

Échafaudages

par **René SANDBERG**

Ingénieur de l'École centrale de Paris

et **Bernard BÉZIAT**

Ingénieur de l'École des travaux publics

1. Généralités. Définitions	C 125 - 2
2. Types d'échafaudages	— 4
3. Matériaux	— 4
4. Éléments constitutifs des échafaudages métalliques	— 5
5. Effets à prendre en compte dans les calculs de sécurité	— 9
6. Vérification des structures d'échafaudage	— 12
7. Description et caractéristiques des échafaudages	— 18
8. Organisation du chantier. Entretien	— 29
9. Annexe A. Étaieiment dans le cas de sous-face inclinée	— 30
10. Annexe B. Étançonnement de façade	— 30
Pour en savoir plus	Doc. C 125

Cet article a pour but de donner aux ingénieurs, dans les bureaux d'études et sur les chantiers, des indications générales sur les matériels d'échafaudages pour les aider à les mettre en œuvre en sécurité, qu'il s'agisse d'échafaudages de service, d'étaieiment ou pour d'autres destinations.

Il a aussi pour but de leur donner les moyens de faciliter les échanges de vue avec les fournisseurs de ces matériels, ainsi qu'avec les instituts de contrôle, pour mener à bien les travaux entrepris par les utilisateurs.

Dans leur plus grande généralité (figure 1), les échafaudages sont des structures réticulées formées d'éléments verticaux (poteaux), d'éléments horizontaux (moises longitudinales et transversales) et d'éléments pour le contreventement assurant la stabilité (diagonales, jambes de force, goussets), avec des accessoires d'appui sur le sol et de soutien en tête. Le choix des éléments s'est fixé sur des tubes (moment d'inertie égal pour toutes les directions), particulièrement pour les éléments comprimés (poteaux, diagonales) : le plus usité est le tube rond en acier (\varnothing_{ext} 48,3 mm).

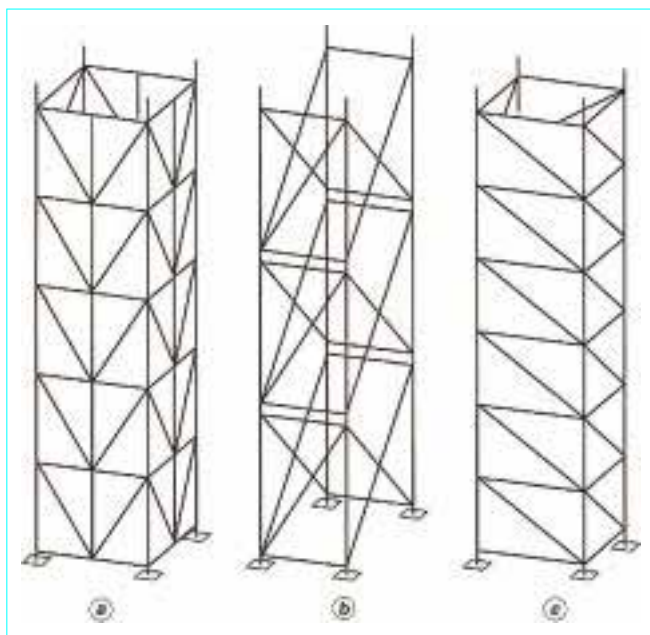


Figure 2 - Tours d'étaieiment

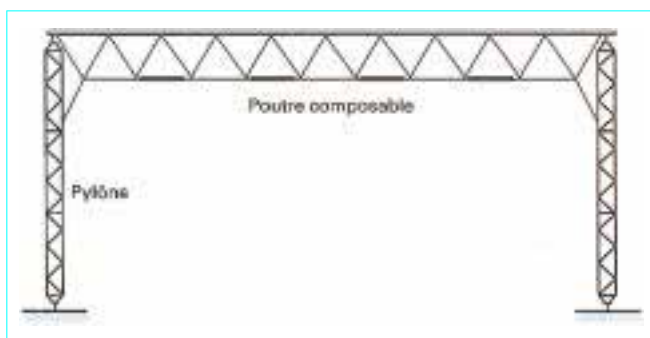


Figure 3 - Étaieiment par pylônes et poutre

1.6 Traverse (ancien terme : boulin)

Élément horizontal (moise) disposé dans le sens transversal de la structure.

1.7 Montant

Élément vertical d'un échafaudage.

1.8 Poteau

Montant prenant appui sur le sol ou sur une surface de répartition des charges.

1.9 Contreventement

Il est destiné à obtenir le raidissement de la structure d'échafaudage dans les plans verticaux et dans les plans horizontaux. Il peut comporter des diagonales, des cadres, avec ou sans goussets, des liaisons rigides entre poteaux ou des liaisons semi-encastées.

1.10 Nœud

Zone la plus ramassée possible, dans laquelle deux ou plusieurs éléments sont assemblés.

1.11 Échafaudage modulaire

Cet échafaudage est également appelé multiniveau ou multidirectionnel.

C'est un échafaudage préfabriqué dans lequel les montants présentent, à intervalles réguliers, des dispositifs où peuvent s'accrocher lisses, traverses et diagonales (dont les dimensions sont prédéterminées).

Ces dispositifs s'appellent **pontets ou rosaces** ; parfois, ce sont des coupelles.

1.12 Raccords et accessoires

■ Raccord

Élément permettant l'assemblage de deux tubes (on dit aussi collier).

- **Raccord orthogonal** : permet l'assemblage de deux tubes se croisant à angle droit.
- **Raccord à angle variable** : permet l'assemblage de deux tubes se croisant suivant un angle quelconque.
- **Raccord de prolongation** (ou raccordement) : permet l'assemblage de deux tubes dans le prolongement l'un de l'autre.

C'est un raccord extérieur travaillant par frottement ou par cisaillement (ergots ou broches) et transmettant seulement l'effort normal.

- **Raccord parallèle** : permet l'assemblage de deux tubes parallèles rapprochés.

■ Accessoires

● **Goujon d'assemblage** : élément interne permettant l'alignement de deux tubes dans le prolongement l'un de l'autre, et pouvant transmettre l'effort normal de compression ainsi que, dans le cas où il y a une broche, un effort normal de traction éventuel.

● **Fourche** : élément généralement placé en tête des poteaux et destiné à recevoir des éléments porteurs du coffrage ; l'ouverture des fourches est adaptée aux bois ou aux profilés d'utilisation courante qui vont y reposer.

● **Fourche à vérins** : ces fourches peuvent être associées à des vérins à vis pour obtenir un réglage fin en hauteur.

● **Semelle non réglable** : socle non réglable comportant une plaque rigide permettant de répartir la charge du poteau sur une plus grande surface d'appui au sol.

● **Semelle réglable** : socle réglable, axé ou avec déport, permettant le réglage en hauteur, soit de façon discrète par télescopage et brochage, soit de façon fine par association à un vérin.

- **Galets** : ces éléments ont pour but de rendre l'échafaudage mobile. Ils peuvent être :
 - axés (goujons pénétrant dans le tube), ou avec déport ;
 - associés à un socle réglable ;
 - rapportés à la structure par des béquilles complémentaires qui peuvent être relevables, et amovibles.
- Sur certains échafaudages, il peut être exigé des **freins** bloquant les galets en rotation et en translation.

1.13 Plancher

Surface de travail, de circulation ou de stockage, réalisée en bois, métal ou autre matériau, ou par une solution combinée.

Le plancher est monolithe, ou constitué d'éléments.

- **Plancher traditionnel** : en planches séparées, en bois équarri (en général approvisionnées par l'utilisateur). Simplement posé, il ne participe pas à la stabilité.
- **Plancher préfabriqué** : adapté dimensionnellement à l'échafaudage préfabriqué, il peut ou non participer à la stabilité de la structure suivant la conception de l'échafaudage.

1.14 Éléments de protection

■ Garde-corps

Il est constitué par une lisse et une sous-lisse, indépendantes ou associées entre elles, attachées aux poteaux.

■ Garde-corps de sécurité (dit *multiservice*)

C'est une protection qui s'installe à partir d'un niveau déjà protégé, permettant d'assurer par lui-même la sécurité des monteurs, au montage et au démontage, aussi bien que celle des utilisateurs pendant la durée du chantier.

■ Plinthe

Élément de 0,15 m de hauteur au minimum, il est installé en rive du plancher.

■ Treillis

Ce treillis s'attache à la lisse supérieure. Il est constitué par des fils d'acier, en réseau, perpendiculaires entre eux.

2. Types d'échafaudages

2.1 Échafaudages de service

Ils permettent d'installer des planchers de travail aux niveaux où les ouvriers doivent intervenir, ainsi que les moyens d'y accéder en sécurité et d'y entreposer leur outillage et les matériaux dont ils ont besoin (par exemple : échafaudages de façade, échafaudages pour carènes de bateau).

2.2 Échafaudages d'étalement (étalements verticaux et horizontaux)

Au cours de la construction des ouvrages, ils supportent les charges dues, principalement, au béton armé et au coffrage.

La descente des charges doit s'effectuer jusqu'à un niveau d'appui stable.

Exemples d'étalements : planchers industriels, tabliers de ponts. Les ponts ont été réalisés sur voies d'eau, pendant une longue période grâce à des cintres, d'abord en bois, puis en matériels tubulaires. En Europe, d'autres procédés sont en général utilisés (voussoirs successifs, outils de lancement, étalements horizontaux : cf. articles *Ponts métalliques* [C 2 675] [C 2 676] et *Conception des ponts* [C 4 500] dans le présent traité).

2.3 Édification temporaire de structures utilisant les matériels d'échafaudage

C'est le cas, par exemple, des hangars, des passerelles, des étaçons, des tribunes provisoires, de la réparation de navires, dans l'aéronautique, les raffineries, domaines qui ne sont pas toujours liés à la construction.

2.4 Constitution

Les échafaudages, structures provisoires, sont constitués :

- soit par **tubes et raccords** ; la caractéristique principale de ce matériel est sa très grande souplesse d'emploi, qui permet de réaliser les structures les plus diverses et les plus complexes, avec un nombre très réduit d'éléments (tubes, raccords, accessoires). L'assemblage se fait sur chantier ;
- soit par des **éléments préfabriqués** sortant d'usine et assemblés sur les chantiers sans boulonnage, par simple emboîtement ou clavetage (diminution des temps de montage et de démontage par rapport aux tubes et raccords), qu'il s'agisse de systèmes à **cadres**, ou de systèmes **modulaires**.

Les échafaudages sont, en général, des structures réticulées formant des ensembles stables à tout moment.

3. Matériaux

Les produits utilisés pour les éléments des structures d'échafaudage peuvent être des aciers, des alliages d'aluminium et, pour les planchers (surfaces de travail), du bois, du métal (aciers, alliages d'aluminium ou une combinaison de ceux-ci avec, éventuellement, des matières plastiques).

Tous ces matériaux et produits doivent être choisis en conformité avec les normes en vigueur, nationales ou internationales (CEN, ISO...) si celles-ci existent.

Les caractéristiques des éléments porteurs doivent être parfaitement définies et connues ; en particulier, la limite d'élasticité des éléments métalliques doit être garantie.

Tout élément doit être réalisé dans un matériau résistant à l'oxydation naturellement, ou protégé contre l'oxydation. (Les éléments de construction ne doivent pas être faits en acier non calmé).

Les matériaux doivent être exempts de toutes impuretés et imperfections pouvant compromettre leur bon emploi.

Les éléments destinés à la soudure devront être soudables.

4. Éléments constitutifs des échafaudages métalliques

On trouve, commercialisés, des échafaudages en tubes et raccords et des échafaudages préfabriqués (à cadres et modulaires).

4.1 Échafaudages en tubes et raccords

4.1.1 Tubes

La raison qui a guidé les constructeurs à utiliser des tubes a été que, à poids égal, plus la matière est loin de l'axe plus les moments d'inertie sont élevés.

De plus, tous les éléments des échafaudages en tubes et raccords sont composés d'une seule sorte de tube, travaillant en compression, ou en flexion, solution simple. Le choix s'est porté sur le tube rond parce que celui-ci, non seulement présente un moment d'inertie égal pour chaque azimut de sa section droite (il a donc une résistance au flambement plus grande à masse égale qu'un tube n'ayant pas cette uniformité), mais aussi une grande maniabilité, une grande facilité de magasinage, de transport, de nettoyage. De plus, en cours de montage, du fait de sa symétrie, il ne demande aucune réflexion sur sa position et, contrairement à un profil ouvert, son moment d'inertie polaire ne diminue pas sa résistance en compression.

Les tubes utilisés couramment **sur le marché** pour les échafaudages en tubes et raccords sont indiqués dans le tableau 1. Ils sont en acier E24, soudés par rapprochement.

Les tubes sont coupés à longueur fixe, de masse limitée à 25 kg environ, dans des gammes dépendant des fabricants d'échafaudages : par exemple, multiples de 1,80 m ou de 0,25 m, en partant de **longueurs courantes** (sortie d'usine).

Suivant les échafaudages, ils sont revêtus de peinture, ou galvanisés à chaud, ou électrozingués.

Les tubes sont soit vendus aux utilisateurs, soit mis en location. Il y a intérêt à pratiquer le moins possible de coupes sur chantier.

Lorsque le tube travaille en flexion, les charges admissibles dépendent de ses caractéristiques et des conditions d'extrémité (§ 5.2).

Pour les méthodes de calculs des tubes en compression, ou en compression-flexion, on se reportera au paragraphe 6.

Le tube courant en échafaudages à tubes et raccords est le tube de \varnothing_{ext} 48,3 mm ; les tubes de \varnothing_{ext} 60,3 mm et 76,1 mm sont utilisés surtout en étaievements.

Pour les tubes en **alliage d'aluminium**, nous donnons seulement l'indication suivante : les tubes de diamètre extérieur \varnothing_{ext} 48,3 mm doivent avoir une limite d'élasticité comprise entre 195 et 260 MPa et une épaisseur de paroi de 4,0 mm, minimum nominal, pour pouvoir être liés par les raccords capables d'unir les tubes d'acier \varnothing_{ext} 48,3 mm.

4.1.2 Raccords et accessoires

En correspondance avec les tubes mentionnés au paragraphe 4.1.1, les raccords et accessoires principaux (figure 4) sont les suivants :

- raccords orthogonaux (ou à angle droit) unissant deux tubes de même diamètre extérieur, ou raccords orthogonaux mixtes (unissant par exemple un tube \varnothing_{ext} 60,3 mm et un tube \varnothing_{ext} 48,3 mm) ;
- raccords orientables ;
- goujons, raccords de prolongation ;
- semelles fixes ou réglables ;
- fourches, fourches à vérins.

Ces éléments sont en général en acier laminé, en acier forgé, en acier moulé, ou en fonte malléable.

4.1.2.1 Raccords orthogonaux

Ces raccords sont à serrage par **boulons**, ou par **clavettes** : ils sont formés par deux mâchoires solidaires, enserrant chacune un des deux tubes à relier ensemble.

■ Cas des raccords orthogonaux pour tubes de \varnothing_{ext} 48,3 mm

L'emprise de mâchoire sur chacun des tubes varie de 4 à 10 cm suivant la marque choisie.

Tableau 1 – Caractéristiques mécaniques des tubes en acier E 24 suivant normes NF A 49-500 et 501

$R \geq 340 \text{ MPa}$; $R_{e0,2} > 235 \text{ MPa}$; $E = 210 \text{ GPa}$; $A \geq 24 \%$ (1)

Diamètre extérieur D (mm)	Épaisseur e (mm)	Aire de la section A (cm ²)	Moment d'inertie de flexion I (cm ⁴)	Module d'inertie de flexion I/v (cm ³)	Rayon de giration i (cm)	Masse linéique (kg/m)
$\varnothing 76,1$ (2)	3,2	7,33	48,80	12,8	2,580	5,24
$\varnothing 60,3$ (NF A 49-501)	3,2	5,740	23,47	7,784	2,022	4,51
$\varnothing 48,3$ (NF A 49-500) (NF HD 1039)	3,2	4,534	11,59	4,797	1,599	3,56
$\varnothing 42,4$ (NF A 49-501)	2,6	3,251	6,464	3,050	1,410	2,55
$\varnothing 33,7$ (NF A 49-501)	2,6	2,540	3,093	1,835	1,103	1,99

(1) R : résistance à la rupture par traction, $R_{e0,2}$: limite d'élasticité, A : allongement. En compression, il est recommandé de ne pas dépasser un élancement de 210 pour les montants, de 240 pour les diagonales (élancement relatif à la longueur libre).

(2) Dans le cas de lourdes charges, on peut utiliser le tube $\varnothing 76,1$ mm.

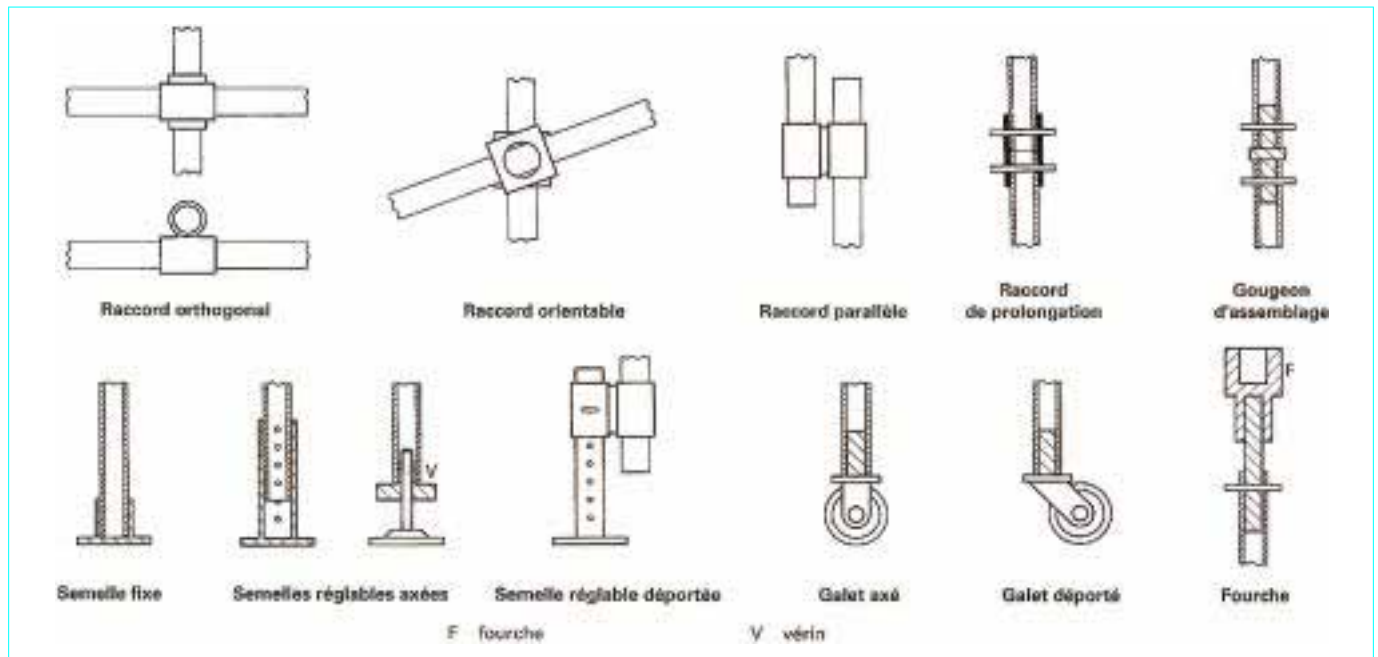


Figure 4 – Raccords et accessoires

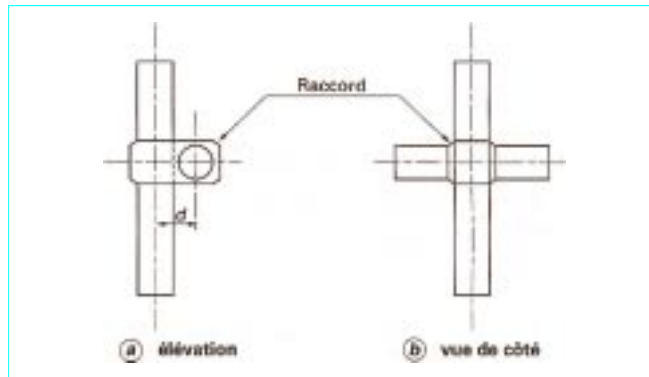


Figure 5 – Liaison de deux tubes par un raccord orthogonal

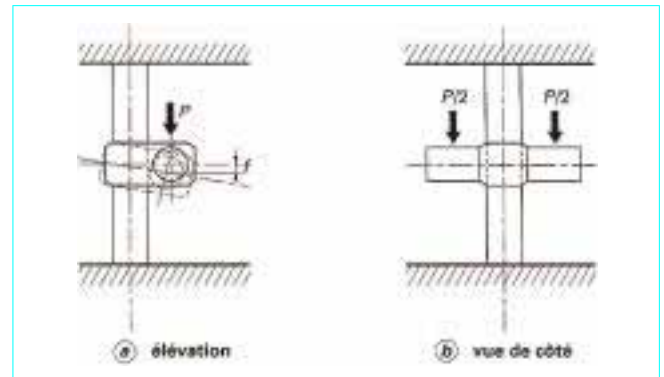


Figure 6 – Travail en flexion du raccord orthogonal sous charge appliquée au tube horizontal

● **Serrage**

On recommande de serrer les boulons à un couple de 40 à 80 N · m avec une clé de longueur maximale 25 cm.

Les clavettes doivent être frappées jusqu'au refus, avec un marteau de 500 g.

Les **raccords longs** (7 à 10 cm) bloquent par serrage sous la charge *P* et le glissement risque de se produire entre 2 500 et 3 000 daN. On les utilise entre 1 000 et 1 500 daN.

Les **raccords courts** bloquent la charge par coincement et ne glissent pas. On les utilise jusqu'à 1 000 daN.

● **Caractéristiques**

On voit sur la figure 5 que les axes des deux tubes ne sont pas concourants et présentent une distance d'entre-axes *d*.

– **Travail du raccord en flexion**

La figure 6 montre le comportement du raccord orthogonal : sous la charge *P*, le centre du tube horizontal descend de *f* mm.

Jusqu'aux valeurs des charges d'utilisation indiquées ci-dessus, *f* est sensiblement proportionnel à *P* et l'on peut désigner par *k* la valeur du coefficient de flexion du raccord :

$$k = \frac{f}{P} \text{ (mm/N)}$$

On voit que l'attache des tubes par collier confère aux structures une souplesse plus importante que dans la charpente classique et on en tient compte dans les calculs de stabilité, les diagonales présentant des variations de longueur plus grandes.

Plus *k* est grand, plus la souplesse est grande.

Le coefficient *k* est indiqué par le fabricant. Il ne doit pas être supérieur à 0,001 mm/N.

– Travail du raccord orthogonal en torsion

Les figures 7a et 7b montrent que, sous l'effet de la force P (daN) appliquée à L (m) de l'axe du tube vertical, l'angle 90° des deux tangentes aux axes OB et OA est diminué de α (rad) : il s'agit d'un encastrement élastique et, jusqu'à une valeur $M = PL$, d'environ 20 % du moment de flexion admissible pour le tube (ordre de grandeur qui n'est pas dépassé en pratique), il y a proportionnalité entre α et M , et l'on peut désigner par ε la valeur du **coefficient de torsion** du raccord orthogonal :

$$\varepsilon = \alpha / M \text{ (rad/mm} \cdot \text{daN)}$$

(encastrement parfait : $\varepsilon = 0$
 articulation : ε infiniment grand)

Ce coefficient peut être pris en compte dans le calcul des charges du flambement local des poteaux, charges dont les valeurs sont minorées si l'on considère les nœuds comme articulés.

Ce coefficient est indiqué par le fabricant : il n'est généralement pas supérieur à 5×10^{-7} rad/mm \cdot daN.

On dit du nœud qu'il est semi-encasté ou encasté élastiquement.

4.1.2.2 Raccords orientables

La charge admissible ne doit pas dépasser 6 kN pour les raccords unissant des tubes de \varnothing_{ext} 48,3 mm.

4.1.2.3 Raccords de prolongation et goujons

S'il n'y a pas de broches de cisaillement, le travail en traction ne doit pas être envisagé.

4.1.2.4 Semelles fixes

Leur surface ne doit pas être inférieure à 150 cm².

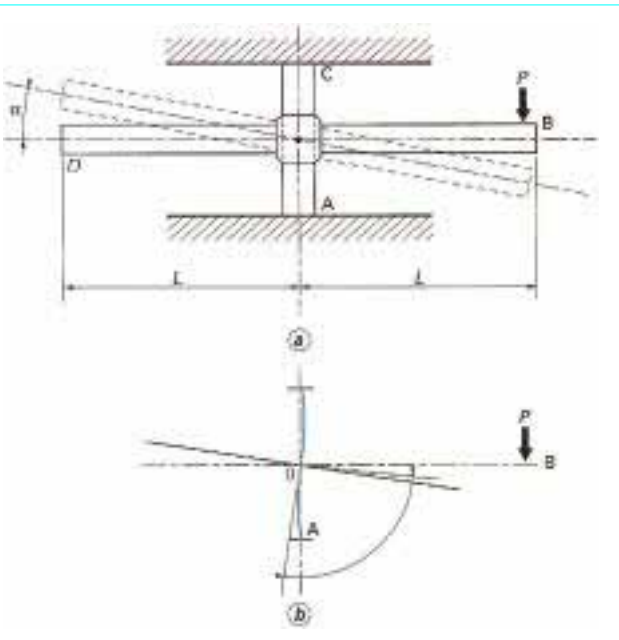


Figure 7 – Torsion élastique du raccord orthogonal

4.1.2.5 Semelles réglables

Pour la longueur minimale de tige dans le tube, on doit prendre la plus grande des 2 valeurs suivantes : 150 mm et 25 % de la longueur de la tige.

Les pressions admissibles sur les sols, apportées par les semelles, vont de 0,8 à 1,5 bar.

4.2 Échafaudages préfabriqués à cadres et modulaires

Contrairement aux échafaudages en tubes et raccords qui permettent de répondre, en principe, à toute destination (services, étaielements...), les échafaudages préfabriqués sont spécifiques pour une application donnée. Ainsi, pour les systèmes à cadres, certains échafaudages sont prévus pour les services, d'autres pour les étaielements, d'autres encore pour les roulants.

Les systèmes modulaires, eux, peuvent avoir aussi plusieurs de ces applications.

Pour certaines adaptations, les échafaudages préfabriqués font appel aux éléments d'échafaudage à tubes et raccords avec lesquels ils peuvent se combiner, par exemple, pour amarrer un échafaudage de façade préfabriqué aux points d'ancrage du bâtiment, ou pour lier entre elles des tours d'étaielement.

Le choix des éléments est plus diversifié, en ce qui concerne les diamètres extérieurs des tubes, leurs épaisseurs et leurs caractéristiques mécaniques, pour les échafaudages en éléments préfabriqués que pour ceux en tubes et raccords pour lesquels ce que l'on trouve est assez restreint.

■ Tubes en acier

● Si les tubes sont de diamètre extérieur \varnothing_{ext} 48,3 mm, il est recommandé qu'ils aient comme épaisseur :

- 3,2 mm pour 235 MPa de limite élastique ;
- 2,6 mm pour 275 MPa de limite élastique ;
- 2,0 mm pour 355 MPa de limite élastique.

de façon à résister suffisamment à l'emprise du raccord conforme à EN 74.

Allongement : 24 %.

● Si les tubes sont d'un diamètre extérieur inférieur à 48,3 mm, il est recommandé qu'ils aient au minimum comme caractéristiques :

- épaisseur de paroi : 1,5 mm ;
- limite élastique : 235 MPa ;
- allongement A : 24 %.

■ Tubes en alliage d'aluminium

● Pour les tubes de \varnothing_{ext} 48,3 mm, l'épaisseur peut être de 4,0 mm pour une limite élastique de 200 MPa ou 4,5 mm pour 250 MPa, de façon à résister suffisamment à l'emprise du raccord sur le tube.

● Pour les tubes de diamètre extérieur différent de 48,3 mm, les caractéristiques ne doivent pas être inférieures aux valeurs suivantes :

- épaisseur de paroi : 2,0 mm ;
- limite élastique : 200 MPa ;
- allongement A : 8 %.

Remarque : les tubes dont nous avons donné quelques exemples ci-dessus entrent en général dans la composition des éléments. Plus particulièrement, les **tubes de section circulaire** sont choisis pour les éléments en compression (poteaux, diagonales) ; ils présentent en effet un moment d'inertie constant de la section droite quel que soit l'azimut (propriété qu'ils partagent avec les formes ayant des moments d'inertie principaux égaux, comme c'est le cas du tube carré qui est parfois employé mais beaucoup moins souvent que le tube rond).

Pour les échafaudages préfabriqués, l'emploi du tube rond de diamètre extérieur \varnothing_{ext} 48,3 mm, épaisseur 3,2 mm, privilégié dans les échafaudages à tubes et raccords, ne s'impose pas.

Ainsi, pour les éléments qui travaillent en flexion dans les échafaudages préfabriqués, on peut dans certains cas préférer aux tubes ronds des tubes carrés ou rectangulaires (pour les **moises** et pour les **garde-corps** par exemple) pour des raisons constructives ou de résistance.

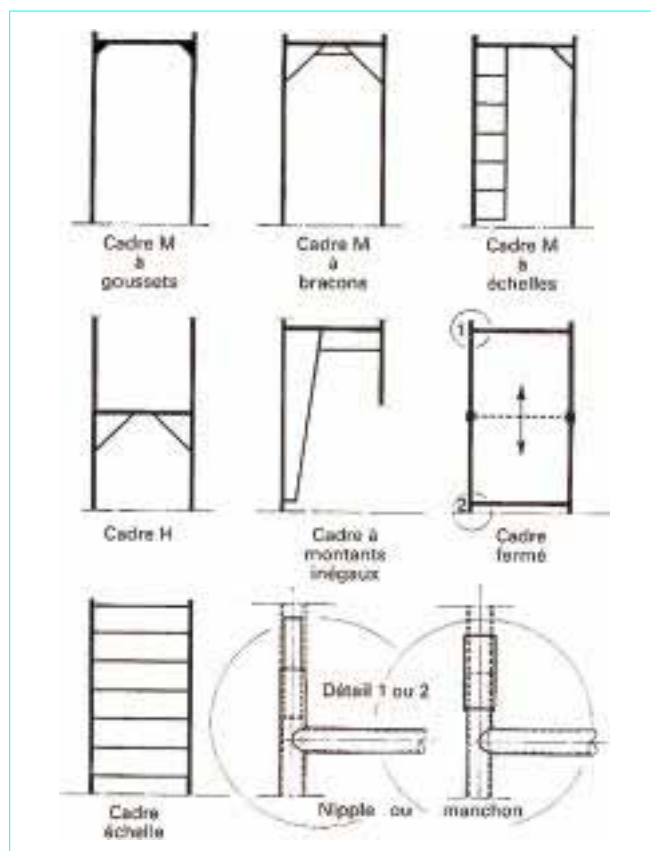


Figure 8 – Cadres verticaux transversaux

4.2.1 Échafaudages à cadres

Les éléments préfabriqués de ces systèmes sont :

- des cadres transversaux verticaux ;
- des cadres horizontaux ;
- des cadres longitudinaux verticaux ;
- des diagonales, des lisses, des garde-corps ;
- des consoles, des poutres de franchissement...

■ Cadres transversaux (figure 8)

Ces cadres sont, en général, formés de deux poteaux soudés à une traverse, avec un contreventement par goussets, par contre-fiche, ou par diagonales.

Ils permettent, par des dispositifs appropriés (sans boulonnage), d'accrocher les lisses, les planchers, les garde-corps ; le nœud d'accrochage est considéré comme une articulation.

Les cadres, de la hauteur d'un étage (1,90 m de hauteur libre pour les services, pour permettre le passage de l'homme, mais pour les étaielements on peut descendre à 1,00 m) se superposent les uns sur les autres grâce à des goujons appartenant à l'étage inférieur, ou grâce à des manchons.

■ Cadres horizontaux et planchers (figure 9)

Certains de ces éléments, sans plancher, assurent le contreventement horizontal et peuvent recevoir un plancher soit monolithe, soit à plusieurs plateaux.

Dans d'autres cas, c'est le plancher lui-même qui joue le rôle de contreventement, s'il est conçu pour participer à la stabilité.

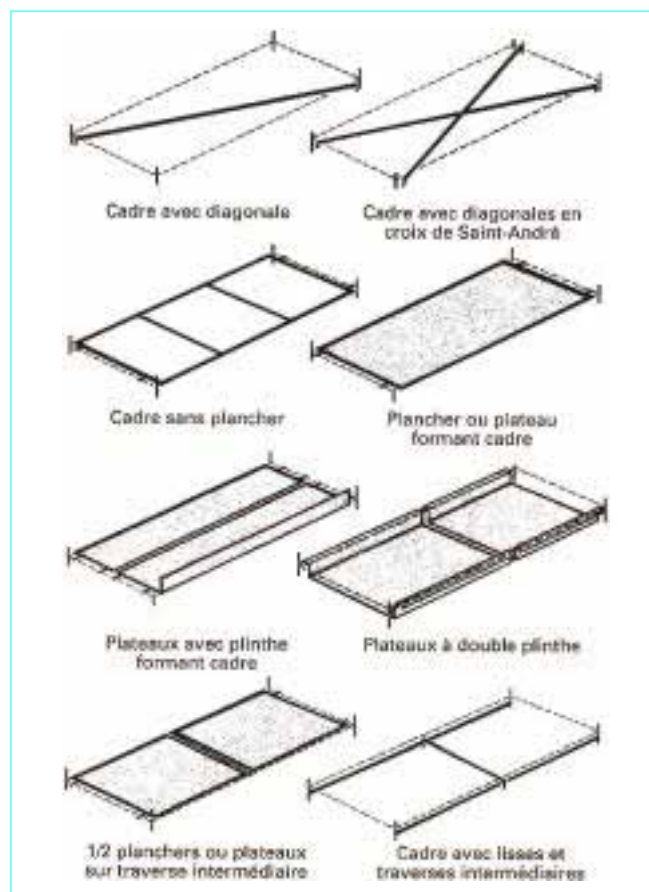


Figure 9 – Cadres horizontaux. Planchers

■ Cadres longitudinaux verticaux (figure 10)

Il peut s'agir d'une diagonale ou de deux (en croix de Saint-André), ou de garde-corps formant poutres, servant au contreventement.

Ces garde-corps, lorsqu'ils sont conçus pour être montés à partir du niveau précédent, déjà protégé, sont appelés garde-corps multi-service, car ils jouent leur rôle de protection pendant le montage, l'utilisation et le démontage.

Pour des étaielements, il peut se faire que cadres transversal et longitudinal aient même configuration.

Les figures 8 et 10 montrent des cadres verticaux porteurs. Il existe également des cadres verticaux de contreventement qui sont, au montage, associés à des éléments porteurs (figure 2a).

■ Accessoires

Dans les systèmes à cadres, les éléments d'appui au pied, et en tête (s'il y a lieu) sont analogues à ceux des systèmes à tubes et raccords.

4.2.2 Échafaudages modulaires (dits aussi multidirectionnels) (figure 11)

Ces systèmes, utilisés en premier lieu pour la construction et la réparation des navires, car ils s'adaptent aux formes des carènes, pour lesquelles un échafaudage non plus en palée mais en volume

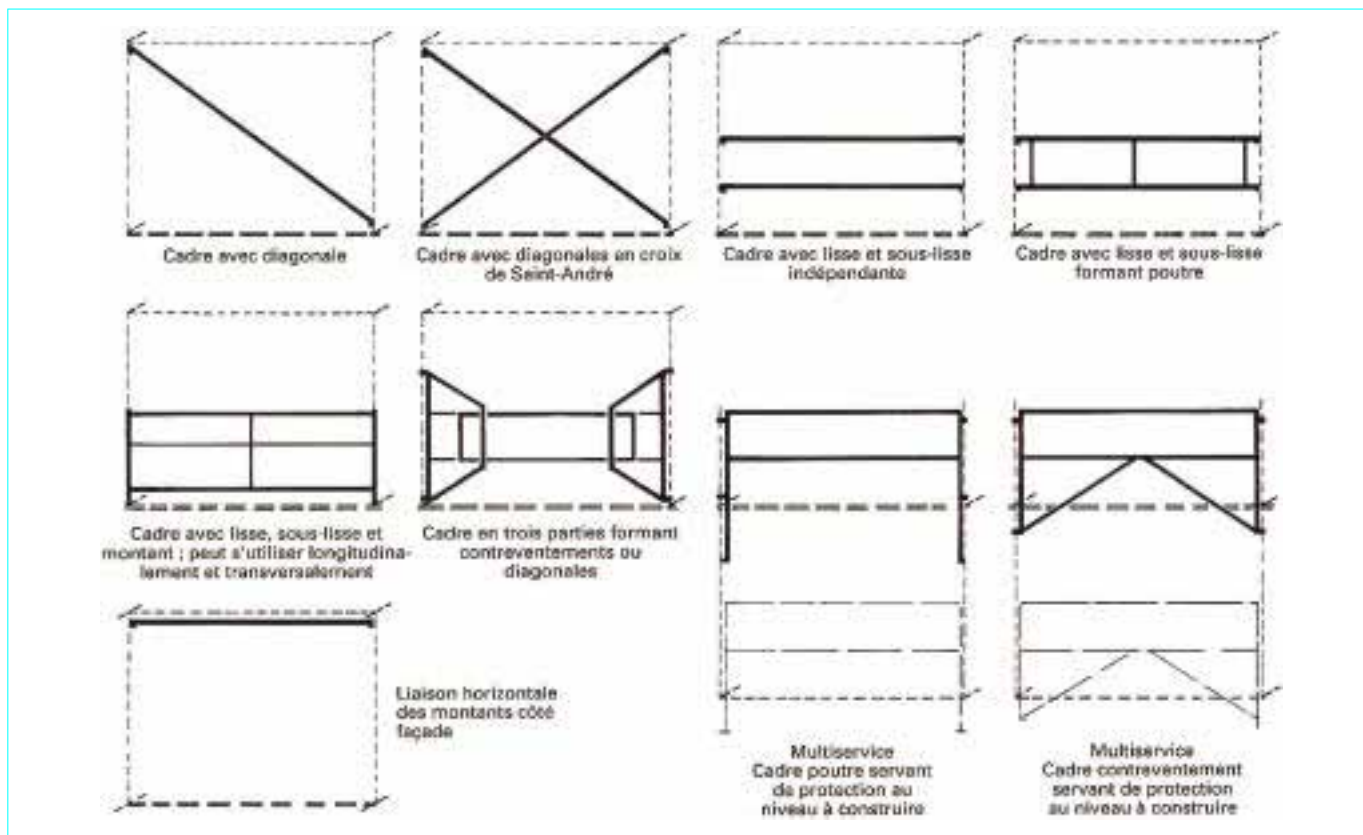


Figure 10 – Cadres longitudinaux verticaux

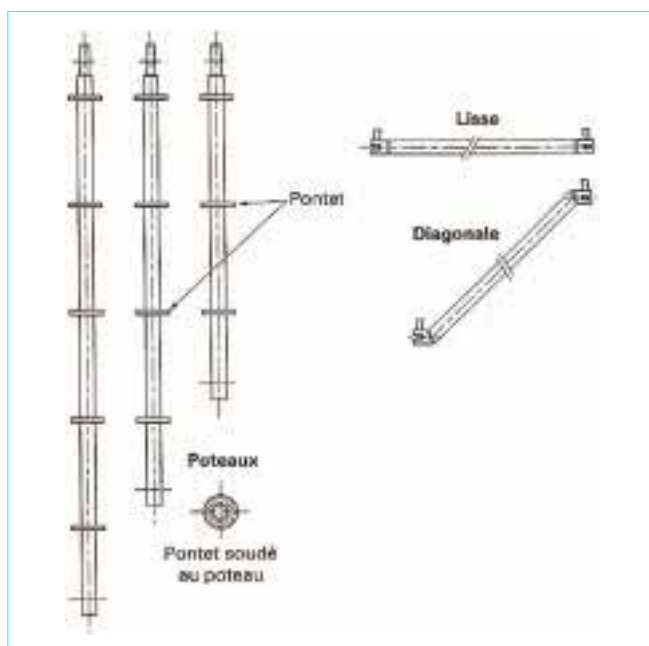


Figure 11 – Exemple d'éléments d'échafaudage modulaire dit aussi multidirectionnel

était nécessaire, sont constitués de poteaux munis de pontets (ou rosaces, ou disques, ou coupelles) disposés à intervalles modulaires, souvent 0,50 m.

À ces pontets peuvent s'accrocher des moises (lisses, traverses diagonales, éléments de garde-corps) et des planchers préfabriqués : la structure formée de tels éléments est réticulée et s'adapte aux travaux à exécuter. Les attaches sont considérées comme des semi-encastres (cf. § 4.1.2 pour les coefficients de torsion élastique). Les poteaux et les moises, les diagonales, les planchers existent dans le système avec des gammes de dimensions bien définies.

5. Effets à prendre en compte dans les calculs de sécurité

5.1 Actions

Ce sont principalement :

- les charges permanentes ;
- les charges d'exploitation ;
- les charges climatiques.

5.1.1 Charges permanentes

- Ce sont :
- le poids propre de l'échafaudage ;
 - et, le cas échéant,
 - le poids propre des planchers, des garde-corps et des plinthes ;
 - le poids propre des moyens d'accès intégrés ;
 - le poids propre des coffrages ;
 - le poids propre relatif aux systèmes de manutention et de levage.

Ces charges se calculent en fonction des volumes et des masses volumiques des matériaux concernés, par exemple :

– bois résineux à 18 % d'humidité :.....	550 kg/m ³ ;
– contreplaqué CTB :.....	600 kg/m ³ ;
– contreplaqué finlandais :.....	700 kg/m ³ ;
– acier :.....	7 850 kg/m ³ ;
– alliages d'aluminium :.....	2 700 kg/m ³ .

5.1.2 Charges d'exploitation

Elles peuvent comprendre :

- des charges sur les planchers (cf. § 7.1) (public, personnel, stockage) ;
- des charges (provenant du béton coulé) verticales et horizontales (cf. § 7.3) ;
- des efforts sur les garde-corps ou sur les auvents de protection ;
- des charges s'exerçant sur les moyens d'accès.

5.1.3 Charges climatiques

5.1.3.1 Vent « hors service » (vent normal)

La pression dynamique de base q , normale, est indiquée dans les règles NV 65 suivant la région mentionnée sur la carte des vents en France (pour les autres pays, voir leurs cartes nationales).

Ainsi, en France, à 10 m au-dessus du sol en région I, en site normal : $q_{10} = 50 \text{ daN/m}^2$ [q (daN/m²) est liée à la vitesse du vent V (m/s) par la relation $q = V^2/16,3$]. La pression q augmente avec la hauteur H (m) au-dessus du sol :

$$q_H = q_{10} \times 2,5 \frac{H + 18}{H + 60}$$

La pression dynamique due au vent dit extrême est égale à 1,75 fois celle due au vent normal.

5.1.3.1.1 Échafaudage autre que de façade

La force F (kN) à prendre en compte par élément a pour valeur, dans la direction du vent :

$$F = c_t A q$$

- avec q pression dynamique du vent,
 c_t coefficient de pression,
 A (m²) surface du contour apparent de l'élément projeté sur un plan perpendiculaire P à la direction du vent (figure 12).

Dans le but de simplifier les calculs, c_t est unifié à la valeur :

$$c_t = 1,3$$

pour des tubes, des planchers et des plinthes.

Les efforts dus au vent sont considérés sur tous les éléments qui sont exposés au vent (on n'appliquera pas de réduction pour effet de protection).

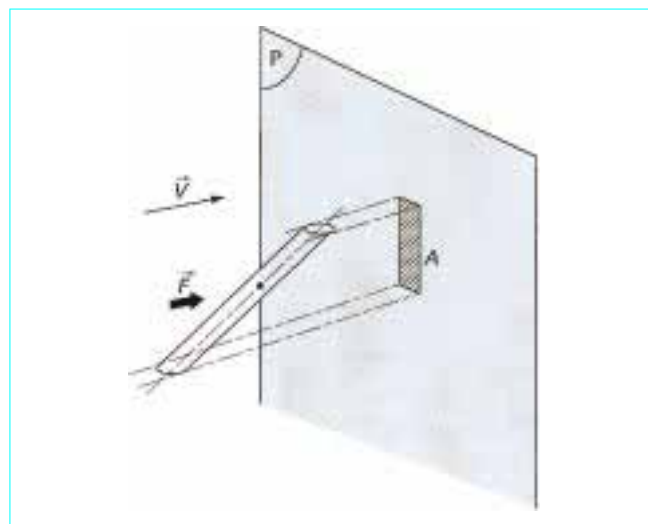


Figure 12 – Force due au vent

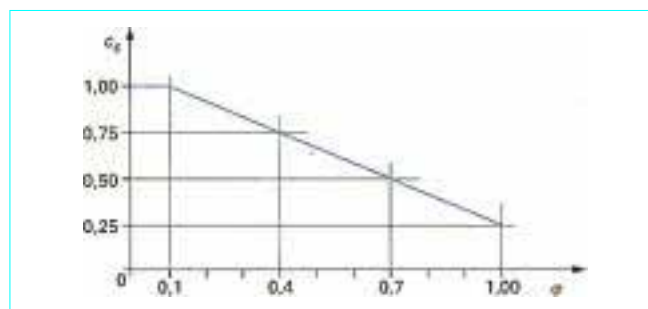


Figure 13 – c_s , coefficient spécial échafaudage de façade non recouvert en fonction de φ

5.1.3.1.2 Échafaudage de façade non recouvert (ni bâche, ni filet)

La force à prendre en compte est :

$$F = c_s c_t q A$$

■ Vent normal à la façade

c_s est fonction du coefficient d'opacité φ (figure 13), rapport des surfaces fermées de la façade à la surface totale de celle-ci.

En général, pendant la construction, on prend les valeurs suivantes :

- en France : $\varphi = 0,7$ d'où $c_s = 0,50$;
- en Europe : $\varphi = 0,4$ d'où $c_s = 0,75$ (cela tient au fait que la façade de la construction y présente plus d'ouvertures qu'en France).

■ Vent parallèle à la façade

Prendre $c_s = 1,00$.

5.1.3.1.3 Échafaudage de façade recouvert (bâche ou filet)

La force à prendre en compte est :

$$F = c_s c_t q A$$

- avec q pression dynamique du vent,
 A surface protégée.

Les coefficients de pression relatifs à un plan bâché ou avec filets sont :

- normalement au plan :
 - bâches : $c_{t\perp} = 1,3$
 - filets : $c_{t\perp} = 1,3$
- parallèlement au plan :
 - bâches : $c_{t//} = 0,3$
 - filets : $c_{t//} = 0,1$

Nota : des essais sont en cours pour définir le coefficient c_s dans les différents cas. En attendant les résultats, on prend $c_s = 1$.

5.1.3.2 Vent sur échafaudage en service

On prend une pression maximale de 200 N/m² (correspondant à une vitesse du vent de 65 km/h) au-delà de laquelle les ouvriers ne doivent pas rester à travailler sur l'échafaudage.

5.1.4 Neige

On se basera sur les règles NV 65 : Charges dues à la neige par régions. Variation due à l'altitude (cf. article *Règles Neige et Vent NV 65* [C 3 305] dans ce traité).

La neige n'est pas prise en compte sur les planchers des échafaudages, mais on doit la considérer dans les auvents de protection.

Dans le cas où l'on tient compte, dans le calcul, simultanément du vent et de la neige, on réduit de moitié la charge due à la neige.

5.2 Résistances

■ Les charges admissibles en flexion pour les tubes d'**acier** sont indiquées dans le tableau 2.

Dans les calculs aux états-limites, la résistance à ne pas dépasser, qui est prise comme critère de base de ruine, est la limite d'élasticité σ_e (en daN/mm²) du matériau, qu'il s'agisse d'**acier** (règles CM 66) ou d'**alliage d'aluminium** (règles AL 76).

■ **Cas du bois** (voir règles CB 71)

Les calculs sont faits par les méthodes des contraintes admissibles, ou par les méthodes relatives aux limites élastiques conventionnelles (règles CB 71).

Les bois utilisés ont, en général, les équarrissages suivants :

- **planches** : 34 mm × 200 mm, 40 mm × 200 mm, 50 mm × 200 mm.

Pour l'étalement on utilise aussi les éléments suivants :

- **bastings** : 65 mm × 185 mm ;
- **madriers** : 75 mm × 225 mm.

Les bois courants sont en sapin (ils doivent être sains et exempts de tout défaut).

Pour le contreplaqué, se reporter en [1]. Pour la catégorie III : résineux, les contraintes admissibles sont :

- en flexion : 7,5 MPa ;
- en cisaillement longitudinal : 1 MPa ;
- en compression transversale : 3 MPa.

La contrainte de cisaillement est $\tau = \frac{3}{2} \frac{T}{bh}$ pour une section rectangulaire avec effort tranchant T .

La contrainte de flexion se calcule, connaissant le moment M et le module de flexion I/v par la formule $\sigma = Mv/I$.

5.3 Coefficients de pondération (calculs par les états-limites)

La sécurité d'une construction est assurée si elle reste stable lorsqu'elle est soumise aux combinaisons les plus défavorables des actions multipliées par des coefficients de pondération qui sont les suivants.

● **Aciers** (règles CM 66) :

- charges permanentes : 4/3 ;
- charges d'exploitation : 3/2 ;
- charges climatiques : 3/2.

S'il y a à la fois charges d'exploitation et charges climatiques, on prend 17/12 au lieu de 3/2.

● **Alliage d'aluminium** (règles AL 76) :

- charges permanentes : 1,5 ;
- charges d'exploitation : 1,7 ;
- charges climatiques : 1,7.

S'il y a à la fois charges d'exploitation et charges climatiques, on prend 1,6 au lieu de 1,7.

Il en résulte, pour chaque élément de la structure, le calcul d'une contrainte caractéristique qui doit rester inférieure à la contrainte σ_e , limite élastique (cf. § 6, particulièrement axé sur le flambement).

5.4 Stabilité d'ensemble. Renversement

Pour être en sécurité à l'égard du renversement d'une structure rigide posée sur le sol, le moment de stabilité M_S doit être :

$$M_S \geq 1,75 M_{RV} + 1,5 M'_R$$

avec M_{RV} moment de renversement dû au vent normal,

M'_R moment dû à une autre action.

1,75 et 1,5 étant les coefficients de pondération.

Le moment de stabilité M_S est calculé à partir des charges permanentes non pondérées.

Tableau 2 – Charges totales admissibles en flexion (en daN) pour des tubes d'acier

$\varnothing 48,3 \text{ mm}$, $e = 3,2 \text{ mm}$, $I/v = 4,797 \text{ cm}^3$, $\sigma = 160 \text{ MPa}$

Portées (en m)		1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25
Sur appuis simples	Charges réparties	615	490	410	350	310	275	245	225	205	190
	Charge concentrée au milieu de la portée	310	245	205	175	155	135	125	115	100	95
Tubes fixés par raccords orthogonaux	Charges réparties	880	710	590	510	450	390	350	320	300	280
	Charge concentrée au milieu de la portée	430	350	290	250	220	190	160	140	130	120
Extrémités encastrees	Charges réparties	935	750	625	535	470	415	375	340	315	290
	Charge concentrée au milieu de la portée	630	505	420	360	315	280	250	230	210	195

5.5 Coefficients partiels de sécurité

Lorsque l'on effectue les calculs d'après l'Eurocode 3 de l'acier (en France : C3 DAN), on utilise des coefficients partiels de sécurité notés γ_f pour les actions (1,35 pour le poids propre ; 1,50 pour les charges variables) (γ_f multiplie l'action concernée et, partant, les contraintes correspondantes) ainsi qu'un coefficient partiel de sécurité pour le matériau, noté γ_M , en général de valeur 1,1 pour l'acier, qui divise la limite élastique de celui-ci (dite résistance).

5.6 Imperfections de montage

On prend généralement en compte $\alpha = 0,01$ rad (soit $\tan \alpha = 1/100$).

6. Vérification des structures d'échafaudage

Les calculs doivent montrer qu'un échafaudage, destiné à un emploi précis dans un chantier, peut supporter les efforts qui lui seront appliqués, aussi bien lors de l'utilisation que lors des phases de montage (éventuellement de déplacement) et de démontage, avec une sécurité suffisante, et avec des déformations acceptables.

Les fondations doivent résister aux efforts qu'elles ont à supporter du fait des échafaudages, et il en est de même pour les constructions auxquelles la structure provisoire peut être attachée (par exemple : façades). Ces efforts doivent être indiqués aux responsables du chantier. Il faut être très vigilant en ce qui concerne les éléments et les structures soumis à la compression, car les phénomènes de flambement que la compression suscite peuvent se produire de façon brutale et rapide si l'on s'approche trop près de la charge critique.

Il faut vérifier que les structures d'échafaudage ont une bonne stabilité de position et qu'elles ne peuvent ni glisser, ni se soulever, ni se renverser dans leur ensemble.

Les échafaudages sont des charpentes métalliques très particulières, étant donné qu'elles utilisent généralement des tubes (ronds, dans la plupart des cas) dont les liaisons consistent en raccords, en soudures dans le cas de cadres (dans le plan de ceux-ci), ou en jonctions à des pontets soudés aux poteaux, dans le cas des modulaires.

Les éléments qui les composent ont des dimensions et des poids les rendant maniables, en général tubes de \varnothing_{ext} 48,3 mm (parfois \varnothing_{ext} 60 mm) très légers en comparaison des IPN, HN, etc., utilisés dans la charpente traditionnelle.

En dehors des échafaudages à tubes et raccords, dont les raccords peuvent être à boulons ou à clavettes, les jonctions dans les échafaudages préfabriqués évitent tout boulonnage, se faisant par emboîtement et/ou clavetage.

Dans les calculs, ces assemblages sont considérés comme des articulations ou comme des semi-encastres (raccords orthogonaux et connexions aux pontets des modulaires).

En principe, ces assemblages n'assurent pas l'encastrement parfait comme en charpente traditionnelle, seulement un encastrement élastique.

Il est très important d'être conscient de ce que la légèreté des éléments et les caractéristiques des jonctions, ajoutées à des jeux, conduisent à une déformabilité, particulièrement sous les efforts horizontaux, à laquelle il faut attacher la plus grande attention.

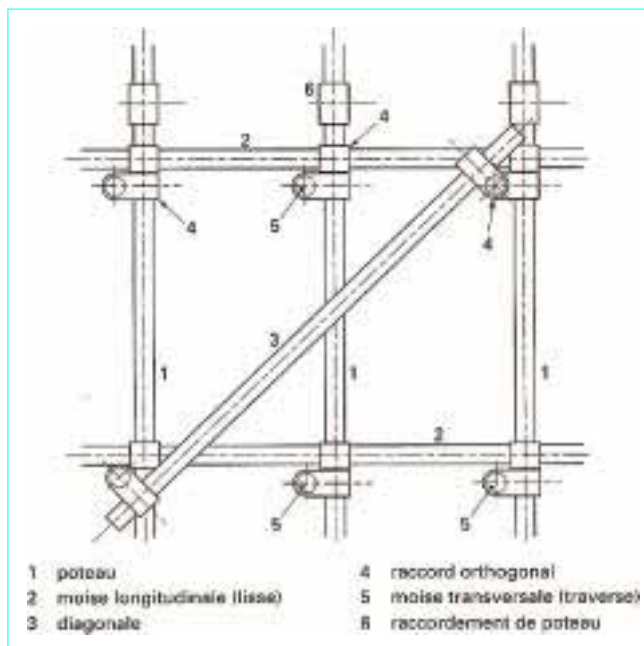


Figure 14 – Système à tubes et raccords. Nœuds à semi-encastrement. Liaison par raccords orthogonaux

Dans les systèmes à cadres, les nœuds sont, soit considérés comme articulés (liaisons moise longitudinale/poteau et diagonale/poteau par emboîtement), soit considérés comme des encastrements parfaits, comme dans le cas, pour les cadres verticaux transversaux, des jonctions par soudure poteau/contrefiche, moise/contrefiche ou poteau/moise (figures 14, 15 et 16).

Il faut tenir compte, aussi, des jeux en déplacement et en angle aux jonctions, et du fait que les axes des pièces reliées entre elles peuvent ne pas être concourants (poteau/moise, poteau/diagonale, moise/diagonale, poteau/diagonale).

En revanche, en dehors de fers (IPN, HN...) placés en certains cas en tête et au pied, les problèmes de déversement qui se posent pour les profils ouverts ne concernent pas les éléments tubulaires des échafaudages, le moment d'inertie polaire I_p étant élevé par rapport au moment d'inertie I_x ou I_y .

En ce qui concerne les calculs de charpentes et de poutres triangulées soumises à la flexion, les méthodes classiques s'appliquent, en tenant compte du flambement local des pièces comprimées.

6.1 Méthodes de calcul des structures

Le calcul des structures, pour la vérification de leur stabilité, peut s'effectuer, pour celles dont les poteaux sont comprimés (cas très général dans les échafaudages et les étalements), par deux méthodes.

6.1.1 Première méthode

Elle s'effectue en deux temps :

— on calcule en premier lieu les contraintes sans se préoccuper du flambement (§ 6.2) ;

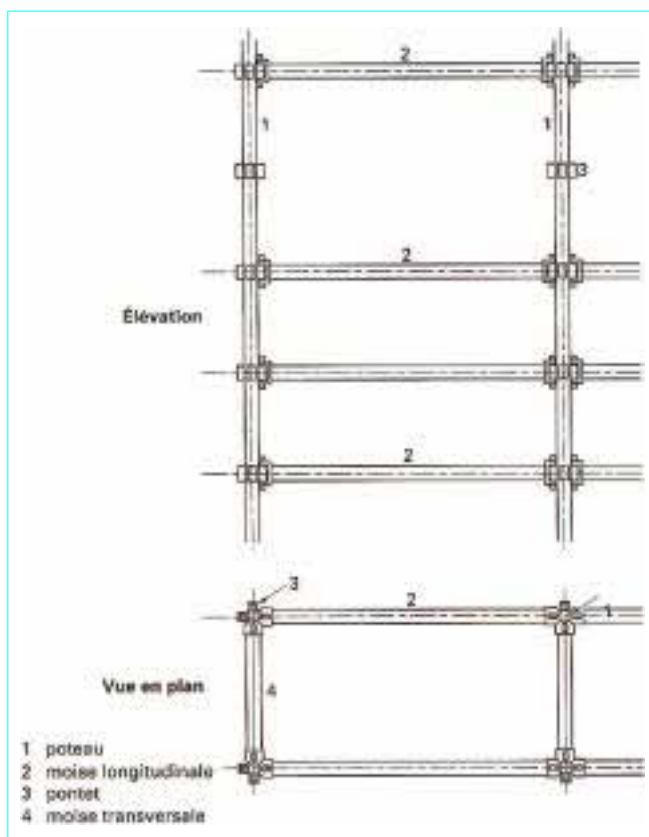


Figure 15 – Système modulaire. Nœuds à semi-encastrement

— en second lieu, on majore ces contraintes par des facteurs indiqués dans les règles nationales (CM 66, AL 76...) ou, pour l'acier, dans l'Eurocode 3. Ces facteurs tiennent compte du rapport de la charge critique de flambement à la charge de calcul de compression du poteau (dite charge pondérée dans les règles CM 66 et AL 76). La recherche de la charge critique sera examinée au paragraphe 6.3 pour différents cas de structures.

Le calcul des contraintes hors flambement peut s'effectuer à la main dans les cas simples ou, dans les cas complexes, à l'aide de programme d'ordinateur du 1^{er} ordre, plan ou spatial.

6.1.2 Seconde méthode : programme du 2^e ordre (P · Δ)

La détermination directe des contraintes s'effectue en un seul temps ; elle se fait grâce à un passage d'ordinateur avec un programme du deuxième ordre, tenant compte de la déformation de la structure sous l'influence du flambement dû aux compressions (ce programme est parfois désigné comme programme P · Δ).

Dans cette façon de procéder, la connaissance de la charge critique n'est pas nécessaire, contrairement à la première méthode où l'on majorait les contraintes par un facteur dépendant de la valeur de la charge critique de flambement.

Le programme du 2^e ordre peut être plan ou spatial.

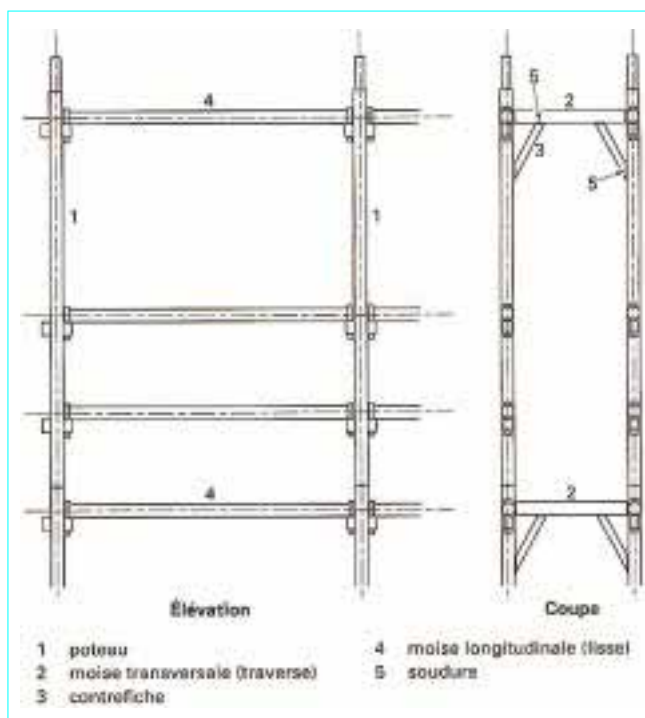


Figure 16 – Système à cadres. Nœuds à simple emboîtement (considérés comme articulés)

6.2 Rappels concernant le flambement

On se reportera aux articles *Composants d'ossatures* [C 2 550] [C 2 555] dans ce traité.

6.2.1 Charge critique d'Euler

Pour un élément cylindrique de section constante A (mm²), la valeur de la charge de compression axiale, dite charge critique de flambement, ou d'Euler, est donnée par les formules :

— figure 17a : $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{h^2}$ (élément bi-articulé) ;

— figure 17b : $P_{cr} = \frac{4\pi^2 EI}{h^2}$ (encastré aux 2 extrémités) ;

— figure 17c : $P_{cr} = \frac{2\pi^2 EI}{h^2}$ (articulé à une extrémité, encastré à l'autre) ;

— figure 17d : $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{4h^2}$ (libre à une extrémité, encastré à l'autre).

ou par la formule générale :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\ell_f^2} \quad (\text{en daN})$$

avec ℓ_f (mm) longueur libre de flambement, c'est-à-dire distance entre deux articulations (cf. figure 17),
 E (daN/mm²) module d'élasticité longitudinale,
 I (mm⁴) moment d'inertie minimal,
 h (mm) longueur de l'élément.

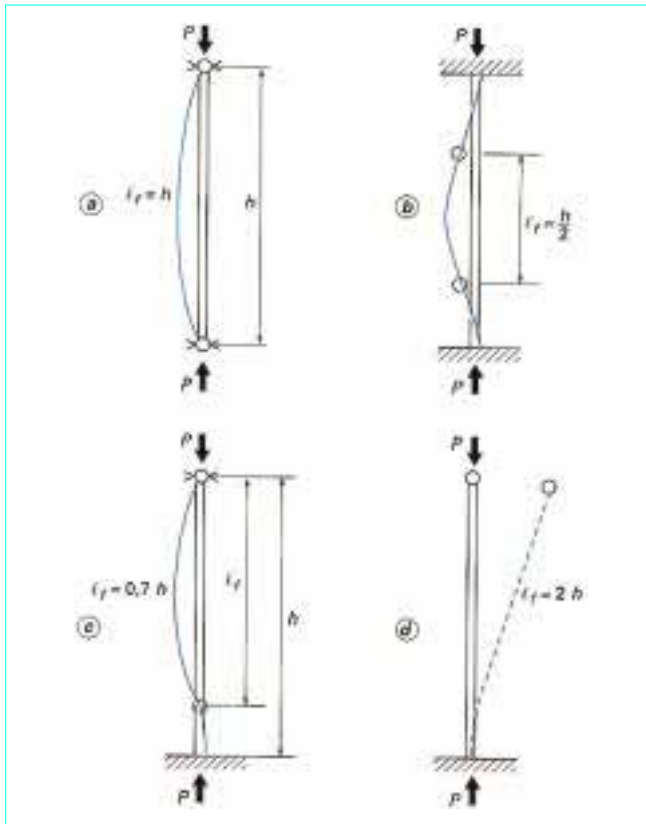


Figure 17 – Différentes conditions aux extrémités

À la charge critique P_{cr} correspond la contrainte critique $\sigma_k = P_{cr}/A$.

La charge critique d'Euler P_{cr} est une valeur idéale que l'on ne peut atteindre au cours d'essais de pièces réelles, car celles-ci présentent des défauts d'homogénéité et de linéarité, et la compression appliquée n'est pas vraiment axiale ; mais P_{cr} est une valeur théorique très importante intervenant dans un grand nombre de calculs.

6.2.2 Vérifications selon les règles CM 66

Pour la stabilité, les règles CM 66 ont donné, avec la méthode de Dutheil, des moyens de vérifier les éléments comprimés des constructions en acier, en tenant compte de défauts initiaux (établis d'après des valeurs statistiques).

■ Élément en compression (règles CM 66, chapitre 3.41)

On vérifiera l'inégalité :

$$k\sigma \leq \sigma_e$$

avec $\sigma = N/A$ $N(\text{daN})$	contrainte pondérée de compression, valeur pondérée de la charge de compression,
$A (\text{mm}^2)$	section de l'élément,
$\sigma_e (\text{daN/mm}^2)$	limite d'élasticité de l'acier considéré ; (La valeur σ_s non pondérée pour laquelle σ_e est atteinte détermine la ruine et s'appelle contrainte d'affaissement),
k	coefficient de flambement.

Le coefficient de flambement est donné par la formule :

$$k = 0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k} + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}}$$

dans laquelle σ_k est la contrainte critique d'Euler :

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \text{ (daN/mm}^2\text{)}$$

avec $\lambda = \ell_f / i$ élancement,

ℓ_f (mm) longueur libre de flambement,

i (mm) rayon de giration de l'élément.

Il est conseillé de ne pas dépasser :

$$\lambda_{\max} = 210 \text{ pour un poteau ;}$$

$$\lambda_{\max} = 240 \text{ pour une diagonale.}$$

On voit que σ_k , contrainte critique, et ℓ_f , longueur libre de flambement, sont reliées l'une à l'autre.

■ Élément en compression-flexion (règles CM 66 chapitre 3.5)

On vérifiera l'inégalité :

$$k_1\sigma + k_f\sigma_f \leq \sigma_e$$

avec σ contrainte pondérée de compression,

k_1 coefficient d'amplification des contraintes de compression (CM 66, chapitre 3.412),

σ_f contrainte pondérée de flexion,

k_f coefficient d'amplification des contraintes de flexion (CM 66, chapitre 3.51).

6.2.3 Vérifications pour les alliages d'aluminium

Se reporter aux règles AL 76.

6.3 Charge critique d'une structure et vérifications

On doit distinguer deux sortes de structures.

■ Les structures en treillis **complètement triangulées**, grâce à un nombre suffisant de diagonales pour assurer la stabilité, sont dites à nœuds non déplaçables.

Cela peut être le cas dans les étalements par exemple (§ 7.3). On peut alors considérer les nœuds comme articulés, mais il existe des moments secondaires de faible valeur, en général.

■ Les structures **non complètement triangulées**, c'est-à-dire dont les diagonales installées n'assurent pas tout le contreventement, celui-ci devant, pour la stabilité, tenir compte :

– du semi-encastrement des liaisons par raccords orthogonaux pour les systèmes à tubes et raccords ;

– du semi-encastrement dû aux connections avec les pontets ou avec les rosaces des poteaux pour les systèmes modulaires ;

– des goussets ou contrefiches soudés aux poteaux et traverses des cadres pour les systèmes à cadres (les traverses étant elles-mêmes soudées aux poteaux), dans les plans verticaux perpendiculaires à la façade. Ce sont là de vrais encastrements.

■ La recherche de la **charge critique** d'une structure s'effectue généralement sous charges verticales appliquées aux poteaux :

– soit pour chacun des plans verticaux longitudinaux et transversaux (on retient la charge critique la plus défavorable par poteau) ;

– soit pour l'ensemble à 3 dimensions de la structure.

Pour les deux types de structures, les méthodes de recherche sont les mêmes (sauf que pour les structures triangulées à tubes et raccords, les calculs peuvent se faire à la main) [1].

● Méthodes utilisant des essais

On peut utiliser des résultats d'essais globaux sous charges verticales, en les menant jusqu'à la ruine (valeur d'affaissement permettant de remonter à la charge critique : ainsi sur un ensemble partiel représentatif d'un échafaudage de façade).

On peut aussi utiliser des résultats d'essais globaux sous efforts horizontaux seuls, et remonter des déplacements horizontaux à la rigidité au cisaillement et à la charge critique (essais non menés jusqu'à la ruine) (§ 6.5).

● Méthode utilisant l'analyse au flambement

Cette méthode utilise un programme d'ordinateur du second ordre, soit plan, soit spatial qui, avec une bonne modélisation tenant compte des jeux, des non-convergences d'axes le cas échéant, des nœuds à semi-encastrement, donne la charge critique.

Remarque :

- pour les structures triangulées la longueur libre de flambement ℓ_f d'un poteau est égale ou inférieure à h : hauteur d'étage ;
- pour les structures non complètement triangulées, la longueur libre de flambement est plus grande que h .

6.4 Méthode de calcul direct des contraintes et déplacements

Comme il a été indiqué au paragraphe 6.1.2, on peut utiliser un programme du second ordre (dit $P \cdot \Delta$) pour obtenir directement en passages plans ou en passage spatial, dans les sorties des listings, les contraintes, déplacements et rotations des éléments de la structure avec une bonne modélisation, sous des actions appliquées à une configuration donnée. La modélisation doit utiliser des résultats d'essais sur éléments ou d'ensemble(s) partiel(s).

Les résultats du passage en ordinateur avec ce programme tiennent compte de la déformation de la structure due au phénomène de flambement.

Remarque : qu'il y ait modification de la configuration et/ou modification des actions appliquées, il faut faire à nouveau un passage ($P \cdot \Delta$), tandis qu'avec un programme d'ordinateur du 1^{er} ordre, avec une même configuration, la proportionnalité des actions entraînerait la proportionnalité des résultats.

6.5 Charge critique d'ensemble pour des structures à treillis

Le flambement local a été étudié au paragraphe 6.2.

6.5.1 Treillis triangulé

Les sections des barres du treillis ont pour valeur :

- A_h pour la section du poteau ;
- A_d pour la section totale des diagonales ;
- A_t pour la section de la traverse.

La prise en compte des déformations dues à l'effort tranchant diminue la valeur de la charge critique $\pi^2 EI/\ell_f^2$ (dans laquelle $I = 2I_h + A_h \ell_f^2/2$ avec I_h moment d'inertie du poteau) dans une proportion souvent importante. En effet, la **charge critique d'ensemble** N_{cr} est donnée par la formule [2] :

$$\frac{1}{N_{cr}} = \frac{1}{\pi^2 EI/\ell_f^2} + \frac{1}{S}$$

dans laquelle S est la **rigidité au cisaillement**, c'est-à-dire le rapport entre l'effort tranchant Q appliqué à un étage et la déformation angulaire γ (en radians) qui en résulte pour le poteau (figure 18).

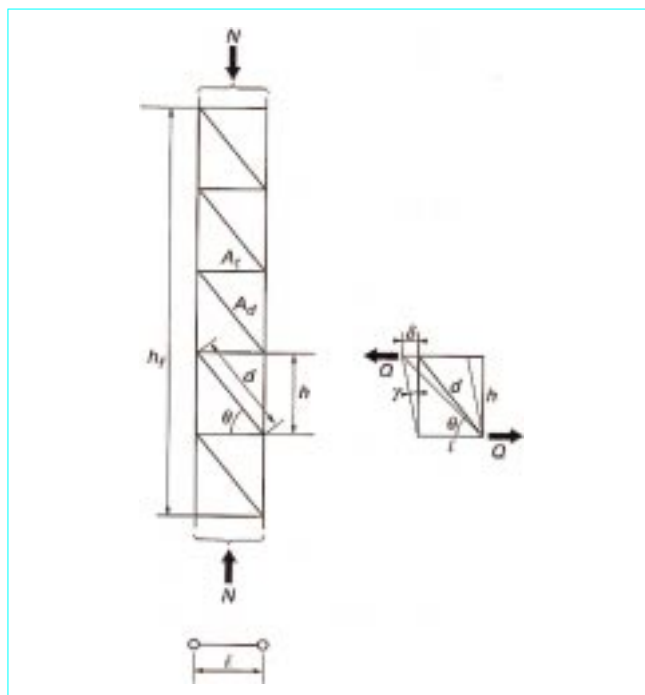


Figure 18 – Treillis triangulé. Effort tranchant

γ , étant petit, est très proche de $\tan \gamma = \delta/h$, on a donc :

$$S = \frac{Q}{\gamma} \text{ d'où } S = \frac{Qh}{\delta}$$

Faisons le calcul de S :

$$\gamma = \frac{\delta}{h} = \frac{Q}{A_d E \sin \theta \cos^2 \theta} + \frac{Q\ell}{A_t E h}$$

- avec A_d section totale des diagonales,
- A_h section totale des montants,
- A_t section de la traverse.

$$\text{d'où : } S = \frac{1}{\frac{1}{A_d E \sin \theta \cos^2 \theta} + \frac{\ell}{A_t E h}}$$

La rigidité au cisaillement S a la dimension d'une force.

Treillis triangulé à tubes et raccords (figure 19). D'après [1], pour la disposition indiquée :

$$S = \frac{h \cos^2 \theta}{4k}$$

où k est la caractéristique de souplesse du raccord orthogonal (§ 4.1.2.1).

S , rigidité au cisaillement, est aussi appelée charge de déversement critique d'un étage ; pour une structure non élancée en tubes et raccords (moins de 6 étages, approximativement), on peut prendre S comme valeur de la charge critique d'ensemble, la différence par défaut étant d'un faible pourcentage.

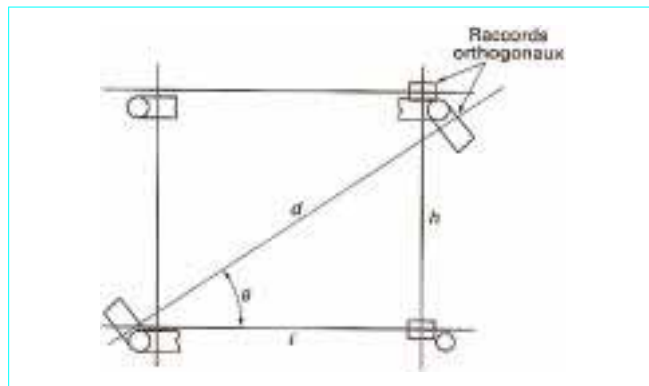


Figure 19 – Treillis triangulé à tubes et raccords (orthogonaux)

Par **exemple**, pour un treillis de hauteur $h_f = 10$ m (5 étages de 2,00 m) bi-articulé, en tubes de $\varnothing_{ext} 48,3$ mm, 3,2 mm d'épaisseur de paroi en acier, de largeur $\ell = 2\ 000$ mm, de section 453 mm^2 , $k = 0,005\text{ mm/daN}$, $\theta = 45^\circ$: $S = 50\ 000\text{ daN}$.

Dans ce cas, $\pi^2 EI/\ell_f^2$ est près de quarante fois supérieur à S , donc N_{cr} vaut 48 780 daN, soit 2,5 % de moins que la valeur de S .

Remarque : la rigidité au cisaillement S s'entend aussi pour un étage possédant une ou plusieurs travées, et une ou plusieurs diagonales, quel que soit le matériel.

En tubes et raccords, s'il y a n diagonales. $S = n h \cos^2 \theta / 4 k$ (quel que soit le nombre de travées et, si le flambement local est évité, quelle que soit la répartition des charges).

S peut être déterminé par essai non destructif : $S = Qh/\delta$.

6.5.2 Tour en treillis à barrettes de liaison

On peut utiliser comme formule approchée :

$$\frac{1}{N_{cr}} = \frac{1}{\pi^2 EI/\ell_f^2} + \frac{1}{S}$$

avec : $S = \frac{Qh}{\delta} = \frac{Q}{\gamma}$

et : $\gamma = \frac{Q\ell h}{12 EI_\ell} + \frac{Qh^2}{24 EI_h}$ (voir figure 17).

d'où :
$$S = \frac{1}{\frac{\ell h}{12 EI_\ell} + \frac{h^2}{24 EI_h}}$$

Remarque : contrairement à ce qui se passe pour un étage triangulé par diagonales, la valeur de S , pour un étage à plusieurs travées, dépend du nombre de poteaux.

Cependant, la charge critique de déversement est sensiblement invariante quelle que soit la répartition des charges axiales sur ces poteaux, si le flambement est évité. La valeur de $S = Qh/\delta$ peut être déterminée par essai non destructif.

6.5.3 Flèche sous chargement latéral et compression axiale simultanée

Si une poutre ou un treillis sont soumis à un chargement latéral, (figures 20 et 21), donnant lieu à une flèche f_0 , dans le cas où s'exerce simultanément un chargement axial N , la charge critique étant N_{cr} , la flèche devient f_1 avec la formule de majoration [2] :

$$f_1 = \frac{f_0}{1 - (N/N_{cr})}$$

(La majoration devient très grande lorsque N s'approche de N_{cr} .)

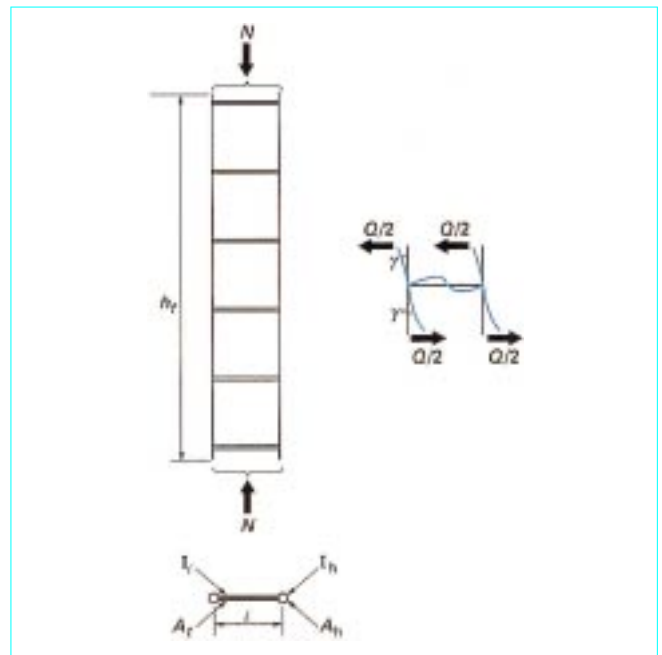


Figure 20 – Treillis à barrettes de liaison. Effort tranchant

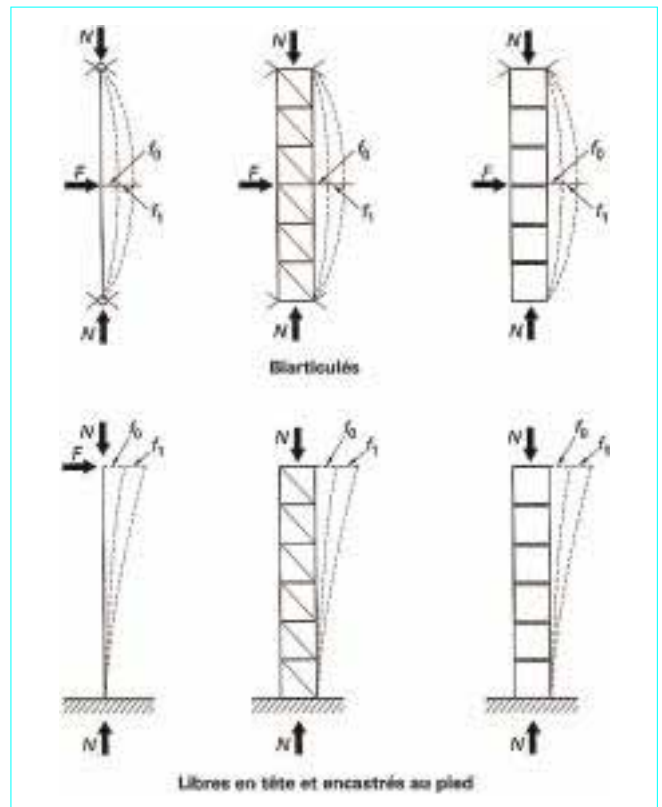


Figure 21 – Déformations des poutres et treillis

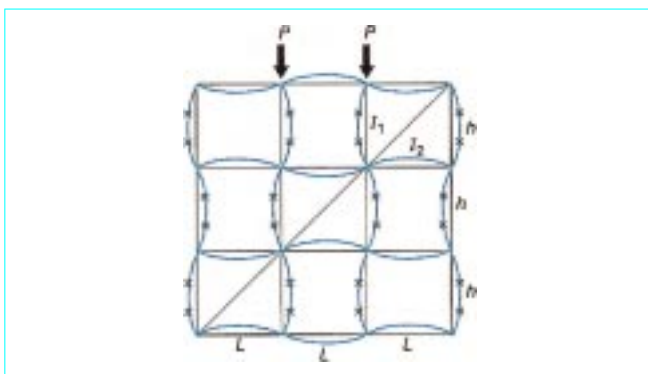


Figure 22 – Système triangulé. Flambement local du poteau. Nœud à semi-encastrement

6.6 Charge critique locale d'un poteau de structure triangulée

Dans ce paragraphe, nous tenons compte du semi-encastrement des nœuds.

La charge critique locale, pour une longueur libre de flambement inférieure à la hauteur d'étage h (nœuds non déplaçables) est [1] :

$$\mu = \frac{h}{2} \sqrt{\frac{P_{cr}}{EI_1}}$$

avec I_1 moment d'inertie du poteau (figure 22).

Dans le cas où la moise est constituée du même type de tube que le poteau, on peut tirer μ de l'équation :

$$\frac{\tan \mu}{\mu} = - \frac{L + 4\varepsilon EI_2}{h}$$

avec $\varepsilon = \alpha/M$ (cf. § 4.1.2.1),

I_2 moment d'inertie de la moise.

La figure 23 donne le diagramme $\tan \mu/\mu$ en fonction de μ^2 .

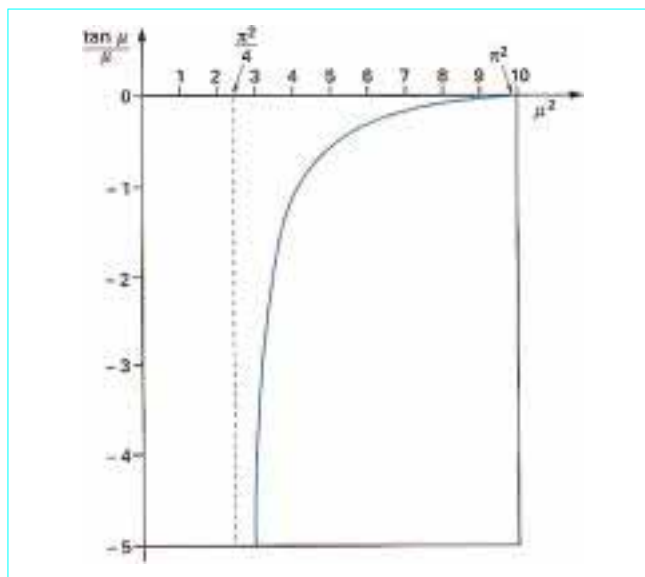


Figure 23 – Variation de $\tan \mu/\mu$ en fonction de μ^2 [1]

6.7 Flambement d'un poteau intercalaire

Ce poteau (figure 24) n'est maintenu élastiquement que par les moises qu'il rencontre en leur milieu, et la rigidité horizontale de celles-ci est [1] :

$$K = \frac{48 EI}{\ell^3}$$

La charge critique P_{cr} est donnée par la formule :

$$P_{cr} = \beta Kh$$

β est donné dans le tableau 3.

Bien entendu, P_{cr} ne peut excéder $\pi^2 EI/h^2$, cas où les points milieux des moises restent fixes.

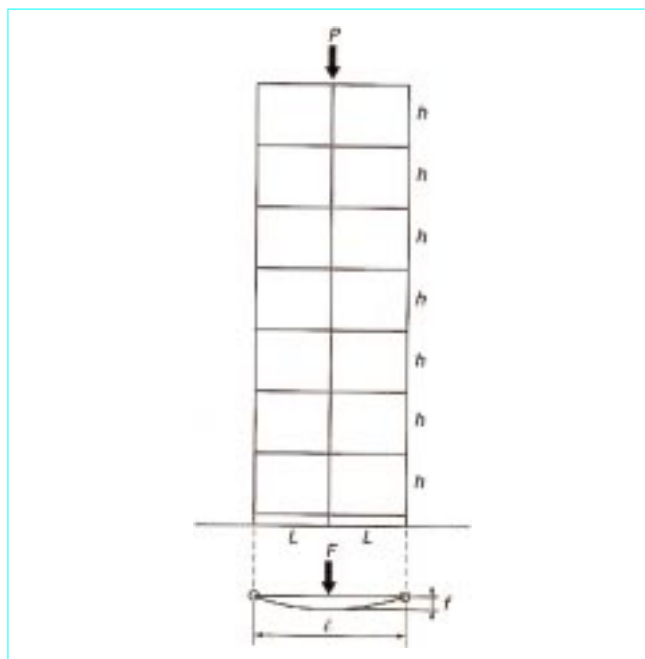


Figure 24 – Flambement d'un poteau intercalaire

Tableau 3 – Coefficient β en fonction du nombre d'étages n

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	> 10
β	1	0,38	0,31	0,28	0,27	0,265	0,263	0,260	0,258	0,255	0,25

7. Description et caractéristiques des échafaudages

7.1 Échafaudages de façade

Non autostables, ils doivent être amarrés au bâtiment dont ils sont l'auxiliaire pendant sa construction ou pendant la réfection. Une note de calculs ainsi qu'un plan de montage sont exigés pour une hauteur H supérieure à 31 m (figure 25) bien entendu dans certains cas, il faut en fournir pour $H < 31$ m.

7.1.1 Règles générales et usages

Pour des échafaudages de façade à deux rangs de poteaux, on recommande les dimensions suivantes, liées à la taille de l'homme :

- hauteur minimale entre planchers : 1,90 m ;
- hauteur libre minimale de circulation : 1,80 m ;
- largeur libre minimale de circulation : 0,60 m (entre 0,70 et 1,50 m de hauteur au-dessus du plancher [3]) ;

ainsi que des longueurs de travée allant de 1,50 m à 3,50 m.

■ Contreventement longitudinal

Seule la face arrière peut recevoir un contreventement par diagonales ou par garde-corps ; en effet, la face avant, proche du bâtiment, doit rester libre pour permettre le travail.

■ Contreventement transversal vertical

En principe, seuls les plans verticaux transversaux d'extrémité peuvent recevoir des diagonales, pour ne pas gêner la circulation. Néanmoins, nous devons remarquer qu'en Grande-Bretagne on trouve souvent, dans les systèmes à tubes et raccords, un plan contreventé toutes les deux travées, ce qui rend possible le calcul de vérification à la main, le plan non contreventé étant considéré comme maintenu élastiquement (§ 6.7). Sinon c'est le semi-encastrement des raccords qui contrevente.

Dans les préfabriqués à cadres, les contrefiches, les bracons ou les goussets assurent le contreventement, lequel, dans les préfabriqués modulaires, peut être assuré par le semi-encastrement des nœuds, ou parfois par des diagonales.

■ Contreventement des plans horizontaux

Un certain nombre de plans horizontaux, en cadres contreventés, doivent contribuer à la rigidité et à la stabilité de l'ensemble, là où les planchers ne jouent pas ce rôle :

- soit parce qu'ils sont fournis en planches séparées, simplement posées ;
- soit parce que, bien que préfabriqués, ils ne participent pas à la stabilité ;
- soit parce que, bien que préfabriqués et participant à la stabilité, ils ne figurent pas à tous les étages. Signalons cependant que la tendance actuelle est d'en disposer à tous les niveaux, ce qui est souhaitable pour la sécurité.

7.1.2 Planches et planchers

Les **planches séparées**, utilisées surtout dans les échafaudages en tubes et raccords, sont en bois, en général de 34 à 40 mm d'épaisseur (parfois 50 mm) et de largeur 20 cm, approvisionnées le plus souvent par l'utilisateur qui doit les charger sans dépasser les taux maximaux de contraintes (§ 5.2). Ces planches doivent être jointives.

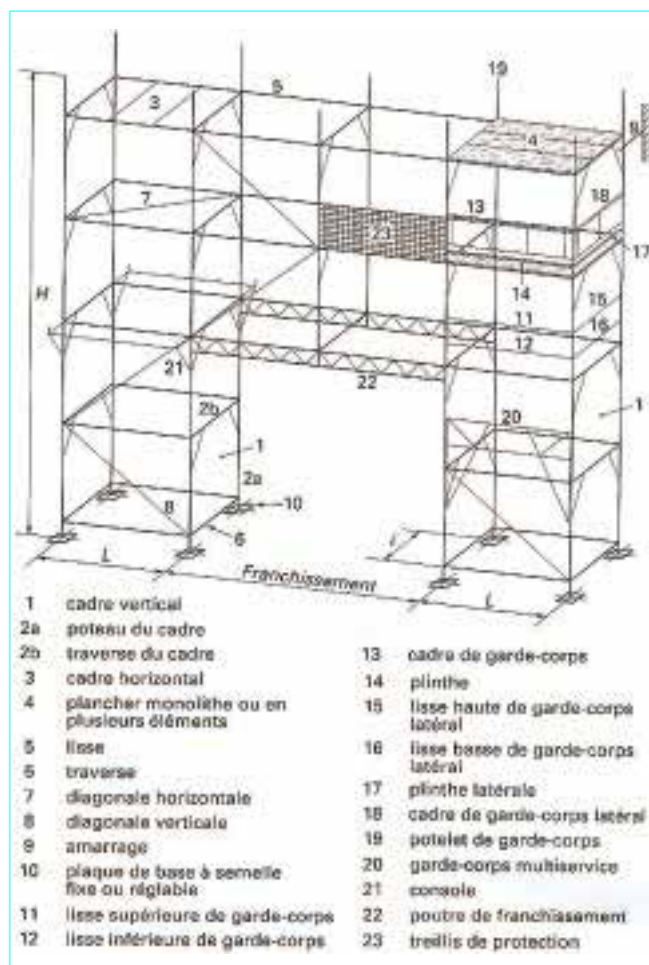


Figure 25 – Échafaudage à cadres préfabriqués

La portée des planches ne doit pas dépasser 1,50 m entre traverses, sinon il faut disposer une traverse intermédiaire, et leur recouvrement doit être au moins de 20 cm (s'il y a bout à bout, rajouter deux traverses).

Les **planchers préfabriqués**, adaptés dimensionnellement à un échafaudage préfabriqué, ont été l'objet d'une dérogation et peuvent dépasser 1,50 m entre traverses sans avoir recours à une traverse intermédiaire (article 114 du décret du 8.1.1965 ; dérogation par arrêté du 5.1.1970).

Les planchers préfabriqués sont en général en bois (plusieurs lits de contreplaqué) ou en combiné bois + métal. Les planchers doivent être antidérapants ; leur pente doit être $< 15\%$.

7.1.3 Amarrages aux ancrages de la façade

Ils sont, autant que possible, répartis régulièrement en hauteur et en longueur, à raison d'un amarrage pour 15 à 30 m² de façade, eu égard aux instructions données par le constructeur (figure 26).

Le nombre d'amarrages est lié au contreventement et à la force du vent ; en cas de bâchage, il faut prendre des dispositions particulières et en augmenter le nombre. Un ancrage doit pouvoir résister à au moins 3 kN.

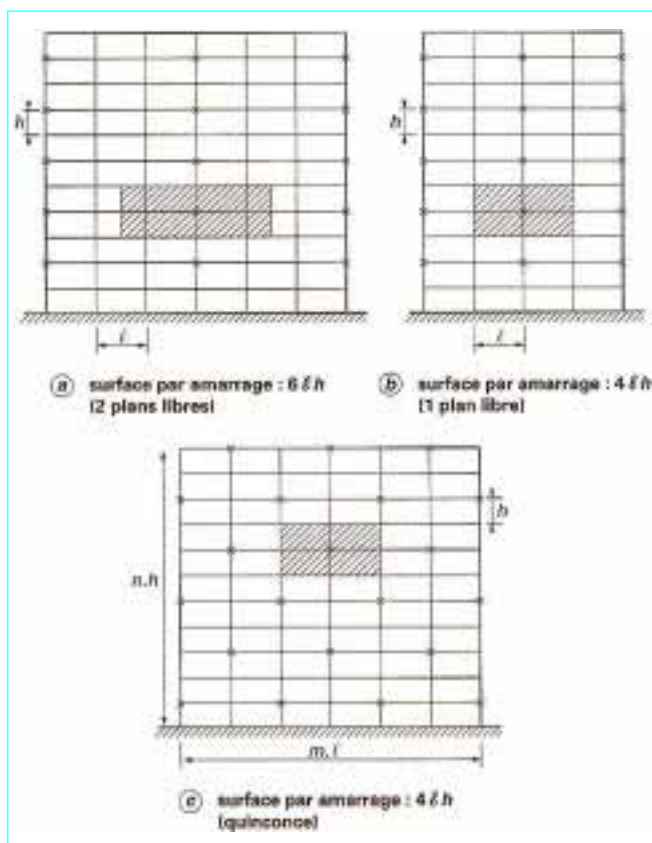


Figure 26 – Exemples de disposition d'amarrage

L'ancrage est constitué dans la façade du bâtiment :

- soit par vérinage établi entre tableaux d'une fenêtre (coefficient de frottement bois/béton : 0,5) ;
- soit par des tubes passant derrière la paroi de façade du bâtiment (liaison positive) ;
- soit, s'il n'y a pas d'ouvertures, par des scellements dans la façade.

Des amarrages par tubes relient l'échafaudage aux ancrages.

Vide entre échafaudage et bâtiment

Le vide ne doit pas excéder 20 cm, sinon on peut utiliser des consoles.

7.1.4 Garde-corps

Les planchers de travail doivent être munis (décret du 8.1.1965), sur les bords extérieurs (figure 27) :

- d'une lisse supérieure, dont la génératrice supérieure doit avoir, par rapport au niveau du plancher, une cote de $1\,000\text{ mm}^{+\varnothing}_{-0}$ (\varnothing diamètre de la lisse) ;
- d'une sous-lisse présentant avec la lisse supérieure un clair $\leq 520\text{ mm}$;
- d'une plinthe de hauteur $\geq 150\text{ mm}$ présentant avec la sous-lisse un clair $\leq 320\text{ mm}$.

Une élévation du niveau de la sous-lisse est acceptable dans la mesure où elle est accompagnée d'une élévation correspondante de la hauteur de la plinthe.

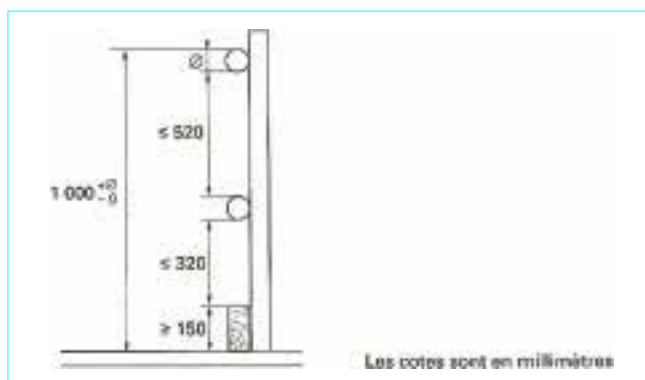


Figure 27 – Garde-corps

Les planchers de travail peuvent être munis d'autres dispositions de protection assurant une sécurité équivalente (treillis).

7.1.5 Différentes dispositions des échafaudages de façade

■ Avec appui au sol

Ils doivent être munis des calages convenables. Les figures 28 et 29 représentent des échafaudages de façade dont les mises en œuvre sont différentes. (Dans la figure 28, les planchers sont en planches de 4,00 m, seule la face arrière a des lisses, tandis que, dans la figure 29, la face avant aussi présente des lisses, ce qui permet de placer des traverses intermédiaires lorsque celles-ci sont nécessaires).

Nota : d'après l'article 114 du décret du 8.1.1965, les planches séparées, jusqu'à 1,50 m de longueur, peuvent ne reposer que sur 2 appuis. Au-delà de cette longueur, elles doivent reposer au minimum sur 3 appuis ; c'est bien le cas de la figure 28 où les planches de portée 4,00 m reposent sur 3 appuis.

Le recouvrement des planches, s'il y a chevauchement, doit être au moins de 20 cm (au moins 10 cm de part et d'autre de l'appui).

La figure 29 montre la mise bout à bout des planches avec obligation de doubler les traverses à la jonction.

■ En encorbellement ou bascule

Ces échafaudages en porte à faux sont utilisés chaque fois que l'on ne peut prendre appui au sol (figures 30 et 31). Il faut que les fenêtres soient en bon état. (Attention aux ossatures pans de bois.)

Le serrage des vérins doit être particulièrement bien vérifié.

Lorsque deux échafaudages de façade se rejoignent à l'angle d'une construction, un montant doit être placé à l'intersection des lisses extérieures prolongées, pour éviter trop de porte-à-faux.

■ Pare-gravois

On voit cette protection sur la figure 32.

7.1.6 Classes de charge

Des classes de charge sont définies dans le tableau 4. Elles correspondent à des travaux indiqués en commentaires de l'annexe A du document d'harmonisation européen HD 1000 (classée NF P 93-500 par l'AFNOR).

Aucun plancher n'a une capacité inférieure à la classe 2 : $1,50\text{ kN/m}^2$. La classe 1 n'est utilisée que pour des inspections et pas pour du stockage de matériel.

La considération de la charge sur aire partielle correspond au souci de voir s'accumuler du stockage dans une zone de la surface totale pour les classes, 4, 5 et 6 ; elle concerne le plancher et les éléments de l'étagé situé en dessous.

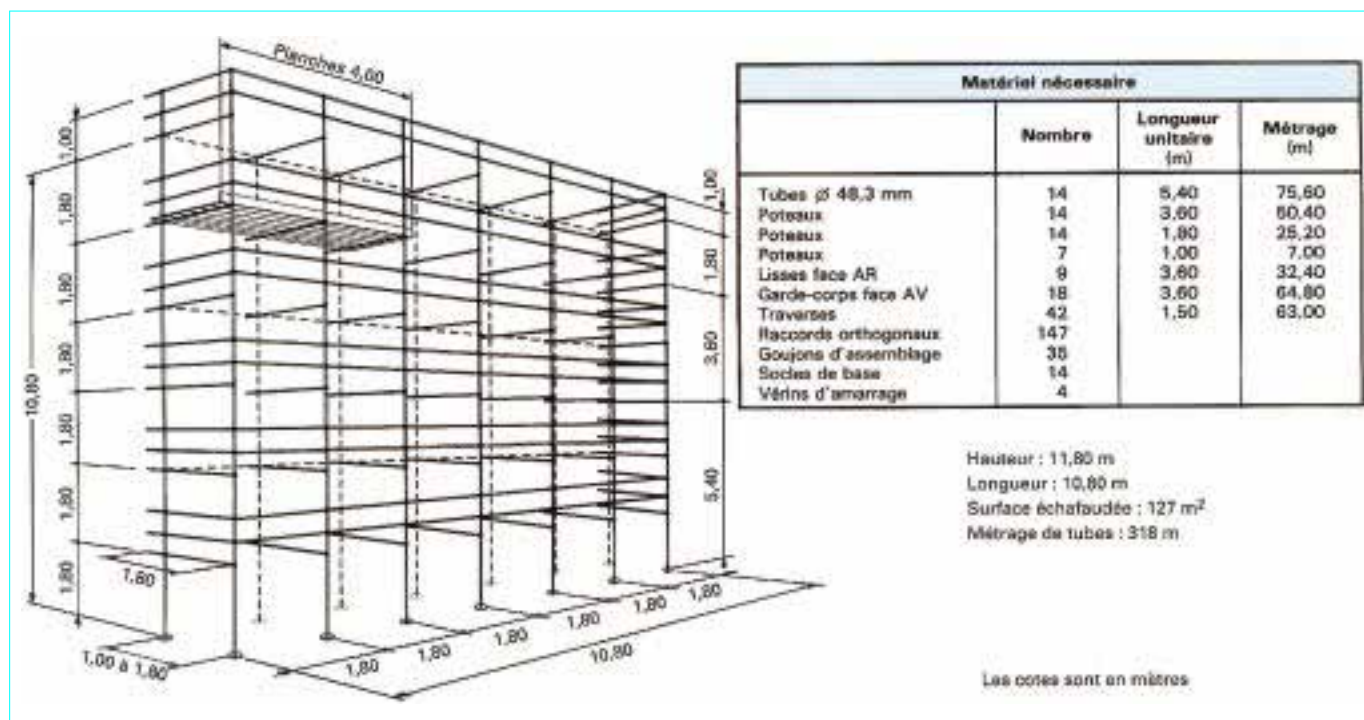


Figure 28 – Échafaudage de façade en appui au sol, non recouvert

■ Travaux concernés par les classes

Les classes 2 et 3 concernent des opérations ne comportant pas de stockage important, uniquement ce qui est immédiatement nécessaire pour la peinture, le nettoyage des pierres, le jointoiment, le plâtrage.

Les classes 4 et 5 sont utilisées pour du briquetage, pour la fixation d'éléments en béton.

La classe 6 est utilisée pour les travaux de maçonnerie lourde, ou pour un stockage important de matériels.

■ Largeurs recommandées pour le plancher

Classes 1, 2, 3 : minimum de 0,60 m.

Classes 4, 5, 6 : minimum de 0,90 m.

■ Longueurs recommandées pour les travées

Classes 1, 2, 3 : de 1,50 à 3 m.

Classes 4, 5, 6 : de 1,50 à 2,5 m.

Nota : les charges du tableau 4 doivent s'appliquer séparément, et non simultanément, pour les calculs de vérification.

7.1.7 Combinaisons de charges

Sauf lorsqu'il n'en est pas spécifié autrement, on a coutume de prendre en compte les combinaisons du cas *a* et celles du cas *b* pour une classe de charge donnée.

■ Cas *a*

● **Vent hors service** sur la structure (suivant la région et le site) (§ 5.1.3) ou sur la surface revêtue.

● **Poids propre** des éléments et planchers installés.

● **Charge totale uniformément répartie** au niveau le plus défavorable.

● **Imperfections de montage** (§ 5.6).

■ Cas *b*

● **Vent de service** sur la structure : 200 N/m² correspondant à la surface protégée des éléments de l'échafaudage ou de la surface revêtue.

Si la surface n'est revêtue ni de bâches ni de filets, on ajoutera à l'effort dû au vent l'impact de celui-ci sur une hauteur de 400 mm (incluant la plinthe) pour le niveau chargé à 100 %.

● **Poids propre** des éléments et planchers installés.

● **Charge totale uniformément répartie** au niveau le plus défavorable, et, s'il y a plus d'un niveau de plancher installé, **50 % de cette charge** au niveau juste inférieur, ou juste supérieur.

● **Imperfections de montage.**

7.1.8 Combinaisons de charges conventionnelles pour la conformité à une marque de qualité (marque NF)

Pour une **structure non recouverte**, ces combinaisons de charges s'appliquent à une configuration donnée et plus particulièrement à une **structure préfabriquée**, à cadres ou modulaire, configuration avec certaines longueurs de travées, certaines largeurs, et avec une certaine disposition des amarrages précisée par le constructeur pour une hauteur pouvant aller au moins jusqu'à 30 m.

Ces combinaisons reprennent les cas *a* et *b* du paragraphe précédent, uniquement pour la structure non recouverte :

– pour le cas *a*, le vent hors service est pris conventionnellement suivant la figure 33 (diagramme de la pression de vent suivant la hauteur, tiré de la norme européenne HD 1000) ;

– et, pour le cas *b*, le vent de service est pris égal à 200 N/m².

Dans les cas *a* et *b*, au moins 5 planchers doivent être équipés complètement (plateaux, plinthes, garde-corps).

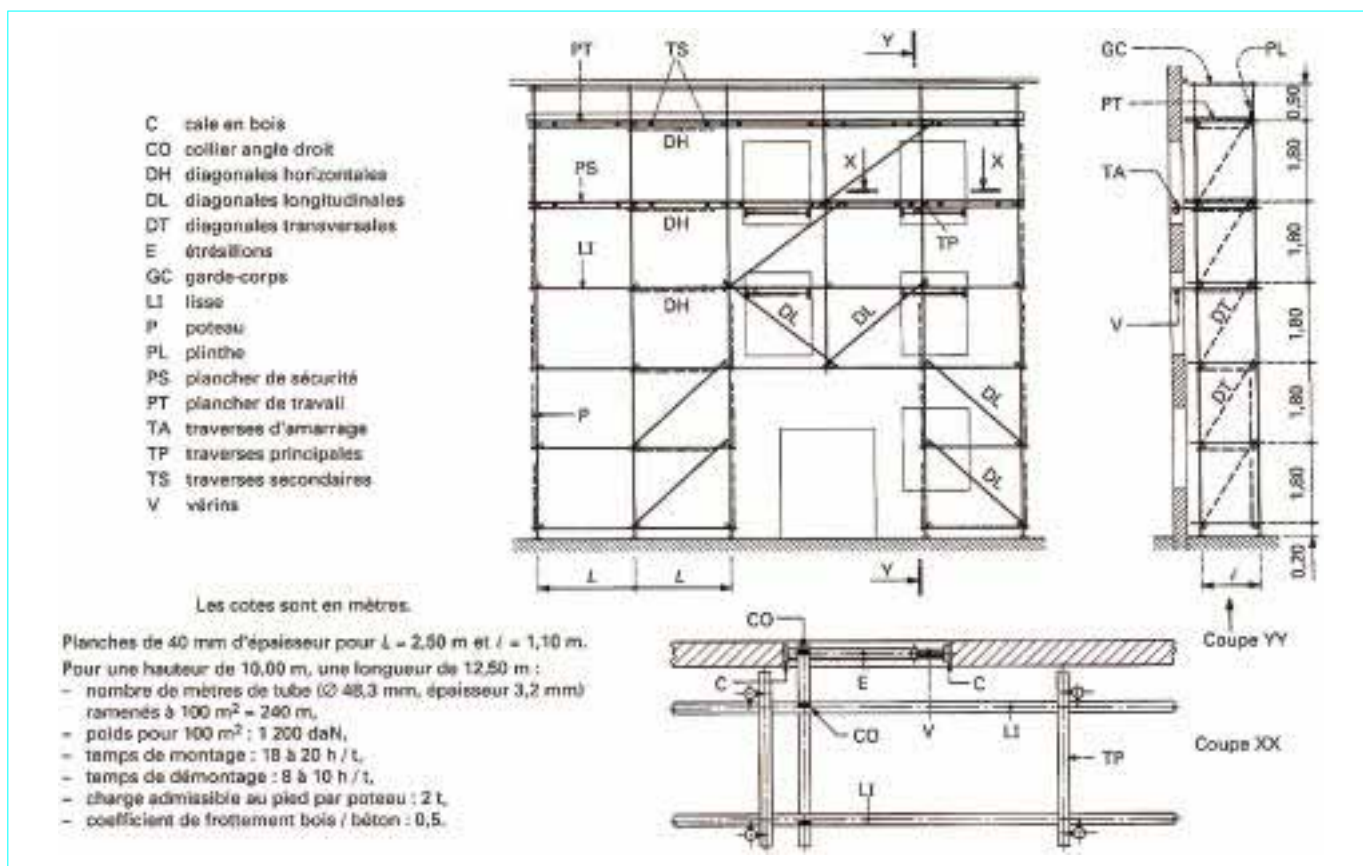


Figure 29 – Échafaudage de façade en appui au sol, non recouvert. Exécution des planchers de travail

Tableau 4 – Charges de service sur les planchers (d'après NF P 93-500)

Classe	Charge uniformément répartie sur surface A (kN/m ²)	Charge concentrée sur une surface de 500 mm × 500 mm (kN)	Charge concentrée sur une surface de 200 mm × 200 mm (kN)	Charge sur surface partielle (kN/m ²)	Surface partielle A _c (m ²)
1	0,75	1,50	1,00		
2	1,50	1,50	1,00		
3	2,00	1,50	1,00		
4	3,00	3,00	1,00	5,00	0,4 A
5	4,50	3,00	1,00	7,50	0,4 A
6	6,00	3,00	1,00	10,00	0,5 A

Des essais sont effectués en laboratoire sur une structure de 4 étages, 3 travées, pour définir la charge de ruine (par affaissement) : on en déduit (voir NF P 93-501 et NF P 93-502) l'élanement apparent et la longueur libre apparente du poteau, ce qui permet d'établir une note de calculs justificatifs (§ 6) pour une hauteur de 30 m, avec les charges conventionnelles et l'opacité conventionnelle (§ 5.1.3.1.2).

Le vérificateur de la marque NF peut ainsi se rendre compte si le constructeur peut revendiquer la classe de charge annoncée. C'est une indication du niveau de qualité de cet échafaudage.

7.1.9 Vérifications pour les chantiers

Les renseignements tirés de ces essais permettent de mener des calculs de vérification dans d'autres cas de charge et de vent (vent réel sur chantier, et non plus vent conventionnel utilisé pour la conformité à la marque).

Les constructeurs mettent à la disposition des utilisateurs des structures préfabriquées où un grand nombre de configurations, de cas de charge, de vent réel, sont étudiés en concomitance avec la disposition des ancrages pour des échafaudages non recouverts,

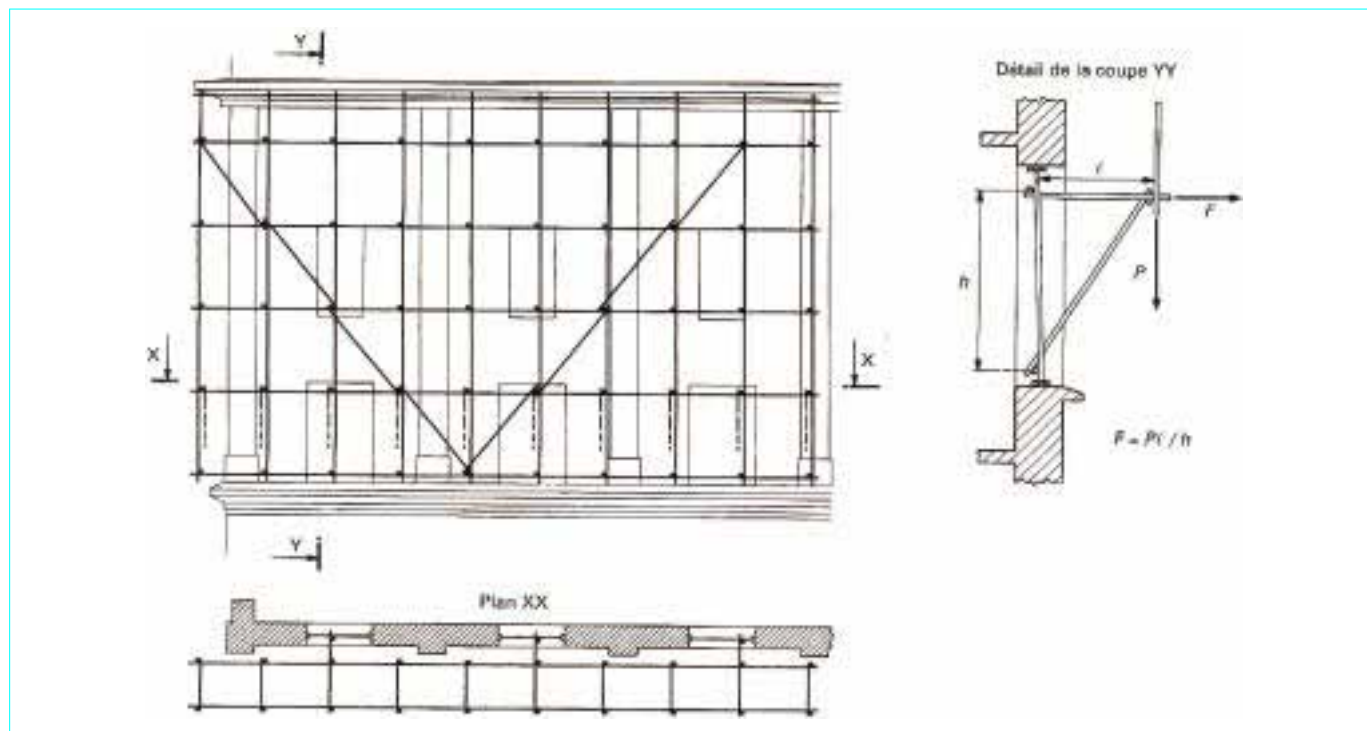


Figure 30 – Échafaudage en encorbellement

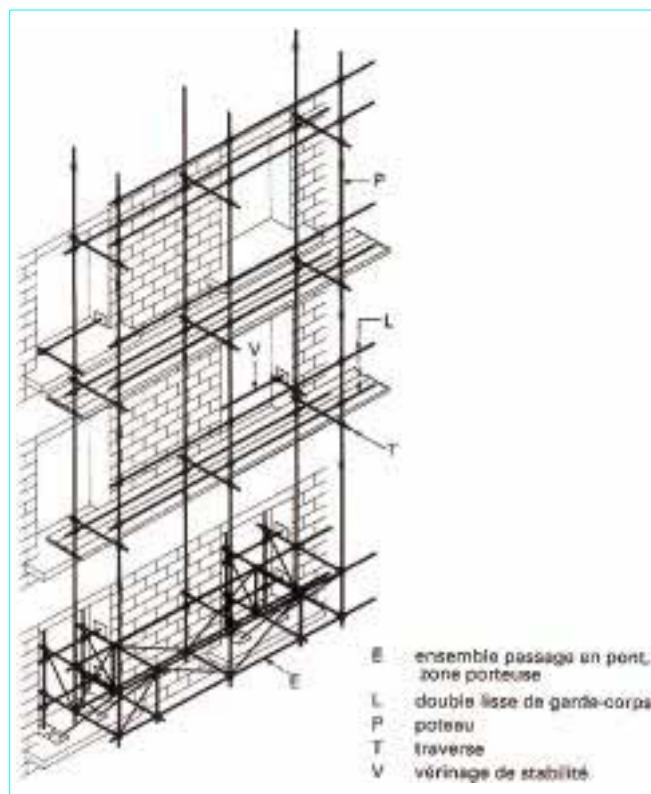


Figure 31 – Échafaudage en bascule avec passage en pont

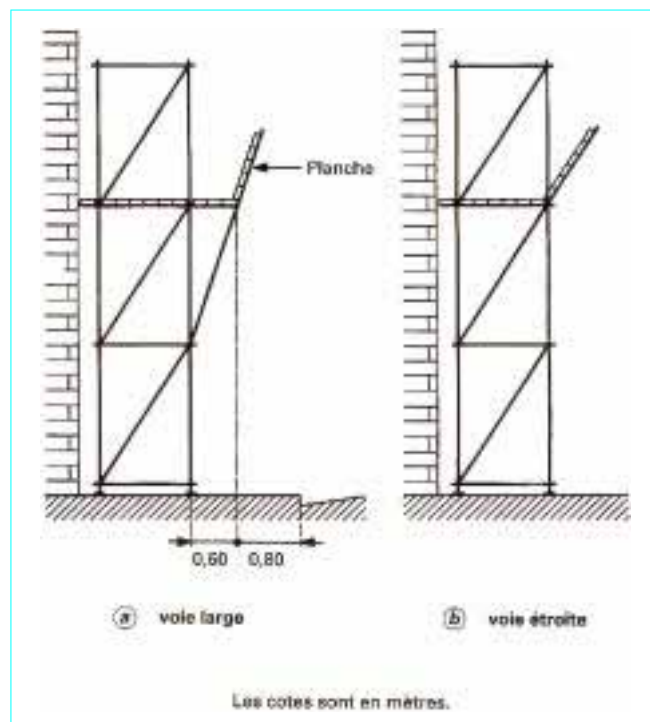


Figure 32 – Pare-vents

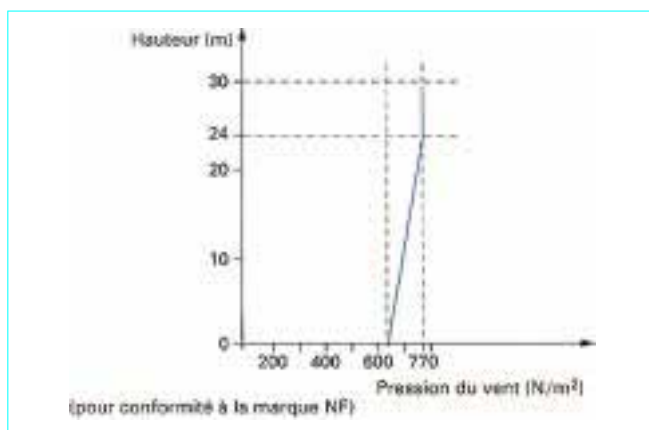


Figure 33 - Vent hors service conventionnel

et pour des échafaudages recouverts (de bâche : imperméabilité, ou de filets : non-imperméabilité).

7.1.10 Poids du matériel et temps de montage

À titre indicatif, le poids d'échafaudage par m^2 de façade (planchers non inclus) est :

- pour l'entretien : 6 à 8 daN ;
- pour la construction : 8 à 10 daN.

Le poids des planchers (par m^2 de surface horizontale) est :

- pour l'entretien : 12 à 16 daN ;
- pour la construction : 14 à 20 daN.

Jusqu'à 15 m de hauteur le temps de montage est de 10 h/t, et le temps de démontage de 8,5 h/t.

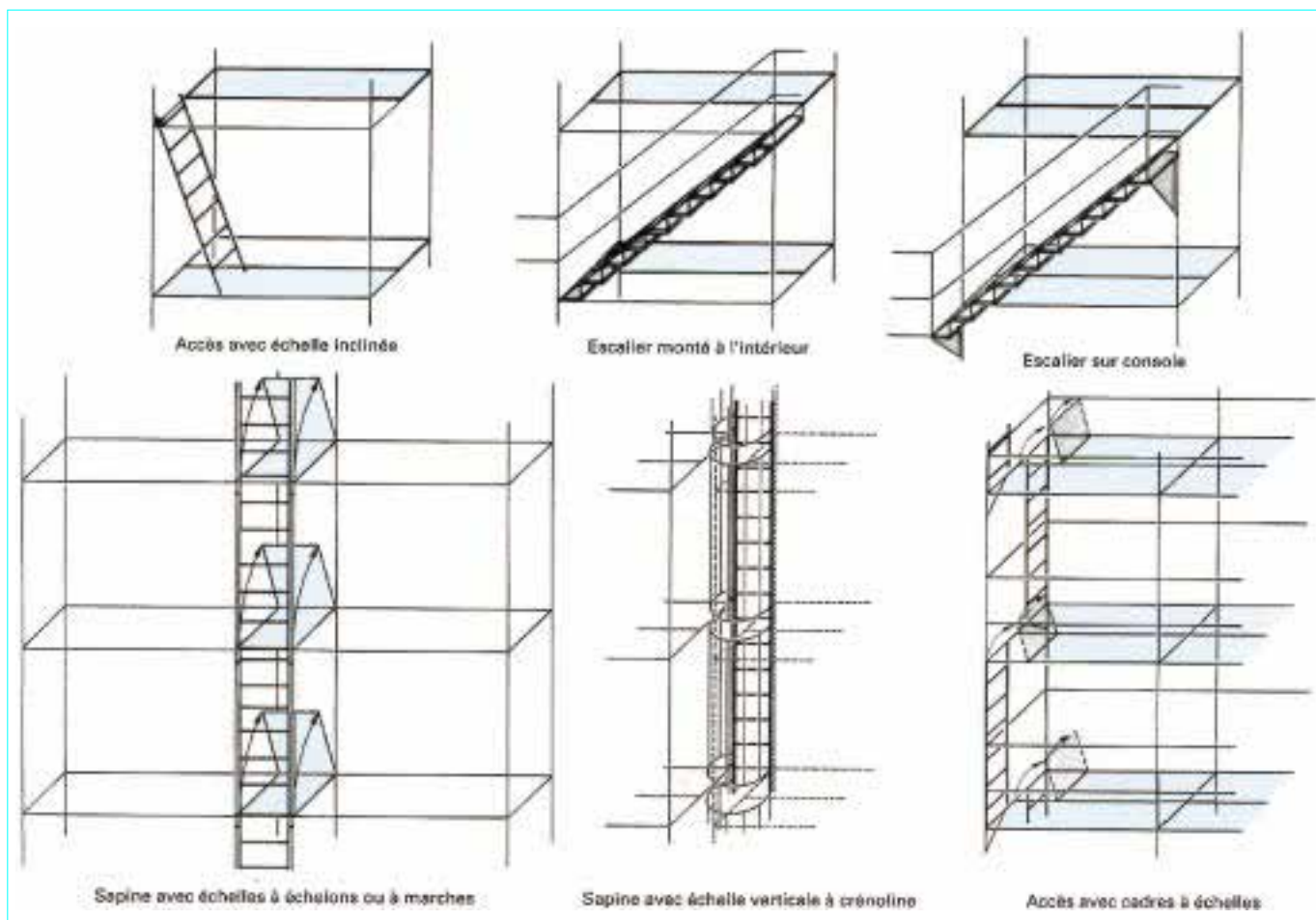


Figure 34 - Accès dans les échafaudages

7.1.11 Moyens d'accès

Les moyens d'accès aux niveaux de travail (échelles verticales et inclinées) doivent être prévus et mis en place au fur et à mesure du montage (figure 34) ; ce peuvent être aussi des escaliers.

■ Échelles

Espacement entre montants : ≥ 300 mm.

Entre-axes des échelons : $250 \text{ mm} \begin{smallmatrix} + 50 \\ - 0 \end{smallmatrix}$ mm.

Espace libre en arrière des échelons ≥ 150 mm.

Charge admissible pour chaque échelon : 1,5 kN.

■ Escaliers

Chaque marche, d'au moins 500 mm de largeur, doit pouvoir supporter soit une charge de 1,5 kN concentrée sur $200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$, soit une charge uniformément répartie de $1,0 \text{ kN/m}^2$.

Les volées doivent pouvoir supporter toutes les marches chargées uniformément à $1,0 \text{ kN/m}^2$.

7.1.12 Déflexions

■ Planchers

Sous les charges concentrées données dans le tableau 4, le plancher ne doit pas fléchir de plus de 1 % de la portée, et la déflexion ne doit pas dépasser 25 mm de différence de niveau entre un élément de plancher chargé et un élément adjacent non chargé.

■ Garde-corps

Aucune lisse, principale ou intermédiaire, ne doit fléchir de plus de 35 mm sous une charge horizontale de 0,3 kN, et doit pouvoir supporter sans désordre une charge verticale de 1,25 kN.

7.2 Échafaudages de service, autres que de façade, et structures provisoires

7.2.1 Parapluies

Ces structures, utilisées pour mettre les immeubles hors d'eau pendant une surélévation ou pendant certains travaux, sont en général couvertes avec des tôles ondulées galvanisées dont la fixation aux tubes de l'ossature se fait par des crochets spéciaux (figure 35) de 12 cm de longueur, en acier demi-dur, évitant le percement des tôles. Les efforts dus au vent sont très importants et doivent être pris en compte dans les calculs de la structure et de ses amarrages au bâtiment.

Ces constructions provisoires peuvent prendre appui sur le sol ou partir sur un porte-à-faux (figure 36). Pour pouvoir bien s'adapter à toutes les configurations, les parapluies se montent à l'aide de tubes et raccords.

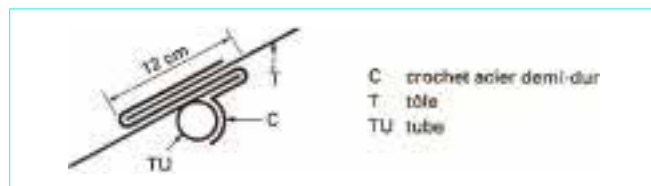


Figure 35 – Crochet à tôles

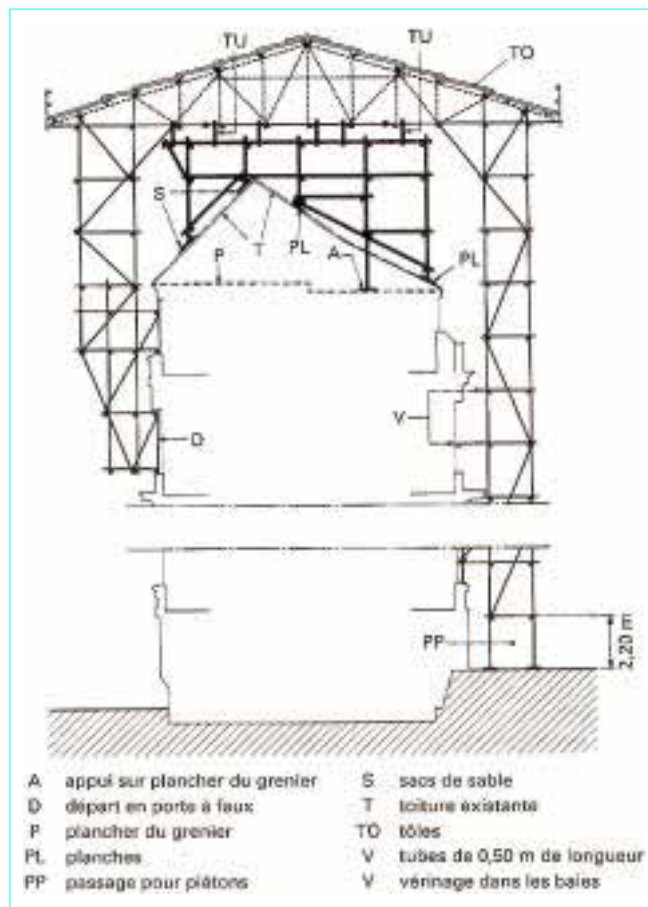


Figure 36 – Parapluie

7.2.2 Hangars

On peut construire en tubes et raccords des hangars de toutes formes et de toutes dimensions (semi-définitifs ou provisoires, ils sont complètement récupérables) (figure 37).

Leurs portées courantes vont de 5 à 22 m et se réalisent en $\varnothing 33,7$; $\varnothing 42,5$; $\varnothing 48,3$ mm suivant les portées et les conditions climatiques.

Les fermes les plus classiques sont les suivantes :

- fermes à entrain horizontal avec ou sans diagonales d'angle ;
- fermes à entrain retroussé ;
- fermes à tirant horizontal.

On peut compter environ 5 à 8 m de tubes par m^2 couvert (pour une hauteur maximale de 8 m) soit 25 à 40 daN/m^2 .

Les palées sont souvent implantées dans des massifs en béton de gravillons.

Pour la pose des couvertures, on disposera de garde-corps provisoires (figure 38).

On peut réaliser ces hangars avec des composants spécifiques préfabriqués et démontables pour une gamme de structures.

7.2.3 Échafaudages roulants

Ce sont des structures de service autostables et rigides (figure 39), garnies d'une ou de plusieurs plates-formes de travail et de repos, et munies de moyens d'accès (échelles avec paliers de repos distants au plus de 3,00 m).

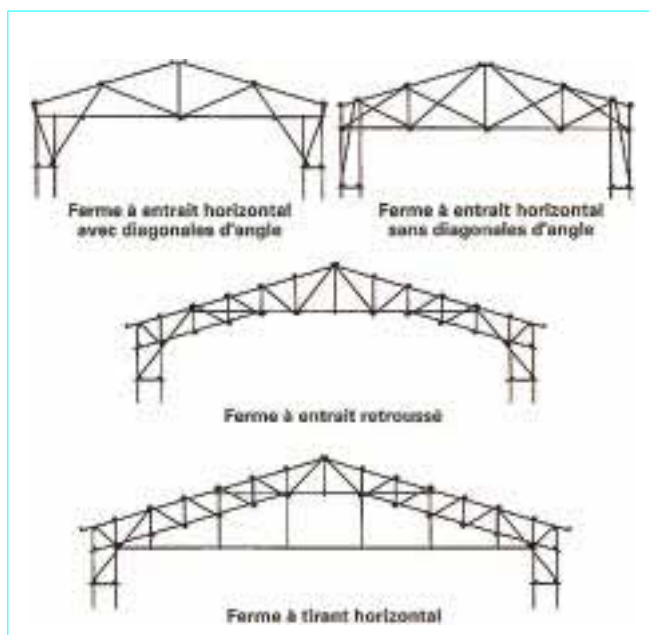


Figure 37 - Hangars

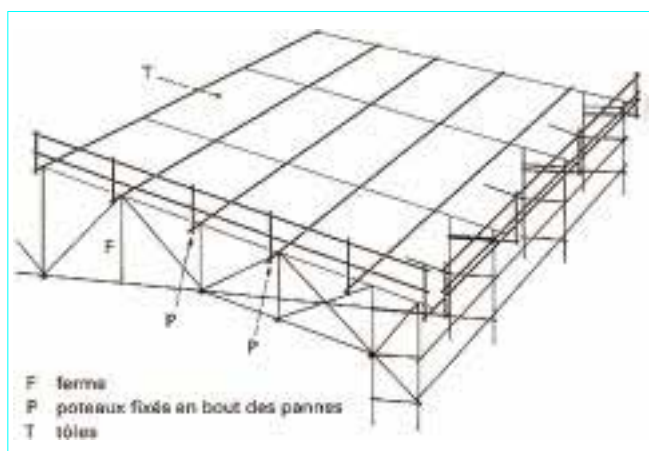


Figure 38 - Garde-corps provisoire pour pose de couverture

Les roulants sont constitués par des **éléments préfabriqués**, spécifiques de leur utilisation, qui sont commercialisés pour certaines gammes d'applications ; ils ont au minimum quatre roues, munies chacune d'un dispositif de blocage en rotation et en translation (ces roues doivent être compatibles avec la charge admissible).

Ces appareils sont très utilisés dans les professions du second œuvre, ainsi que pour les services d'entretien et de nettoyage. Il en existe toute une gamme permettant de travailler de 1 à 20 m en hauteur (avec adjonction de stabilisateurs, s'il y a lieu), sur des planchers de surface variant de 1 à 9 m², pour une charge uniformément répartie de 1,5 à 2,0 kN/m².

La stabilité d'ensemble doit être assurée comme indiquée au paragraphe 5.4. Les appareils doivent être placés sur sol plan et résistant (1 à 2 % de pente au maximum).

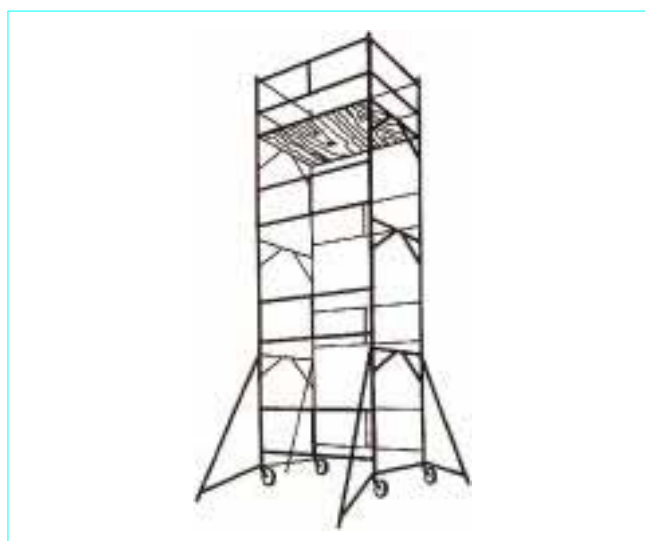


Figure 39 - Échafaudage roulant

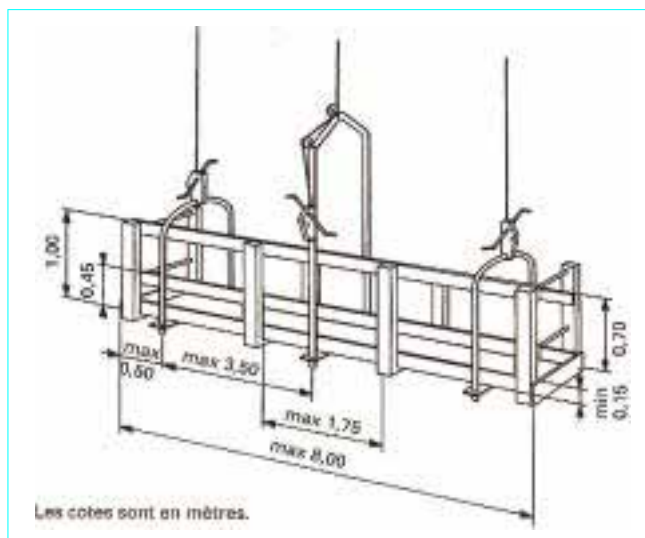


Figure 40 - Échafaudage volant

Aucun personnel ne doit se trouver sur le plancher lors des déplacements. Le plancher doit comporter une trappe rabattable à refermer pendant le travail. Les garde-corps suivent les mêmes règles que pour les échafaudages de façade.

7.2.4 Échafaudages volants

Dans ce type d'équipements, le plateau de travail est suspendu au sommet de la construction par l'intermédiaire de cordages ou de câbles métalliques (figure 40).

Il y a deux types de volants :

- les volants légers, de peintres, qui admettent une surcharge de 70 daN par mètre linéaire, et de longueur maximale 6 m (NF P 93-301) ;
- les volants conçus pour 180 daN/m² et de longueur maximale 8 m.

Il faut se reporter au décret n° 65-48 du 8.1.1965 pour les cordages, câbles, treuils, et pour la manœuvre.

■ Plateau

C'est un plancher réalisé en bois, en métal ou en d'autres matériaux de résistance appropriée, entouré :

- sur les côtés extérieurs, par des garde-corps et des plinthes (décret n° 65-48) ;
- sur le côté intérieur, par une lisse à 0,70 m de hauteur au-dessus du plancher (il est recommandé d'avoir aussi une plinthe de hauteur 15 cm sur ce côté).

La largeur minimale du plateau est de 55 cm.

Le plateau doit être supporté par des longerons d'une seule pièce, reposant sur des étriers métalliques espacés de 3,50 m au plus, le porte-à-faux au-delà des étriers ne devant pas dépasser 0,50 m.

■ Organes de suspension et de manœuvre

Les étriers intermédiaires ont une hauteur d'au moins 1,70 m. Les plateaux doivent reposer sur deux étriers jusqu'à 3 m, sur trois étriers au-delà de 3 m.

Les treuils sont manuels ou motorisés ; ils doivent être munis d'un blocage automatique anti-chute.

■ Règles générales pour les accrochages

Les suspentes ne doivent pas tirer en biais.

Les organes d'ancrage fixes ou amovibles doivent résister à la corrosion et pouvoir, sans déformation, résister à quatre fois la charge d'utilisation.

On utilise parfois des chèvres (toitures en pente, volants légers) ou des potences (terrasses avec acrotères en béton armé) (figure 41).

Ne jamais s'accrocher sur les acrotères avant de s'assurer de leur conception et de leur résistance.

7.2.5 Tours d'accès

Ce sont des tours à sections carrées ou rectangulaires (figure 42), destinées à accéder aux différents niveaux ; elles sont :

- soit réservées pour le personnel des chantiers de construction, de réhabilitation ou de démolition ;
- soit destinées au public, en secours, ou en remplacement d'ouvrages à construire, ou détruits tels que : escaliers, ascenseurs.

Le premier type de tours suit les règlements des échafaudages, le second suit les « dispositions générales » communes aux matériels ou établissements recevant du public (n° 1011 du JO).

Chaque dégagement, sortie, issue, escalier, palier... doit avoir une largeur proportionnée au nombre de personnes appelées à l'emprunter, et doit correspondre à un certain nombre d'unités de passage (une unité de passage est relative à 100 personnes) :

- pour une unité : 0,60 m à 0,80 m de front ;
- pour deux unités : 1,20 m à 1,40 m de front.

Les garde-corps, lisses, sous-lisses, plinthes suivent le décret n° 65-48.

Les escaliers ont leurs volées limitées à 25 marches.

Surcharge d'exploitation : 500 daN/m².

Ces tours doivent être stables, soit amarrées, soit lestées si nécessaire. Pour la stabilité, se reporter au paragraphe 5.4.

Elles sont posées sur le sol ou encastrées à la base.

L'amarrage se fait à un bâtiment existant, ou grâce à des haubanages réalisés avec des câbles (normes NF A 47-152 et NF A 47-202), avec de préférence des aciers de 160 à 180 daN/mm² de charge de rupture). Ces câbles sont reliés à des points fixes au sol ou sur des constructions existantes ; les points fixes au sol peuvent être des massifs de béton, ou des lests si le sol ne peut être affouillé.

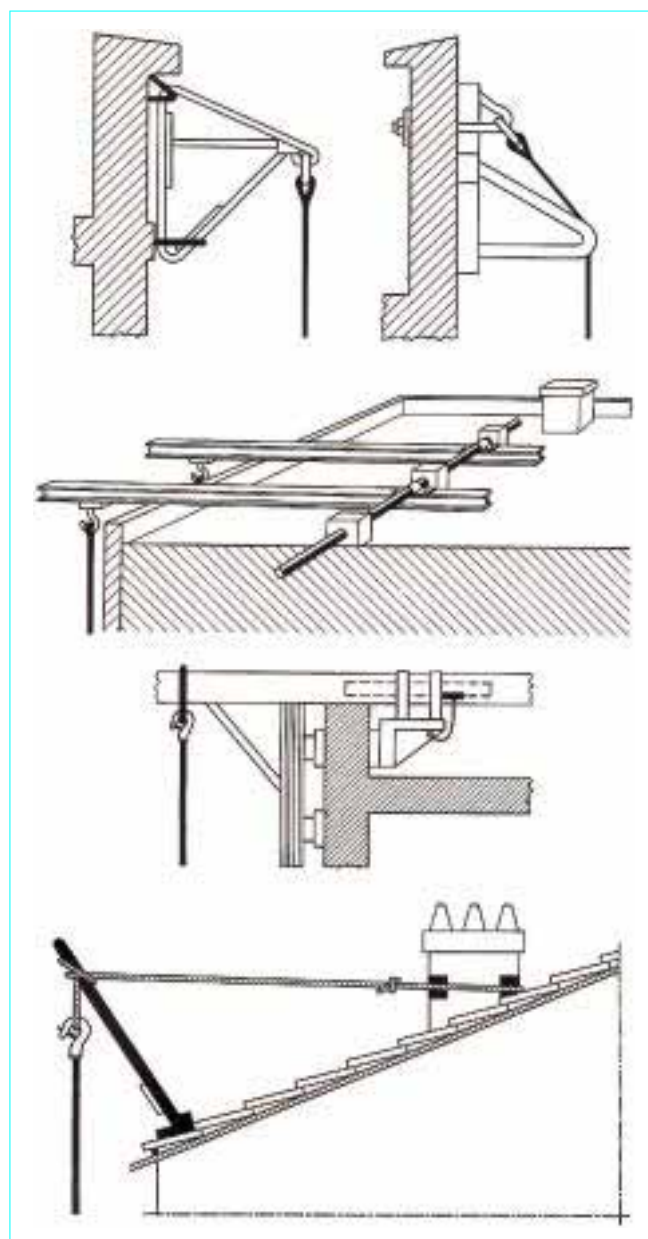


Figure 41 – Organes d'ancrage d'échafaudage volant

Les accessoires pour les câbles sont des cosses, des manilles, des estropes, ou des chaînes.

Pour la mise en tension, on utilise palan, moufle, tirfor. On vérifie au dynamomètre sur câble auxiliaire à l'aide d'un serre-câble à serrage automatique [1].

7.2.6 Échafaudages de service en volume

Nous donnons, figure 43, l'exemple d'un échafaudage en volume pour travaux sur une carène de bateau dans lequel une bonne solution en préfabriqué est d'utiliser le système modulaire (dit aussi multidirectionnel, ou multiniveau).

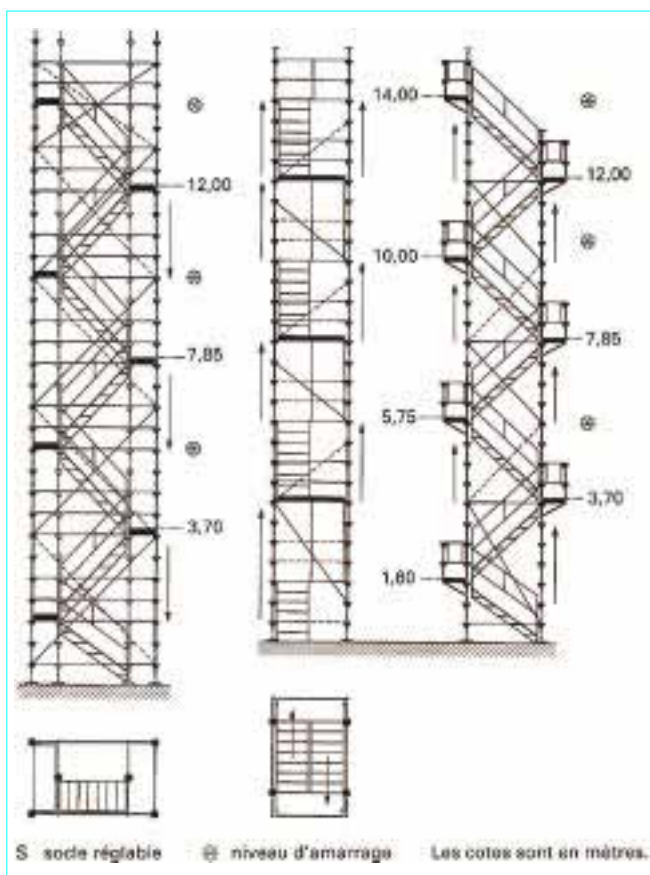


Figure 42 - Tours d'accès

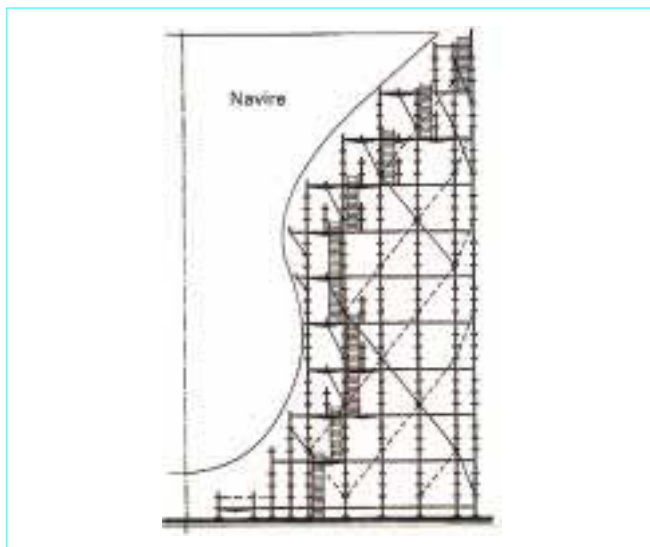


Figure 43 - Échafaudage dans un chantier naval. Système modulaire

7.3 Échafaudages d'étaie

Les étaielements permettent de soutenir de lourdes charges et de les transmettre de la tête, où elles sont appliquées, à la structure et aux éléments d'appui, sur le sol, ou à un niveau de réception organisé sur le chantier pour les recueillir.

Les charges sont supportées axialement par les poteaux.

7.3.1 Dispositions. Charges

L'étaielement a pour but de soutenir, jusqu'au décoffrage, les ouvrages en béton armé ou précontraint, pendant le coulage, pour des planchers industriels, des planchers de bureaux, de logements, des tabliers de ponts (figure 44).

La structure tubulaire comprend :

- des poteaux dont la disposition en plan est fonction des charges, de la nature des poteaux et de la composition du coffrage ;
- des moises horizontales (lisses et traverses) entretoisant les poteaux à chaque étage.

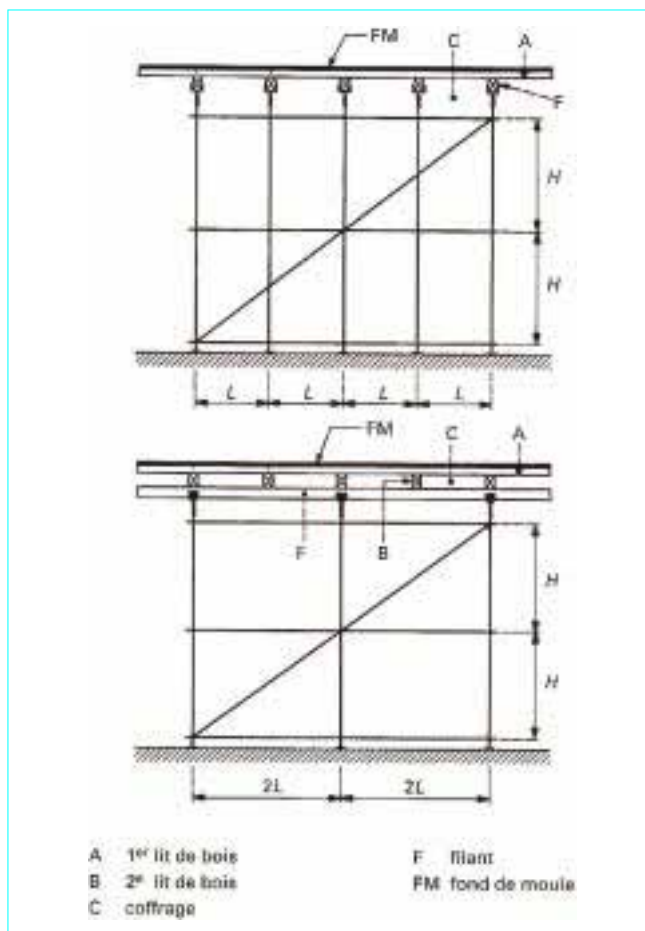


Figure 44 - Principes d'étaielements

Pour obtenir un système triangulé à nœuds non déplaçables (ce qui est très recommandé pour une bonne utilisation des matériaux, bien que l'on trouve parfois des marques avec des systèmes à nœuds déplaçables), il faut placer une ou plusieurs diagonales à chaque étage (selon le cas à traiter) dans les plans longitudinaux et transversaux assurant la stabilité élastique et le contreventement.

7.3.2 Coffrage

Le coffrage comporte généralement le fond de moule en contreplaqué, sous la peau du béton, puis un, deux ou trois lits de bois (planches à plat puis vaux ou sablières sur chant, puis éventuellement des filants sur chant).

Les équarrissages choisis sont souvent des bastings et, pour ceux qui reposent dans les fourches réglables à vérins situées en tête des poteaux, des madriers ou des poutrelles d'acier ou d'aluminium (figure 45).

Couchis est le nom donné à l'ensemble fond de moule + planches à plat, s'il y en a, plus vaux ou sablières.

Citons, en dehors des coffrages en bois, les coffrages avec des éléments métalliques, plastiques ou mixtes, dont les caractéristiques sont à demander aux constructeurs.

Les jointures des bois doivent se faire sur le lit inférieur.

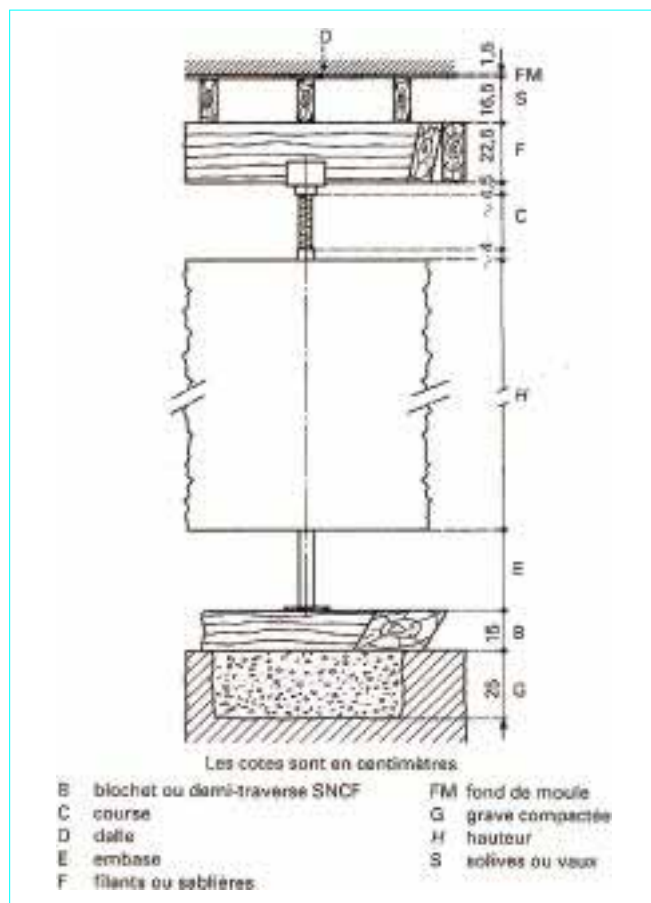


Figure 45 – Étalement : base et coffrage

7.3.3 Charges à prendre en compte

■ Calcul du coffrage

Béton armé ou précontraint : 2,5 t/m³ environ.

Charge locale pour le calcul d'un bois : 200 daN/m².

Ne pas tenir compte de la continuité des bois pour leur calcul, mais uniquement pour la charge sur poteau.

■ Calcul des poteaux

Ajouter la charge due au coffrage, environ 10 % de la charge due au béton.

Les fourches à vérin permettent le réglage fin en hauteur au montage, puis le décentrement (qui peut être suivi d'un déplacement sur galets pour réemploi, après remise à hauteur). Ce réglage peut être complété par le jeu des vérins des socles réglables au pied. Le décentrement peut atteindre 10 cm.

Les fourches ne supportent qu'un excentrement de charge très limité pour que la tige filetée ne soit pas soumise, en plus de la compression, à un moment de flexion trop important : on doit s'arranger pour que les filants apportent la charge axialement.

Au pied, le socle, de surface au moins 150 cm², transmet les charges au sol à l'aide d'une répartition judicieuse des bois, pour ne pas dépasser la résistance admissible du sol, qui est évaluée par l'ingénieur de l'entreprise de travaux, ou par l'ingénieur des ponts et chaussées, ou de la SNCF... le cas échéant.

7.3.4 Différents types d'étalement verticaux

En dehors des étalements en tubes et raccords, l'étalement préfabriqué a été diversifié et l'on trouve sur le marché les matériels suivants (figures 46 et 47).

■ Étais télescopiques

Utilisés pour les planchers de hauteur modérée (en général, pas plus de 4 m), ils doivent soutenir au moins une charge de service de 1 t en déploiement maximal. Attention à la stabilité de l'ensemble !

■ Étalements en tours

Ils sont de sections triangulaires carrées, rectangulaires à l'aide de cadres complètement contreventés ou non complètement contreventés, les poteaux pouvant être utilisés sous 5 à 10 t. Ces tours peuvent se relier à certains niveaux par des adjonctions en tubes et raccords (figure 48).

■ Étalements en palées ou en volumes

– **Système à cadres** triangulés associés deux à deux par moises, et pouvant recevoir des diagonales préfabriquées ; peut constituer des **palées**.

– **Système à poteaux préfabriqués** associés par triangles verticaux ; peut constituer des **tours**, des **palées** et des **volumes** (5 à 10 t par poteau).

– **Système modulaire** à poteaux préfabriqués munis de pontets (tous les 0,50 m en général) reliés par moises (lisses, traverses à chaque étage) et recevant suffisamment de diagonales préfabriquées pour assurer contreventement et stabilité (4 à 6 t par poteau) ; utilisable en tours, palées, volumes.

■ **Pylônes** : ils supportent une très lourde charge avec une section réduite (tube de gros diamètre ou treillis d'espace) et reçoivent en tête des gros fers, ou l'appui de poutres de franchissement. Ces pylônes, capables de recevoir 10 à 20 t, sont télescopiques.

Pour les préfabriqués pour tours, palées et volumes, le poids de matériel pour une hauteur allant jusqu'à 6 m est d'environ 8 à 10 daN par m³ sous dalle.

Le temps de montage est de 8 h/t et le temps de démontage de 5 à 6 h/t.

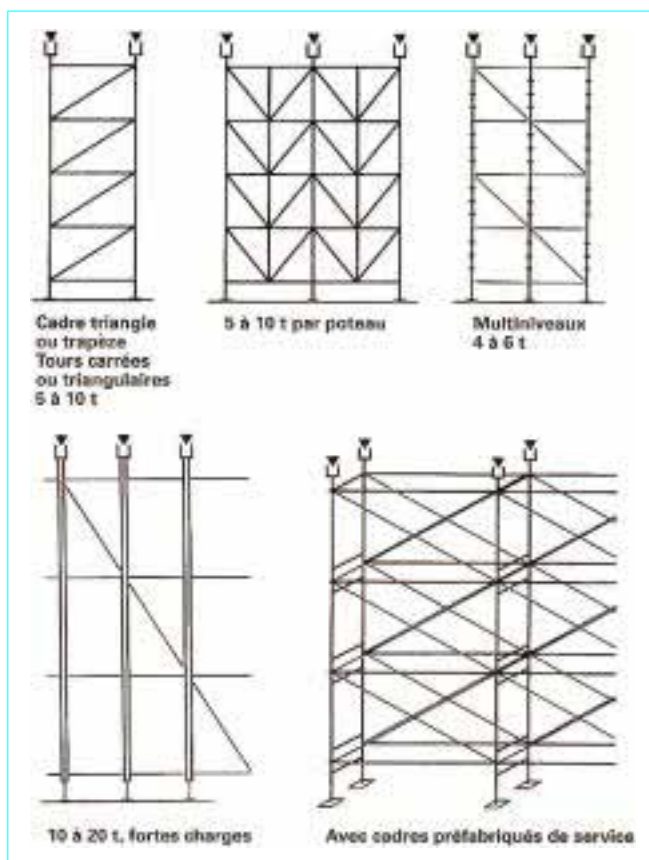


Figure 46 - Étaisements

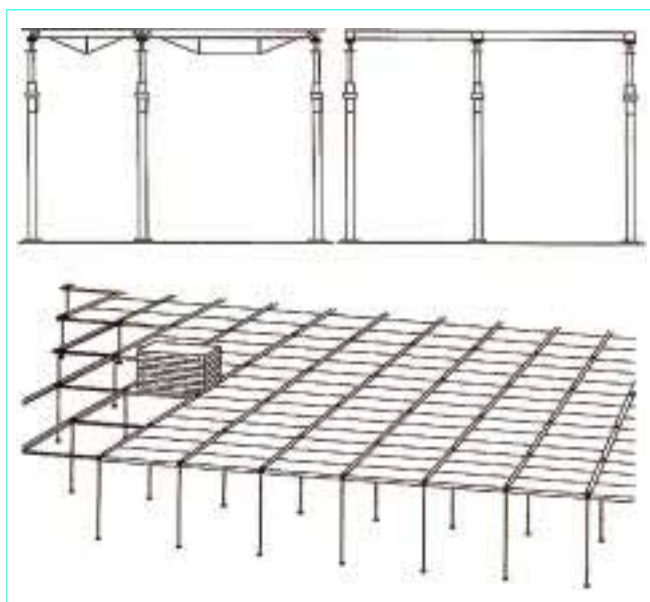


Figure 47 - Poutrelles supports de coffrages modulaires préfabriqués s'appuyant sur des étais télescopiques

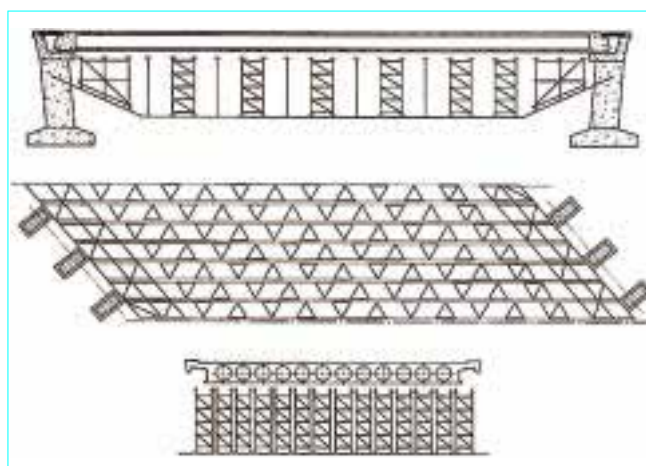


Figure 48 - Étaiment de pont par des tours d'étaiment

7.3.5 Reprise de charges sur poutrelles et poutres (étaiment horizontal)

Cet étaiment horizontal est reçu en général sur des pylônes. Ces pièces de franchissement, généralement en treillis, sont composables, adaptables et démontables.

Les constructeurs donnent leur poids propre, leur moment fléchissant, l'effort tranchant admissible. On peut les associer par moises et par diagonales en tubes et raccords.

8. Organisation du chantier. Entretien

Pour tout échafaudage en tubes et raccords ou en éléments préfabriqués, une reconnaissance préalable est nécessaire : il faut savoir quelle est sa destination exacte, quelles charges devront être supportées.

Les points d'appui seront vérifiés, ainsi que les points d'ancrage s'il y a lieu.

Une nomenclature du matériel à apporter sur les lieux sera établie, il est recommandé de faire un schéma de montage, et une note de calculs justificatifs sera fournie pour les cas qui comportent des risques.

Le montage se fera avec du matériel en bon état (tubes droits, cadres non faussés, raccords et accessoires sans souillures, filetages graissés). Ne jamais redresser de tubes à chaud.

Les calages sur appuis doivent être bien exécutés. Les aplombs des montants, les niveaux des moises doivent être vérifiés ; en tubes et raccords les nœuds doivent être le plus compacts possible et les diagonales doivent arriver au plus près des nœuds.

Le personnel de montage doit avoir à sa disposition des ceintures de sécurité.

Il faut respecter les consignes et obligations imposées par la voirie et les lignes électriques. Pour les échafaudages de 20 m de hauteur et plus, prévoir une mise à la terre par un spécialiste auprès duquel on prendra conseil pour d'autres cas à risques.

Au démontage, il faut descendre les éléments avec précaution ; les amarrages doivent se démonter au fur et à mesure du démontage, du haut vers le bas.

Stockage : avant chaque rangement, les pièces doivent être vérifiées. Tout élément douteux, déformé ou ayant subi un choc important doit être éliminé.

9. Annexe A. Étaieiment dans le cas de sous-face inclinée

On peut voir sur les figures 49, 50, 51, 52 et 53 les dispositions et précautions à prendre, dans plusieurs cas d'étaieiment avec sous-face inclinée, pour éviter les désordres qui pourraient résulter de cette inclinaison.

Les légendes des figures donnent des indications sur les dispositions recommandées.

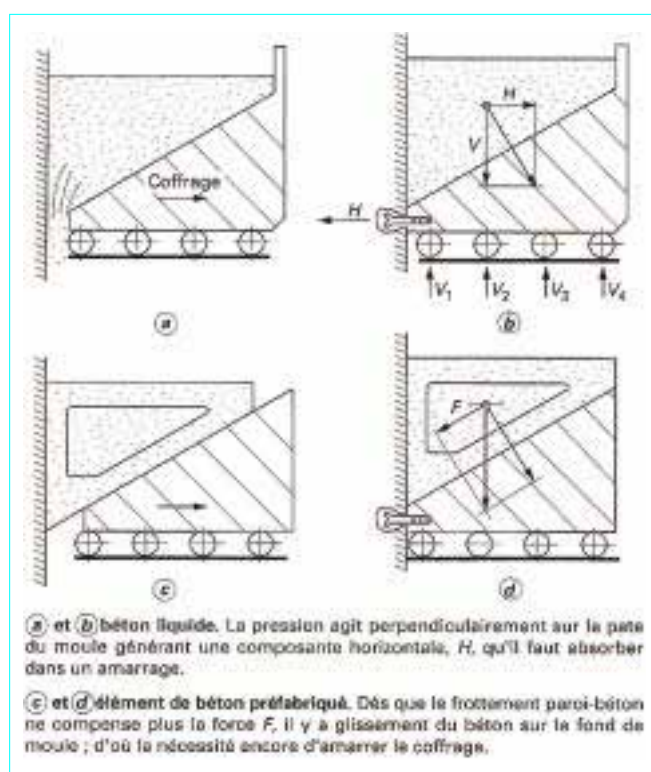


Figure 49 - Fonds de moule inclinés

10. Annexe B. Étaieiment de façade

Cet étaieiment est nécessaire lorsque l'on refait entièrement l'intérieur d'un bâtiment tout en conservant la façade ancienne (figure 54). L'étaieiment doit être capable de reprendre les poussées horizontales dues, d'une part aux efforts du vent, et d'autre part à une fraction du poids total de la maçonnerie (1/100).

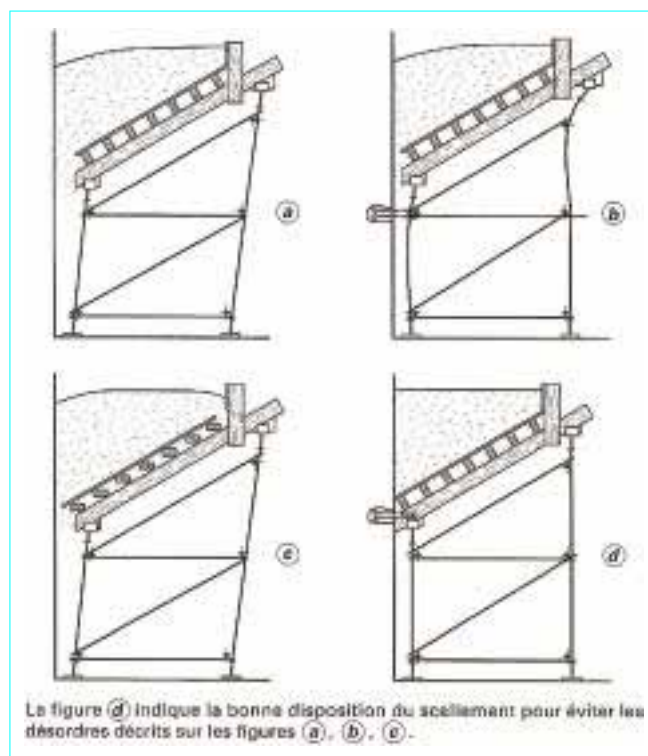


Figure 50 - Étaieiment de sous-face inclinée

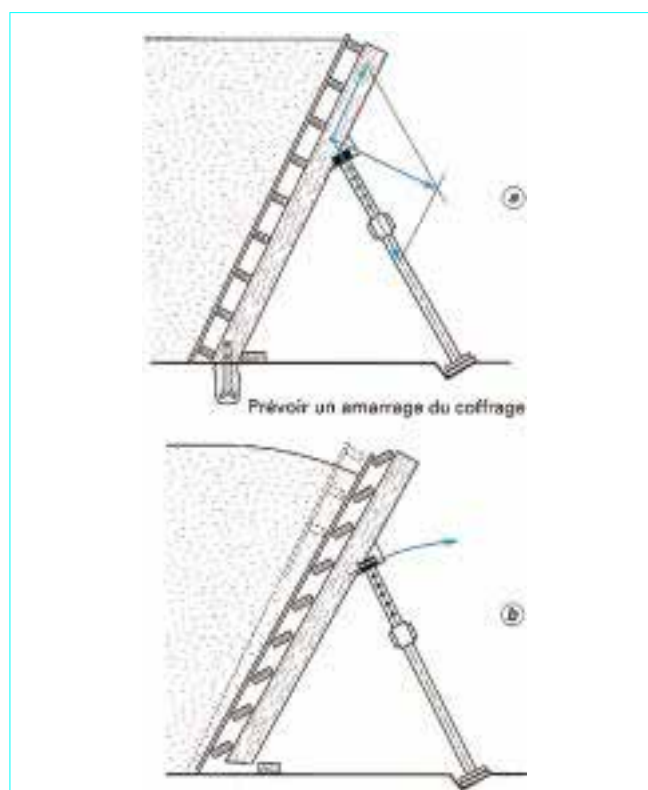


Figure 51 - Étaieiment de paroi verticale ou inclinée

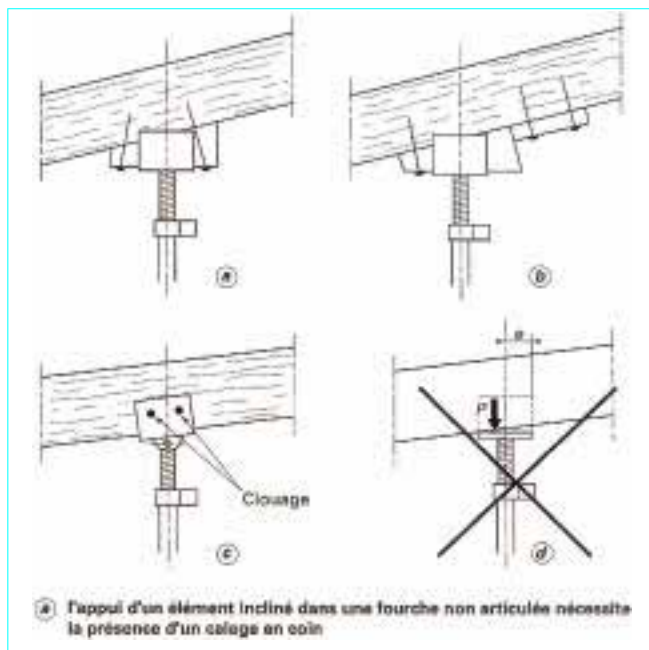


Figure 52 - Transmission des charges des coffrages sur le fond de fourche

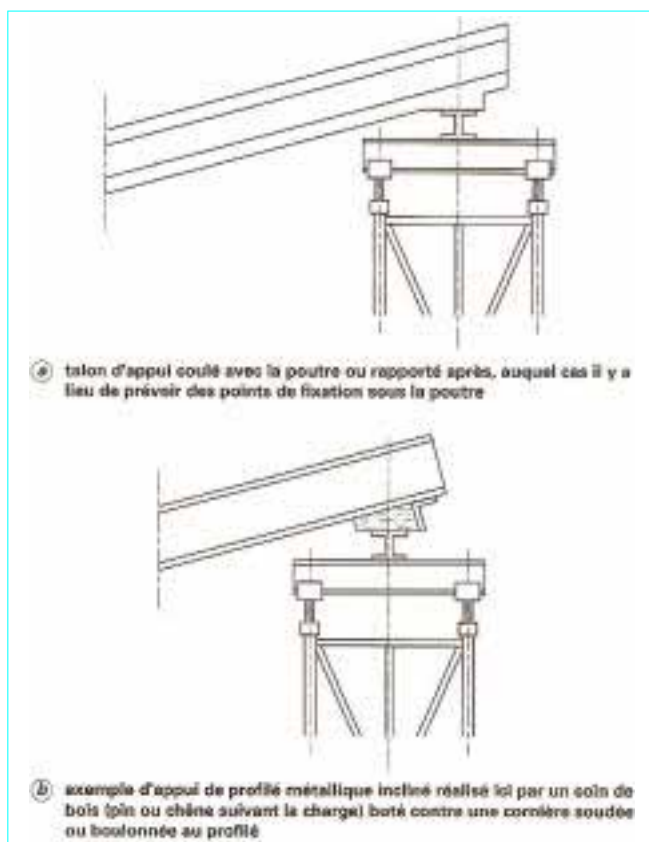


Figure 53 - Appui provisoire d'élément incliné (poutre, dalle...) en béton préfabriqué ou profilé métallique

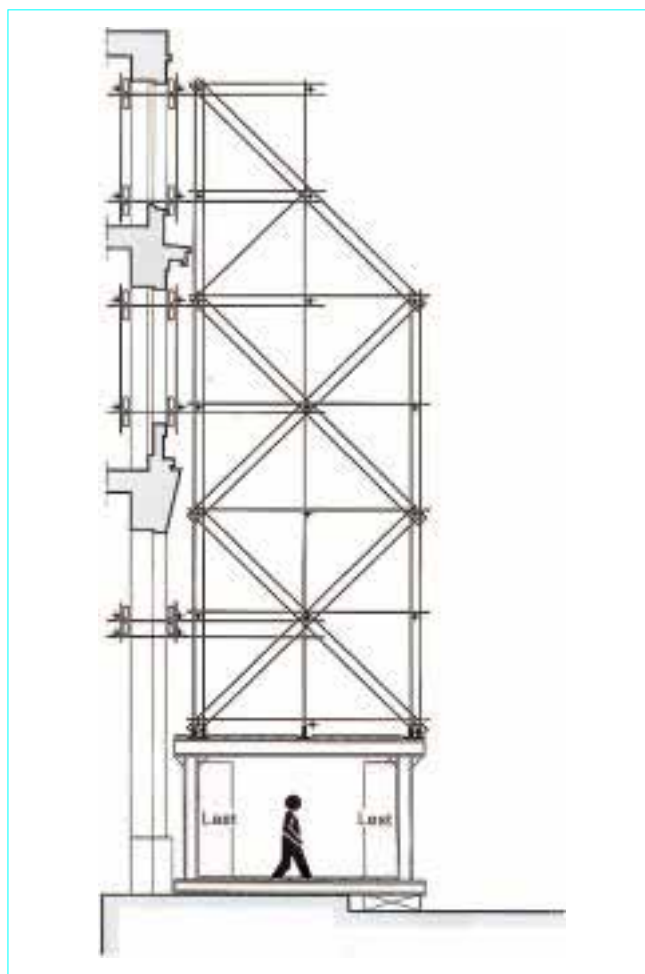


Figure 54 - Étançonnement de façade