qu'aucune rotation ne se produise entre les éléments assemblés. C'est pourquoi ils sont plus compliqués à réaliser que les assemblages articulés. Parmi les nombreuses variantes possibles, on distingue essentiellement entre assemblages boulonnés (fig. 4.45(a) et (b)) et assemblages soudés (fig. 4.45(c) et (d)) :

- *Liaison boulonnée par plaque frontale* : le travail de soudage et de perçage est effectué en atelier, ce qui permet de réaliser un montage par simple boulonnage. Les écarts de fabrication peuvent toutefois créer des difficultés au montage. Si le moment de flexion à transmettre par l'assemblage est important, des raidisseurs peuvent s'avérer nécessaires pour l'introduction des efforts dans le poteau. En cas de poteau intérieur avec poutres de part et d'autre, ces raidisseurs relient les deux ailes du poteau.
- *Liaison par soudage* : cette liaison est conçue pour être réalisée en atelier ; si le soudage a lieu sur le chantier, il faut alors prévoir un boulonnage provisoire lors de la mise en place de la poutre et pendant le soudage.

4.6.3 Joints de poteau

Il est évident que les poteaux inférieurs d'un bâtiment à étages sont plus sollicités que les poteaux supérieurs. Pour diminuer le poids d'acier, il est judicieux d'adapter la section des poteaux à l'effort qu'ils doivent transmettre. Par ailleurs, les longueurs de profilés disponibles sont limitées. On est donc conduit à prévoir des rabouages de poteaux qu'on situe au niveau des étages (à l'endroit des nœuds avec les poutres) ou entre les étages. Le raboutage des poteaux entre les étages est préférable, car il permet de simplifier la réalisation et d'éviter le conflit avec l'assemblage des poutres.

En atelier, le joint le plus simple à réaliser est le joint bout-à-bout soudé (fig. 4.46(a)) ; cette solution est également réalisable en cas de changement de profils, pour autant que les sections à assembler se superposent (fig. 4.46(b)). En cas de raboutage par joint soudé au montage, les extrémités de poteaux à assembler sont fixées provisoirement à l'aide de goussets ou d'éclisses, et ce jusqu'à l'exécution des

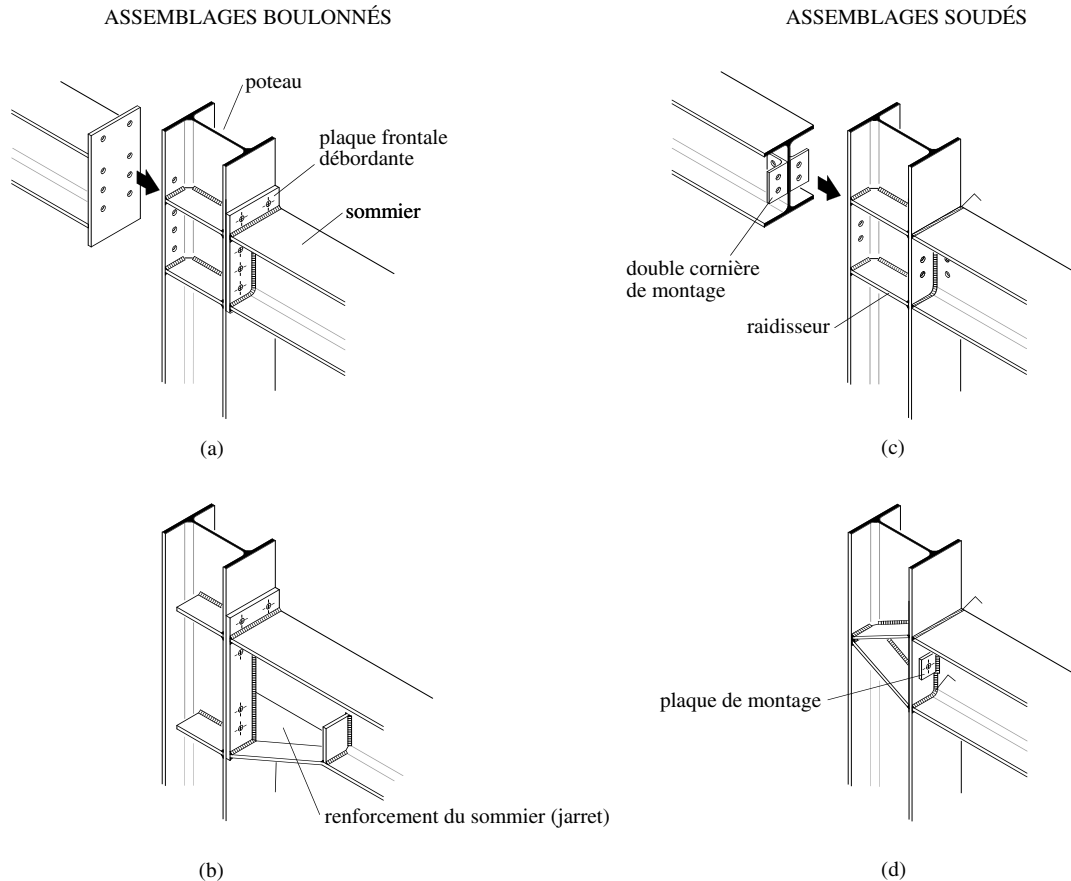


Fig. 4.45 Assemblages rigides usuels poutre-poteau.

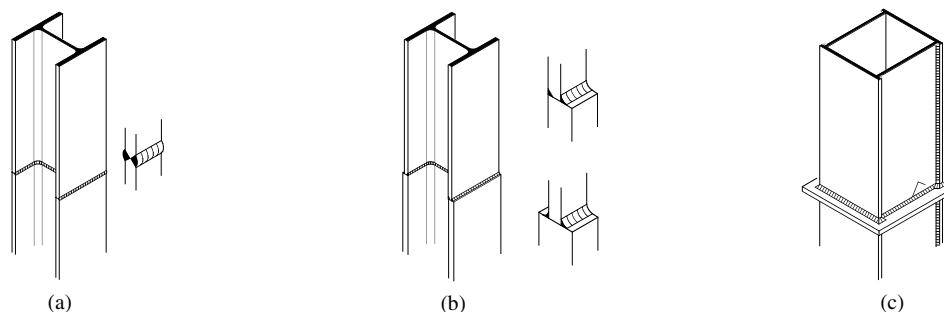
soudures des ailes. Il est aussi possible de réaliser un joint soudé avec plaque. En cas de réalisation au montage, le poteau supérieur est fixé par soudage sur la plaque de tête du poteau inférieur, elle-même soudée en atelier (fig. 4.46(c)).

Le joint bout-à-bout boulonné (fig. 4.46(d)) permet d'éviter les opérations de soudage sur chantier; il nécessite par contre l'utilisation de fourrures pour compenser les différences d'épaisseur (tolérances de laminage, changement de profils). Le joint boulonné par plaques de tête (fig. 4.46(e)) est fréquemment utilisé. Les deux plaques doivent être parfaitement ajustées. Etant donné que les plaques trop minces se déforment lors du soudage, il faut parfois effectuer une correction de leur surface par usinage après l'exécution des soudures. La figure 4.46(f) montre une variante où les boulons sont à l'intérieur de la section. Une telle solution n'est envisageable que si l'assemblage n'a qu'un effort normal associé à un faible moment de flexion à transmettre.

Si la poutre horizontale n'est pas interrompue au droit du poteau (fig. 4.46(g)), le poteau inférieur comporte une plaque de tête et le poteau supérieur une plaque d'assise. Les efforts dans le poteau sont transmis à travers la poutre par l'intermédiaire de l'âme et des raidisseurs.

Les assemblages des éléments porteurs verticaux tendus ont été mentionnés au paragraphe 4.5.2 relatif aux types de suspentes.

JOINTS BOUT-À-BOUT SOUDÉS



JOINTS BOUT-À-BOUT BOULONNÉS

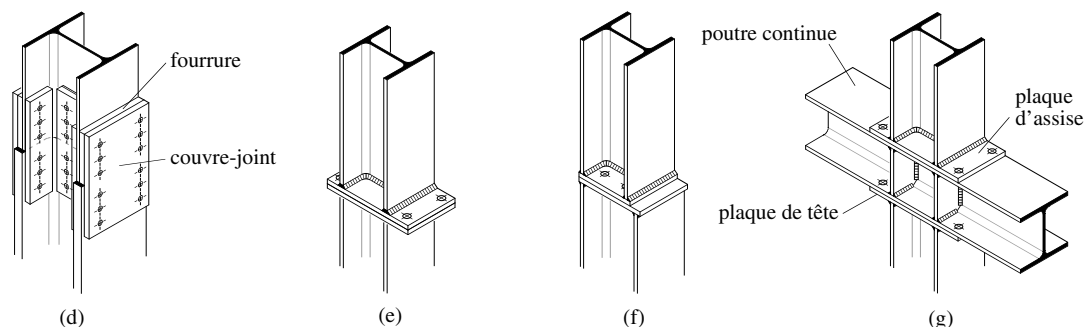


Fig. 4.46 Joints de poteau.

4.6.4 Pieds de poteau

Les pieds de poteau ont déjà été examinés dans le cas des halles (§ 3.2.3). La différence de conception entre un pied de poteau de halle et celui d'un bâtiment réside dans la présence, dans les bâtiments, d'une infrastructure, en général en béton armé, située entre l'ossature métallique et les fondations.

En cas de pied de poteau articulé, la plaque de base est chargée de transmettre les efforts du poteau métallique au béton. Étant donné la présence d'une forte armature supérieure dans la dalle située à l'endroit du pied de poteau (fig. 4.47(a)), la plaque de base ne peut pas être noyée dans la dalle, mais dans l'épaisseur de la chape. En cas d'efforts importants à transmettre, on utilise des plaques de base de forte épaisseur, plus rarement des plaques raidies (fig. 4.47(b)). En cas de pied de poteau encasté (fig. 4.47(c)), l'infrastructure en béton armé doit être conçue pour recevoir les ancrages nécessaires.

4.6.5 Assemblages entre éléments métalliques et murs en béton

Lorsque la structure porteuse comporte des éléments en béton armé (mur de refend ou noyau central), il arrive fréquemment que les poutres métalliques (sommiers ou solives) doivent s'y appuyer. Il existe différents moyens de fixation pour réaliser ces appuis, qu'il est possible de classer en fonction de

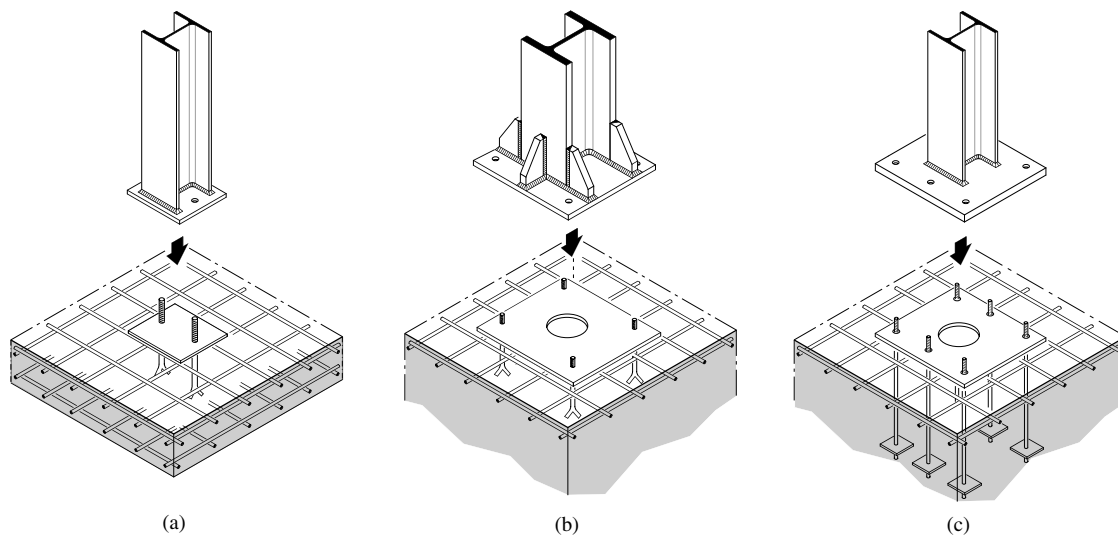


Fig. 4.47 Pieds de poteau.

l'importance des efforts verticaux à transmettre. En commençant par l'effort le plus grand, on peut distinguer:

- la niche ou la réservation,
- la pièce d'appui boulonnée,
- la pièce d'appui scellée,
- la pièce d'appui chevillée,
- la cornière d'appui.

Cette liste n'est bien entendu pas exhaustive, surtout si l'on tient compte du fait que certains procédés peuvent être combinés. Parfois des considérations liées à la géométrie, à l'esthétique ou au montage peuvent conduire à des solutions différentes malgré l'importance de l'effort à transmettre.

Niche ou réservation

Ce moyen de fixation consiste à créer dans le mur un évidement (traversant ou non selon l'épaisseur), permettant l'assise de la poutre (fig. 4.48). L'effort vertical est transmis à l'axe du mur au moyen d'une plaque d'appui conçue comme une plaque d'assise de poteau. Cette plaque comprend des tiges filetées permettant son scellement dans le mur et le boulonnage de la poutre. Une liste de centrage peut s'avérer nécessaire pour éviter toute introduction de flexion dans le mur. Les écarts verticaux dans l'exécution du trou dans le mur peuvent être facilement compensés au moyen de fourrures placées entre la poutre et la plaque d'assise. Les écarts en plan sont compensés par des trous agrandis ou allongés pratiqués dans l'aile de la poutre. Si cette poutre est également soumise à un effort normal, des rondelles soudées après réglage de la structure empêchent tous les déplacements non désirés. Les complications occasionnées dans la construction du mur (interruption de l'armature, coffrage du trou, remplissage de la niche et rhabillage), ne justifient ce moyen de fixation que pour la reprise d'efforts très importants.

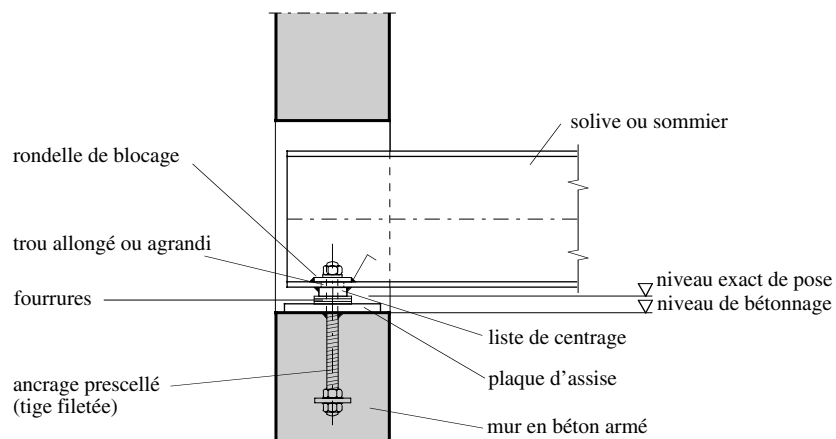


Fig. 4.48 Niche ou réservation.

Pièce d'appui boulonnée

Si l'on veut éviter les problèmes liés à la création de niche ou de réservation, il est possible de fixer une pièce d'appui de la poutre au moyen de boulons ou de tiges filetées traversant le mur de part en part (fig. 4.49). Les trous permettant le passage des boulons sont soit forés, soit coffrés au moyen de gaines. La solution avec trous forés à l'avantage de pouvoir être réalisée indépendamment de la planification des travaux de bétonnage. L'inconvénient est le travail de perçage du mur et la gêne due à l'armature dans le béton. La présence sur la face arrière du mur d'une contre-plaque et de l'extrémité des tiges avec écrous n'est pas toujours acceptable esthétiquement.

Ce moyen de fixation crée une excentricité du point d'introduction de l'effort par rapport à l'axe du mur. Cependant, il est simple, son comportement est fiable et peu dépendant de la résistance locale du béton. L'emploi de tiges à haute résistance rend possible la reprise d'efforts importants.

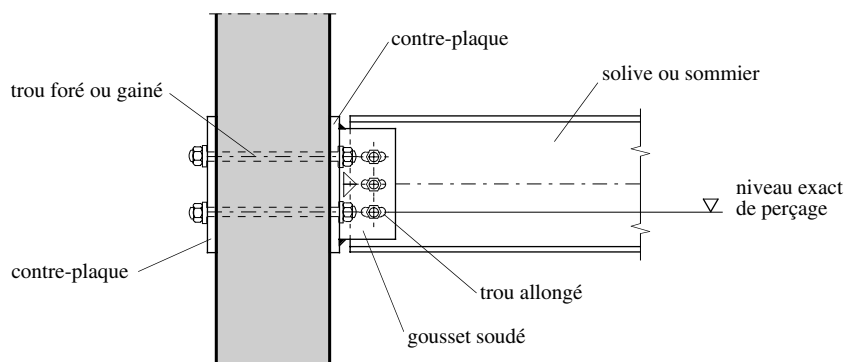


Fig. 4.49 Pièce d'appui boulonnée.

Pièce d'appui scellée

Cette fixation, très couramment utilisée, est constituée d'une plaque relativement épaisse sur laquelle sont soudés des ancrages tels que goujons ou tiges filetées (fig. 4.50). Cette plaque est clouée à l'intérieur du coffrage, le scellement étant réalisé lors du bétonnage du mur. Le soudage du gousset d'attache de la poutre s'effectue à l'emplacement exact après décoffrage du mur. Cette solution nécessite une bonne coordination entre le charpentier métallique et l'entreprise de maçonnerie. Si la plaque est suffisamment grande, ce procédé ne souffre que peu des écarts de fabrication.

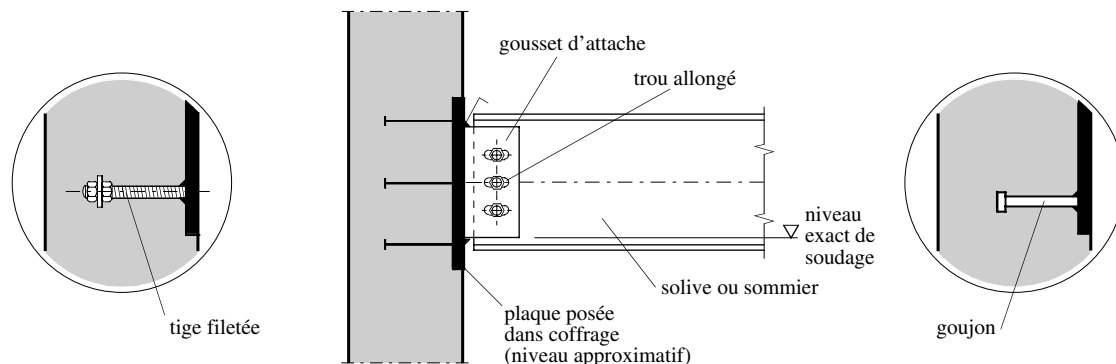


Fig. 4.50 Pièce d'appui scellée.

Pièce d'appui chevillée

Dans ce type d'appui, la plaque est fixée au moyen de chevilles scellées dans le béton (fig. 4.51). Il existe sur le marché un vaste assortiment de chevilles adaptées aux différents matériaux de support ainsi qu'à l'importance des efforts à reprendre. Pour la fixation des éléments porteurs dans le bâtiment, on utilise deux catégories principales de chevilles : les chevilles à ancrage mécanique et les chevilles à ancrage adhésif (appelées aussi chevilles *chimiques*).

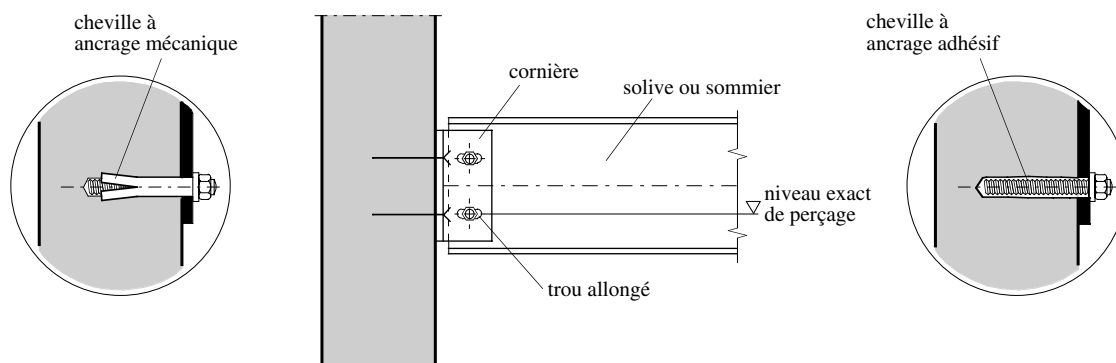


Fig. 4.51 Pièce d'appui chevillée.

La première catégorie consiste à placer la cheville dans un trou foré dans le béton. Un mécanisme de serrage (tampon, expansion) lui assure une résistance à la traction par frottement. Cet effet de serrage provoque d'importantes contraintes de traction dans le béton, ce qui limite de façon sensible la résistance de telles chevilles lorsqu'elles sont placées à proximité du bord de l'élément en béton.

La deuxième catégorie consiste en une tige filetée fixée à l'aide d'un adhésif (souvent à deux composants) dans un trou foré dans le béton. La résistance à la traction de ce type de chevilles s'obtient par cisaillement de la colle qui enrobe la tige filetée sur toute sa longueur. La proximité du bord de l'élément en béton est donc moins déterminante que dans le cas précédent. En contrepartie, ce procédé de pose est plus délicat et certaines précautions doivent être prises. Ainsi, le perçage doit être réalisé de façon soignée, de préférence avec des forets diamantés, et la mise en charge ne peut intervenir qu'après le durcissement de la colle qui est fonction des conditions climatiques ambiantes. Enfin, en raison de la fluidité de la colle, les chevilles *chimiques* ne peuvent pas être utilisées pour la fixation d'éléments au plafond.

Cornière d'appui

Si les efforts à transmettre sont faibles, on peut réaliser un petit support à partir d'un tronçon de cornière fixé contre le mur en béton au moyen de chevilles à ancrage mécanique (fig. 4.52). Le boulonnage de la poutre sur ce support nécessite des trous allongés dans la cornière ou dans la poutre.

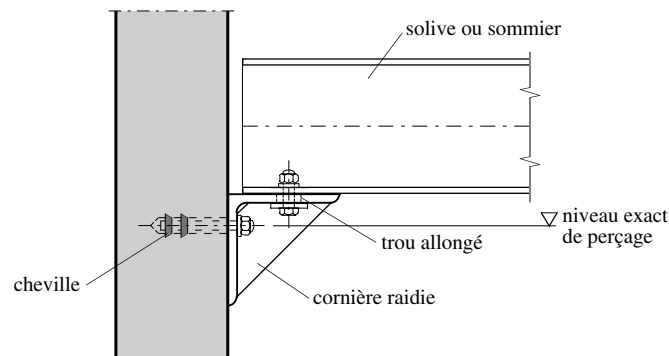


Fig. 4.52 Cornière d'appui.

Références

- [4.1] SCHULITZ H.C., SOBEK W. et HABERMANN K.J., *Construire en acier*, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 2003.
- [4.2] Council On Tall Buildings And Urban Habitat, *Tall Buildings Systems and Concepts*, Monographs on Planning and Design of Tall Buildings, Volume SC, ASCE, New York, 1980.
- [4.3] SZS, Immeubles administratifs et commerciaux, Place Chauderon, Lausanne, Revue *Construire en acier* N° 15, Centre suisse de la construction métallique, Zurich, 1975, pp. 83-92.
- [4.4] ICOM, *Conception des structures métalliques / Partie G: Exemples constructifs*, EPFL, ICOM-Construc-tion métallique, Lausanne, 1979 (2^e édition), pp. 4.2.1-4.2.4.
- [4.5] FELD, L.S., *Superstructure for 1350 ft. World Trade Center*, Civil Engineering ASCE, New York, vol. 41, n° 6, 1971, pp. 66-70.
- [4.6] IYENGAR, H.S., *Bundled-tube structure for Sears Tower*, Civil Engineering ASCE, New York, vol. 42, n° 11, 1972, pp. 71-75.
- [4.7] BAKKE, H.P., KLOIBER L.A. and NUHN A.C., *Staggered truss building system*, Civil Engineering ASCE, New York, 1969, pp. 56-59.
- [4.8] G. BIRKERTS & ASS., *Global Architecture, Federal Reserve Bank of Minneapolis*, edited by A.D.A. Edita, Tokyo, 1974.