

Constructions métalliques

Pathologie des structures métalliques

par **Jacques MAYÈRE**

Ingénieur INSA

Responsable de l'activité Charpentes métalliques et Bois du Bureau Veritas

1. Erreurs matérielles	C 2 690 - 3
1.1 Au bureau d'études	— 3
1.2 À l'atelier	— 4
1.3 Au chantier	— 4
2. Causes accidentelles.....	— 5
2.1 Actions excessives de type normal	— 5
2.2 Actions anormales.....	— 5
3. Ignorance.....	— 5
3.1 Au niveau du projet.....	— 5
3.2 Au niveau de l'exécution.....	— 6
3.3 Au niveau du montage.....	— 6
3.4 Après la mise en service	— 6
4. Erreurs de conception ou d'études.....	— 7
4.1 Poutres à treillis	— 7
4.2 Poutres à âme pleine	— 8
4.3 Poteaux.....	— 9
4.4 Stabilités.....	— 10
4.5 Non-respect des hypothèses de calcul-modélisation.....	— 11
4.6 Instabilités d'ensemble	— 11
4.7 Interfaces.....	— 11
4.8 Qualité et choix des aciers.....	— 11
5. Facteurs externes.....	— 12
5.1 Neige.....	— 12
5.2 Poussière ou sable.....	— 12
5.3 Vent.....	— 12
5.4 Précipitations	— 12
5.5 Température	— 13
5.6 Tassements différentiels	— 13
6. Erreurs d'exécution	— 13
6.1 Mauvais choix du matériau	— 13
6.2 Mode d'assemblage	— 13
7. Erreurs de montage.....	— 14
7.1 Efforts anormaux	— 14
7.2 Instabilité en cours de montage.....	— 14
7.3 Ordre de montage	— 15
7.4 Pièces déformées avant montage.....	— 15
7.5 Contrôle chantier	— 15
8. Mauvaise utilisation et défauts d'entretien	— 15
8.1 Charges imprévues.....	— 15
8.2 Défaut d'entretien	— 15
9. Réparations.....	— 15
9.1 Réhabilitation des structures anciennes.....	— 15
9.2 Renforcement des structures.....	— 16
Pour en savoir plus.....	Doc. C 2 690

Une construction, quelle que soit sa destination (habitation, usage industriel, collectivité, spectacle...) et son principe constructif (matériau, type de structure), doit être capable de résister aux efforts qui lui sont appliqués. Dans le cadre du sujet du présent article, ce rôle de « résistance » est assuré par l'ossature ou structure en acier constituant le « squelette » de la construction.

L'acier utilisé en construction métallique [1] a des caractéristiques garanties. C'est un matériau isotrope et homogène ayant un comportement idéal vis-à-vis de la théorie de l'élasticité, base des lois de la résistance des matériaux. Il est ductile, propriété nécessaire à la bonne répartition des efforts dans les assemblages.

Il est soudable, sous réserve de respecter les dispositions prescrites au projet (§ 6.2).

C'est le matériau d'usage courant en construction qui présente les caractéristiques les plus élevées pour le poids le plus faible.

La **structure** assure principalement le cheminement des efforts extérieurs appliqués jusqu'aux bases solides, les fondations. La connaissance de ce cheminement est essentielle quant à l'étude des éléments constitutifs de la structure ainsi que de leurs liaisons (attaches). La structure est stable si cette transmission s'effectue sans désordre.

Les ossatures métalliques sont généralement « souples » et constituées de barres « élancées » ou d'éléments minces. Ces caractères spécifiques sont à garder présents à l'esprit lors des études, les problèmes de flexibilité, voilement, déversement de poutres fléchies et flambement d'éléments comprimés étant déterminants dans la justification et le dimensionnement des structures métalliques.

Les **règles** actuelles [2] permettent la justification des structures en acier par la théorie de la résistance des matériaux dans le domaine élastique avec prise en compte éventuelle d'un coefficient d'adaptation plastique. La justification des structures avec prise en compte de la plasticité, sous certaines conditions et précautions, est codifiée depuis 1981 [3].

Les futurs règlements de calcul des structures en acier en cours de préparation [Eurocode 3, EC3-DAN (document d'application national)] codifieront d'autres méthodes de calculs (analyses non linéaires : géométrie et/ou matériau).

Le respect du domaine de validité de ces codes est essentiel et doit être vérifié à chaque projet.

Les règlements sont une partie des outils nécessaires à la bonne réalisation d'une structure. Le nombre des intervenants à la réalisation d'une construction fait que, malheureusement, des erreurs et omissions peuvent être produites et être la cause de sinistres plus ou moins graves.

Une structure peut être sinistrée :

- soit par effondrement total ou partiel sous l'effet de chargement ;
- soit par des déformations importantes rendant la structure impropre à son exploitation.

Les origines de ces sinistres sont dues principalement à :

- des erreurs de conception : 13 %, dont 3 % de structures instables ;
- des erreurs de bureau d'études : 45 % ;
- des erreurs de montage : 35 %, dont la moitié est due à des instabilités provisoires, l'autre moitié se partageant entre malfaçons et fausses manœuvres ;
- des erreurs de fabrication ;
- des défauts du matériau.

L'analyse des causes d'un sinistre doit se faire en plusieurs étapes :

- examen de la structure sinistrée, déformations, déchirures, ruptures ;
- examen des conditions et circonstances au moment du sinistre, chargement de la structure ;
- recherche des causes du sinistre faite, en général, par l'exécution d'un nouveau calcul. Il n'est pas rare que cette nouvelle analyse fasse apparaître des insuffisances n'étant pas à l'origine du sinistre et auxquelles il faut alors aussi remédier.

La qualité des études est essentielle, compte tenu du caractère « industriel » des structures métalliques dans le domaine du bâtiment. On constate qu'une des principales causes actuelles des désordres provient de la mauvaise qualité des études.

Les contrôles doivent donc intervenir le plus tôt possible, dès le stade de la conception et des études. Les origines des sinistres sont nombreuses et variées ; certaines sont répétitives et connues, d'autres plus confuses.

Un sinistre est souvent dû à plusieurs causes : charges exceptionnelles, insuffisances, et c'est leur concomitance qui le déclenche. Le risque de sinistre est donc accru par la multiplicité des erreurs commises.

L'étude et le recensement de l'origine des sinistres constituent la pathologie.

Les sinistres ont principalement pour origine :

- les erreurs matérielles au niveau des études, de la fabrication ou du montage ;
- les causes accidentelles comme les charges exceptionnelles ;
- l'ignorance au niveau du projet, de l'exécution, du montage et de l'utilisation ;
- les erreurs de conception et d'étude ;
- les facteurs externes ;
- les erreurs d'exécution ;
- les erreurs au montage ;
- la mauvaise utilisation et le défaut d'entretien ;
- des défauts du matériau.

La gravité des désordres varie, suivant les circonstances, de l'effondrement catastrophique au simple défaut d'esthétique ne présentant aucun risque. On peut distinguer :

- les instabilités d'ensemble conduisant à l'effondrement ou au renversement ;
- les instabilités propres d'éléments pouvant, par réaction en chaîne, conduire à une instabilité d'ensemble ;
- une durabilité insuffisante, corrosion, vieillissement, fatigue ;
- un comportement anormal comme les déformations excessives ou les perturbations du bien-être des usagers ;
- une atteinte à l'esthétique.

Nous allons, dans les paragraphes qui suivent, commenter les origines des désordres et les illustrer par des exemples concrets.

1. Erreurs matérielles

1.1 Au bureau d'études

■ Erreurs de dessin

Ces erreurs sont de types très variés. Elles vont des erreurs de traits dans les coupes et élévations représentées aux chiffres mal formés, aux lignes de cotes mal implantées. Elles sont souvent corrigées à l'exécution (traçage) en raison des incompatibilités qu'elles entraînent.

■ Fautes de calcul et analogues

Ce sont, par exemple, des erreurs d'opération, d'écriture de formules, etc.

■ Erreurs de transcription

Par exemple, sur les valeurs des caractéristiques des matériaux, les hypothèses de site, de charges d'utilisation.

Les conséquences des deux derniers types sont souvent plus graves que les erreurs de dessin, car elles peuvent donner l'illusion d'une sécurité qui n'est pas atteinte en réalité (contraintes minimisées...).

Exemples

— Erreur de légende sur un plan (figure 1)

Une poutre métallique AB d'un plancher prenant appui à ses deux extrémités A et B sur deux poteaux principaux supportait en un point C voisin de l'appui B un poteau secondaire apportant une charge d'environ 2 000 kN. Le dessinateur avait représenté sur le plan d'exécution l'attache de l'extrémité A de la poutre AB avec l'indication « attache identique pour l'extrémité B ». En raison de la position du poteau C au voisinage de l'appui B, celui-ci devait transmettre une charge d'environ 1 400 kN au lieu de 600 kN comme l'appui A.

• **Désordres** : il se produisit un cisaillement brutal et simultané de tous les boulons de l'attache B, la poutre AB ayant une hauteur importante par rapport à sa portée se coinça entre les deux poteaux principaux.

• **Remise en état** : elle consista en l'adjonction, sous l'extrémité B de la poutre, d'un contre-poteau fixé par boulons HR à serrage contrôlé sur le poteau B existant, et reprenant la totalité de la charge à transmettre.

— Erreur d'appréciation sur des hypothèses de calcul (figure 2)

Une poutre roulante d'une force de levage de 15 kN avait la particularité d'être appuyée à une extrémité et suspendue à l'autre. L'ensemble du poids propre de la poutre roulante et de la charge soulevée conduisait aux réactions suivantes par galet :

côté appuyé : 12 kN par galet ;

côté suspendu : 6 kN par galet.

- *Erreur* : le calculateur n'a pas remarqué que, s'il y avait 2 galets roulants sur le rail côté appuyé, il y en avait deux paires soit 4 galets roulants côté suspendus.

- *Conséquences* : des désordres sont apparus, en cours de fonctionnement de la poutre roulante, dans les fermes auxquelles était fixée la poutre I de roulement suspendue, fermes qui n'avaient été calculées que pour la moitié de la valeur normale de la charge de service. Des renforcements sur toutes les fermes ont dû être effectués.

1.2 À l'atelier

■ Erreur sur le choix des matériaux

Les différences de qualité ou de nuance des aciers ne correspondent pas à des aspects physiques différents. Il peut donc se produire des confusions involontaires dans les matériaux utilisés s'ils ne font pas l'objet d'un marquage ou si les consignes de classement ne sont pas rigoureusement appliquées dans les parcs à matières ou les magasins.

Ces erreurs risquent alors de conduire à des diminutions importantes des coefficients de sécurité et par conséquent d'aboutir à des sinistres graves.

■ Erreur d'échantillonnage

Ces erreurs sont relativement rares. Elles se produisent principalement lors de l'utilisation de profils creux présentant des variations d'épaisseur pour les mêmes dimensions extérieures. Dans ces cas, les diminutions des coefficients de sécurité sont plus faibles que dans le cas précédent en raison des faibles variations des caractéristiques dimensionnelles.

1.3 Au chantier

■ Erreur d'identification des pièces à monter due à des dimensions très voisines difficilement différenciables

L'étude doit prévoir, dans ce cas, des incompatibilités de montage afin d'éliminer ce genre d'erreurs.

■ Erreur dans le sens de montage d'une pièce, pouvant avoir des conséquences graves

Ce genre d'erreurs devrait, comme dans le cas précédent, être éliminé par des incompatibilités de montage.

■ Erreur de classe de boulons

Physiquement, un boulon de diamètre 20 mm classe 4.6 et un boulon de diamètre 20 mm classe 6.8 se ressemblent à la différence du marquage de la tête de vis (article *Assemblage par éléments filetés. Calcul* [B 5 560] dans le traité Génie mécanique). La confusion entre deux classes, pour un même diamètre, peut être dramatique si elle est dans le sens de la diminution de résistance. Cette erreur possible peut être éliminée au niveau des études en ne prévoyant que des diamètres différents par classes utilisées.

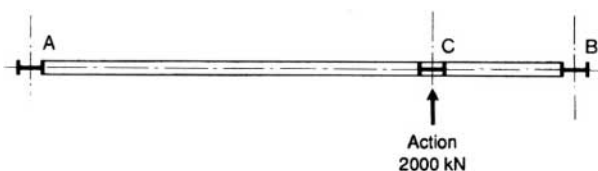


Figure 1 – Poutre métallique

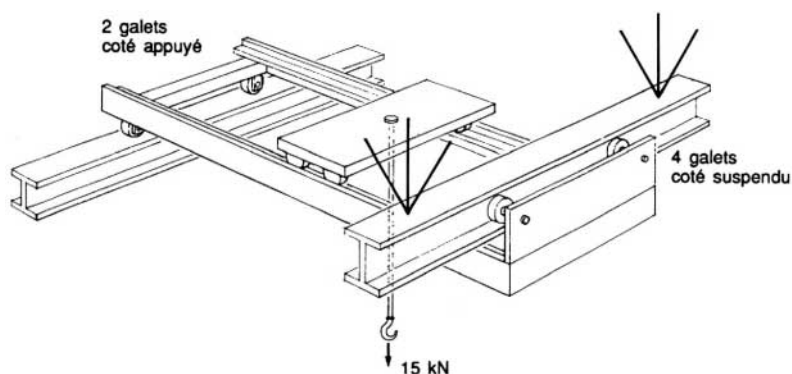


Figure 2 – Poutre roulante

2. Causes accidentelles

On peut ranger dans cette catégorie les actions imprévisibles, donc par définition non prévues, pendant la durée de vie de la construction.

2.1 Actions excessives de type normal

Il s'agit ici d'actions prévues dans l'utilisation de la construction, mais dont l'amplitude dépasse les valeurs pour lesquelles elle a été conçue. Ce sont par exemple :

- les cyclones, entraînant des vitesses de vent dépassant celles du vent exceptionnel prévu par les Règles Neige et Vent (article *Règles neige et vent NV65* [C 3 305] dans ce traité) ;
- les charges dont l'intensité dépasse la valeur en service normal ;
- les actions de chocs ; etc.

2.2 Actions anormales

Le principe même de ces actions n'est pas pris en compte dans la détermination des éléments de la construction puisqu'elles lui imposent des fonctions pour lesquelles elle n'a jamais été prévue. C'est le cas par exemple :

- des explosions (gaz, bombes, etc.) ;
- des chocs anormaux ;
- d'un incendie (si la tenue au feu n'est pas prévue) ;
- des inondations ;
- d'un séisme (si la protection antisismique n'est pas prévue) ;
- des éruptions volcaniques ;
- des dégâts miniers, etc.

3. Ignorance

Le défaut de connaissance total ou partiel reste la cause la plus fréquente des désordres. La méconnaissance des effets des actions sur les structures entraîne des conséquences qui peuvent être graves sur leur tenue.

3.1 Au niveau du projet

Les erreurs dues à l'ignorance au niveau du projet ont des conséquences d'importance variable qui peuvent aller de la simple déformation imprévue au sinistre grave. On peut les classer sous les rubriques suivantes.

■ Absence ou insuffisance du cahier des charges

Tout projet devrait être défini par un cahier des charges techniques spécifiant toutes les exigences de chargement, de déformation et d'exécution. Pour les projets relatifs à des constructions courantes, ces cahiers des charges se limitent, en général, à une énumération de règlements à appliquer. Ils sont même parfois inexistants. Il importe au projeteur, avant toute étude, de se faire spécifier, par écrit, l'ensemble des hypothèses à retenir.

■ Méconnaissance des règlements

Les règles déterminant l'action des charges climatiques (NV 65 et N 84) définissent des domaines d'application qu'il y a lieu d'observer sous peine d'erreurs sur le chargement de la structure.

Exemples

— Un bâtiment de stockage présentait la géométrie transversale indiquée à la figure 3.

Pour le calcul des actions de vent sur la toiture, le projeteur omit de vérifier la limite de validité du paragraphe 2.131.21 des Règles NV 65 et calcula les coefficients de pression extérieure par rapport à l'abaque relatif au bâtiment répondant au critère : $f < h/2$ (f = flèche de la toiture, h = hauteur des poteaux) et trouva pour le versant au vent un coefficient de succion $c_e = -0,20$.

Or pour ce bâtiment $f = 14 \text{ m} > h/2 = 3 \text{ m}$.

L'application stricte du règlement, dans ce cas, conduit, pour le versant au vent, à un coefficient de pression $c_e = +0,134$.

Au lieu de se retrancher, les actions de vent se cumulent avec celles des charges gravitaires.

Les calculs ont dû être repris.

— Les Règles N 84 définissent, au paragraphe 3.1, la valeur s_0 de la charge de neige au sol en fonction des régions A, B, C, D définies sur la carte neige de la France. Mais il ne faut pas oublier l'alinéa en fin de ce paragraphe qui définit la règle à appliquer pour des cantons limitrophes à une limite commune aux régions A et C, et B et D.

Une structure à construire à l'ouest de Cannes avait été calculée avec les charges d'une région A alors qu'il fallait considérer une région B. Le calcul et l'étude ont dû être repris.

■ Méconnaissance des outils informatiques

Un logiciel de calcul est un outil d'utilisation souvent délicate. Il faut apprendre à le connaître et à l'utiliser. Les résultats obtenus doivent absolument être contrôlés par des méthodes de comparaison globale. Les limites d'utilisation doivent être respectées. Une erreur dans un jeu de données peut entacher les résultats et avoir de graves conséquences.

La modification éventuelle d'un logiciel doit être sévèrement contrôlée et testée.

Exemple : une structure tridimensionnelle avait été calculée par un logiciel de calcul très connu et d'usage courant. Les éléments d'une telle structure sont principalement sollicités par des efforts normaux (traction/compression). Cette structure reposait sur des poteaux métalliques intégrés au modèle de calcul.

Au cours du contrôle du dimensionnement des poteaux, il fut constaté l'anomalie suivante, sous les effets de la neige seule et sur le poteau examiné :

- réaction d'appui N ;
- effort dans la barre $N/2,2$;
- et de même pour tous les poteaux.

Pris d'un sérieux doute, le contrôleur examina les efforts dans une barre de la structure tridimensionnelle.

Partant des déplacements des nœuds d'origine et d'extrémité d'une barre, sous le chargement de neige, il calcula son allongement ΔL et, connaissant la section, la longueur et le matériau de la barre, détermina l'effort à lui appliquer pour obtenir cet allongement en appliquant la loi de Hooke :

$$N = \frac{\Delta L \cdot E \cdot S}{L}$$

- avec N effort dans la barre,
 E module d'élasticité,
 S section de la barre,
 L longueur de la barre.

La valeur de l'effort donnée par le programme de calcul pour cette même barre et pour le même cas de charge était de $N/2,2$.

Le programme calculait des déplacements corrects mais donnait des valeurs erronées pour les effets normaux.

■ Erreurs sur les actions

Elles sont dues à une interprétation erronée des effets de celles-ci, à une prise en compte d'hypothèses, de charges et de leur mode d'action ne correspondant pas à la réalité. On peut rattacher à ce type d'erreur l'oubli de prise en compte de modifications intervenues au cours de l'étude.

Exemples

— Initialement, la stabilité longitudinale d'une structure métallique industrielle était prévue assurée, dans chaque long-pan, par deux palées triangulées positionnées entre les files 8 et 9.

Pour des raisons de position de portes, ces palées ont été déplacées entre les files 9 et 10. Le tableau de descente de charges n'a pas été mis à jour en fonction de cette modification. Au chantier, les massifs renforcés devant recevoir les palées n'étaient pas au bon endroit.

— Dans un hall industriel de stockage, le tas de produits était réalisé par la circulation, en faitage, d'un chariot verseur (figure 4).

Les hypothèses d'action du chariot verseur données par le constructeur étaient sous-estimées de 50 % et imprécises, car n'indiquant pas le spectre de chargement (nombre de cycles et avec quelle intensité).

Des désordres apparurent rapidement dans les attaches des structures supports des chemins de roulement, compte tenu de la sous-estimation du chargement et des problèmes de fatigue (rupture de boulons, fissuration au voisinage des soudures).

■ Erreurs sur le comportement, sous l'effet des actions en service, d'un matériau, d'un type de structure, du sol de fondation

3.2 Au niveau de l'exécution

Les causes de désordres, à ce point de vue, peuvent se ramener à deux types :

- l'existence de vices cachés dans les matériaux ;
- les conséquences imprévues de la mise en œuvre des matériaux, par exemple le chauffage en cours de soudage qui modifie la texture, donc les caractéristiques de l'acier, l'effet d'entaille de certains outils qui réduit la résistance des pièces, etc.

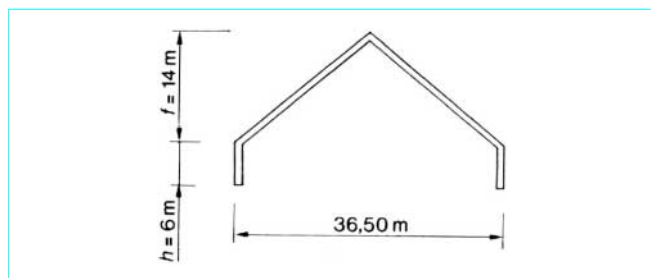


Figure 3 - Bâtiment de stockage

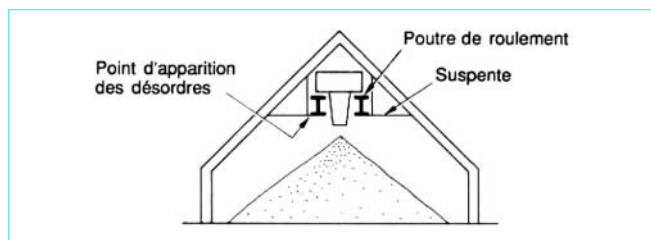


Figure 4 - Hall de stockage

3.3 Au niveau du montage

■ Manque de coordination entre les intervenants

Cette cause de désordres est fréquente, c'est le cas en particulier du manque de liaison entre le charpentier et le maçon qui a exécuté les soubassements. Le premier, arguant de son incompétence, rejette sur le second la responsabilité de l'implantation des appuis ; le second profite de son ignorance pour déclinier toute responsabilité sur les erreurs d'implantation. Avant d'accepter de prendre en charge un chantier, le charpentier doit donc vérifier par lui-même l'implantation des appuis ou ancrages mis en place par le maçon. Cette réception accomplie, la responsabilité du positionnement passe, *ipso facto*, du maçon au charpentier.

■ Méconnaissance de la mise en œuvre

En principe, la mise en œuvre ne devrait pas être la source de désordres, le personnel d'encadrement du chantier devant posséder la compétence requise. Pourtant la négligence est à l'origine de bien des sinistres, par exemple de l'inobservation des consignes propres à un matériau à l'impossibilité d'exécuter des opérations dans certaines conditions météorologiques (soudage), etc.

Exemple : une structure tridimensionnelle de 40 m x 40 m présentait des porte-à-faux de 10 m dans les angles (figure 5). La structure fut levée sans problème au cours de la première quinzaine d'un mois de décembre. La pose du bac métallique de couverture se fit aussi sans problème. Le 23 de ce mois de décembre, le couvreur approvisionna les matériaux nécessaires à la mise en œuvre de l'étanchéité (rouleaux de feutre bitumineux, etc.) et les entreposa directement sur la couverture, sur un angle en porte-à-faux, sans réfléchir. Le soir, le chantier fermait pour 4 jours, compte tenu des fêtes de Noël. Au cours de la nuit, une faible chute de neige provoqua l'écroulement complet de l'ossature.

■ Méconnaissance des impératifs de montage

Elle peut conduire à des désordres graves dus en particulier à :

- un mauvais ordre de montage ;
- une utilisation de points d'appui provisoires défectueux ;
- une manutention sans se soucier de la résistance propre des éléments, etc.

3.4 Après la mise en service

La construction étant livrée à l'utilisateur, la responsabilité du charpentier métallique n'est, en principe, pas en cause.

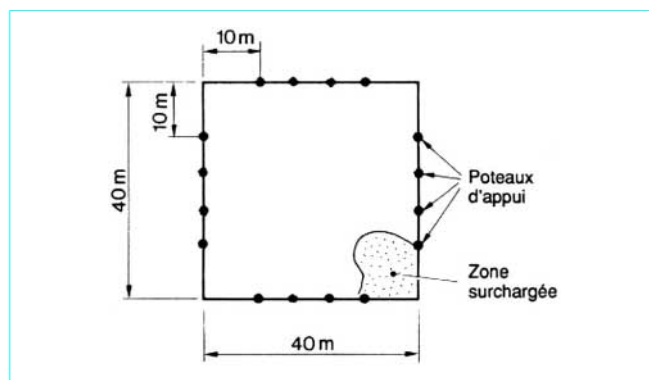


Figure 5 - Structure tridimensionnelle

Il peut s'agir des erreurs suivantes :

- utilisation abusive, non conforme au cahier des charges ;
- manque d'entretien favorisant la corrosion ;
- usure ou vieillissement des matériaux entraînant une diminution de résistance ou d'inertie occasionnant des déformations plus importantes pouvant être cause de désordres.

4. Erreurs de conception ou d'études

4.1 Poutres à treillis

■ Absence de triangulation

Les calculs théoriques peuvent conduire à définir un effort tranchant nul dans les panneaux de poutre à treillis (figure 6). La suppression de la triangulation dans ces panneaux crée un risque grave si un effort parasite secondaire apparaît ou si le chargement n'est pas parfaitement symétrique. Se référer à ce sujet à l'article 5.202-1 des Règles CM 66 qui définit un effort tranchant minimal à prendre en compte pour les poutres de plancher ou de couverture

$$T_{\min} \geq \frac{1}{4} T_{\max}$$

■ Flambement de barres et goussets d'attache

Le flambement des barres comprimées des constructions à treillis doit être étudié avec le plus grand soin aussi bien dans le plan de la poutre que dans le plan perpendiculaire. Les réductions de longueur de flambement pour tenir compte des encastres partiels éventuels dus à la réalisation des attaches doivent être utilisées avec la plus grande prudence.

Il faut se limiter aux indications des Règles CM 66, paragraphe 5.222.

Pour les tubes on peut se référer au *Guide de dimensionnement. Stabilité des structures en profils creux*, de J. Rondal, J. Mouty, D. Dutta, J. Wardenier, N. Yeomans, édité par le CIDECT en 1992.

Les goussets d'attache, lorsqu'ils sont comprimés, doivent faire l'objet, quand ils sont très élancés, de vérifications au flambement.

Pour que deux cornières soient considérées effectivement jumelées, il faut que le nombre de liaisons soit suffisant et justifié, le minimum étant deux liaisons entre deux goussets d'attache.

Exemple : les fermes de toiture d'un hall d'usine étaient constituées par des poutres treillis continues sur quatre appuis (3 travées). Le projet d'exécution de ces poutres comportait trois erreurs.

— Application des règles forfaitaires pour le calcul des poutres continues (CM 66 - annexe 15.3).

Cette méthode simplifiée, établie pour les poutres à âme pleine, n'est pas valable pour une poutre à treillis où l'adaptation plastique n'est possible qu'en l'absence de flambement.

— Surcharge sous-évaluée par erreur.

La charge au mètre de poutre avait été confondue avec la charge au mètre carré de toiture.

— La poutre avait été calculée pour un bâtiment analogue, mais à 5 travées au lieu de 3 soit 6 appuis au lieu de 4. Le moment sur les appuis centraux était donc sous-estimé :

$$\frac{q\ell^2}{12,67} \text{ au lieu de } \frac{q\ell^2}{10}$$

Au droit des appuis centraux, un renforcement des diagonales et des entrails a été nécessaire. Ces barres présentaient d'ailleurs une déformation permanente sous le seul poids propre de la toiture.

■ Flexion des treillis

Les poutres à treillis dissymétriques par rapport à leur plan moyen sont sujettes à des désordres en raison des efforts secondaires de flexion qui se développent dans leurs treillis et qui se traduisent par des efforts supplémentaires dans certaines barres.

Exemple : les fermes de toiture d'un gymnase étaient constituées par des poutres à treillis sur appuis simples et supportant des pannes en leurs nœuds. Les treillis étaient réalisés en fers ronds mais tous les montants comprimés étaient soudés sur une face de goussets, toutes les diagonales tendues l'étaient sur l'autre (figure 7). Sous l'effet des charges appliquées, il se créait un moment secondaire proportionnel à la distance entre les plans de centres de gravité des montants et des diagonales. Il en résultait une traction supplémentaire, sans conséquence, dans les diagonales mais aussi une compression supplémentaire dans les montants, qui flambèrent, ce qui provoqua l'effondrement de la toiture.

■ Attaches sur poteaux

Les encastresments de poutres calculées sur appuis simples introduisent, aux appuis, des moments parasites comprimant les entrails au voisinage des poteaux. Pour éviter ce flambement inesthétique des barres, il suffit de prévoir des trous ovalisés à leurs attaches sur poteau (figure 8).

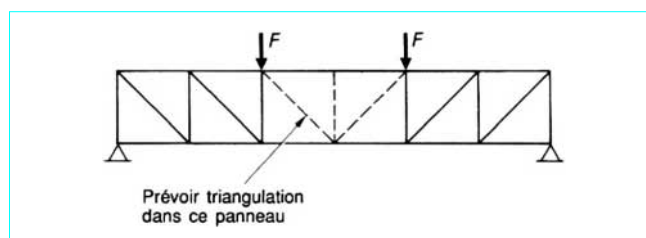


Figure 6 – Poutre à treillis

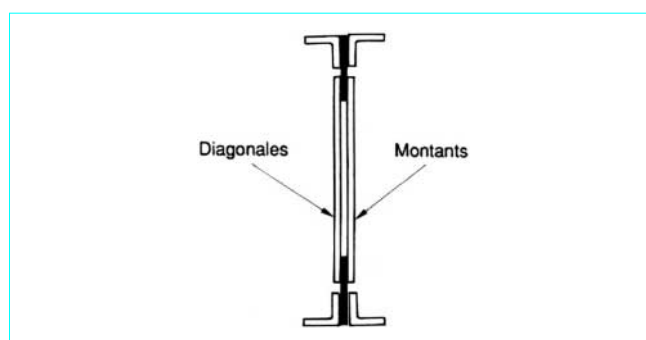


Figure 7 – Poutre à treillis dissymétrique

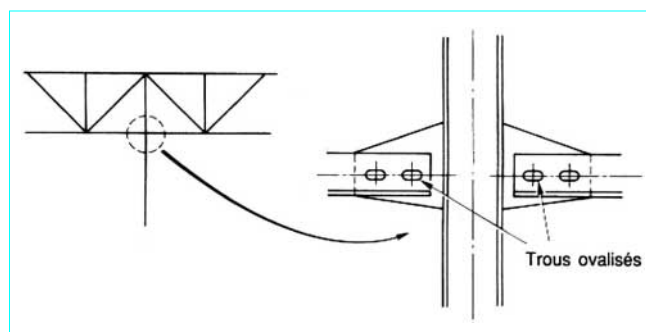


Figure 8 – Attache à trous ovalisés

L'épuration ou non de l'attache d'une poutre treillis sur l'axe neutre du poteau fait que le moment secondaire à prendre en compte dans les calculs, du fait de l'épaisseur du poteau, est à reprendre dans l'attache (figure 9a) ou dans le poteau lui-même (figure 9b). Dans l'hypothèse d'épuration sur l'axe du poteau, ce qui est généralement le cas, le moment secondaire introduit des tractions, souvent omises, dans les boulons supérieurs de l'attache.

■ Flambement de goussets

Les goussets assemblant des barres comprimées doivent être étudiés au flambement. Les flambements de goussets de l'attache de poinçon de ferme sont des cas fréquents de sinistre (figure 10) sous charges verticales. Le remède à ce risque de flambement consiste à réduire le plus possible l'écart entre les extrémités des arbalétriers et à raidir transversalement l'assemblage par un couvre-joint (cornières de doublage pliées ou soudées).

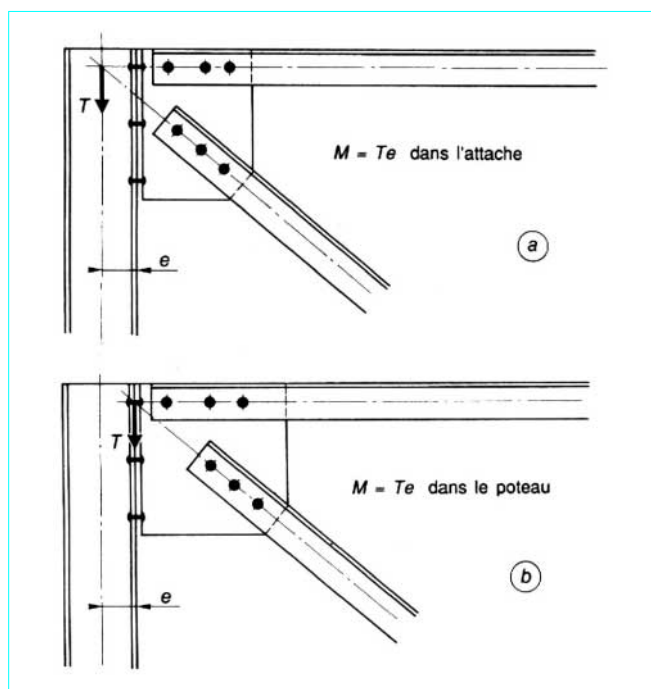


Figure 9 - Attaches sur axe neutre

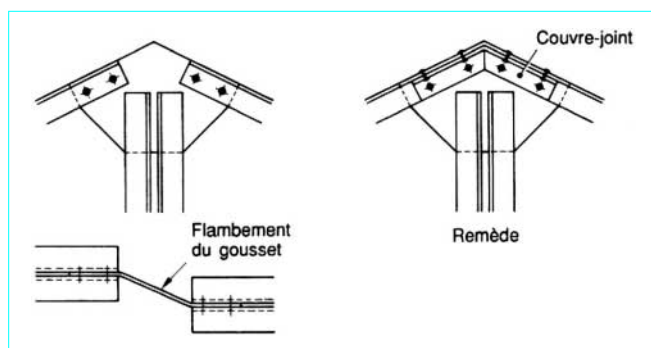


Figure 10 - Flambement de goussets

■ Joints de poutres

Les joints de tronçons de poutre à treillis doivent tenir compte du point d'application des efforts à transmettre. Ainsi ils doivent permettre la transmission de la traction dans une membrure tendue.

Exemple : les fermes de toiture d'un gymnase étaient constituées par des poutres à treillis sur deux appuis. Elles avaient été exécutées en deux tronçons symétriques assemblés, sur le chantier, au milieu de la portée, par boulonnage entre deux demi-montants. Cet assemblage avait été calculé en admettant une répartition linéaire des efforts dans les boulons de liaison régulièrement espacés (figure 11).

Cette hypothèse de répartition des efforts supposait donc des rigidités très grandes pour les éléments de liaison.

On n'avait donc pas tenu compte du fait que :

- l'effort de traction était apporté par la membrure inférieure tendue de la poutre ;
- le demi-montant présentait une rigidité beaucoup trop faible pour répartir cet effort linéairement dans les boulons. Pratiquement, la transmission de l'effort de traction était donc assurée par les seuls boulons voisins de la membrure inférieure, notoirement insuffisants.

Cet effort était en plus amplifié, au droit du boulon, par un effet de levier du fait de la souplesse des montants. La faible inertie de la membrure (fer plat) avait aussi permis la formation d'une rotule plastique à son point d'attache par gousset au demi-montant.

Le risque d'effondrement aurait été écarté si un couvre-joint avait été mis en œuvre au niveau de la membrure inférieure pour assurer directement la transmission de l'effort de traction.

4.2 Poutres à âme pleine

■ Absence de raidissage au droit des appuis

Dans les poutres à âme pleine, des raidisseurs d'âme doivent être disposés au droit des charges concentrées importantes et des appuis sous risque de voilement.

Exemple : un pont à poutre métallique était mis en place par lancement au fur et à mesure du montage des travées sur la rive. Il comportait deux travées de 30 m encadrant une travée de 50 m (figure 12). À la fin de l'avant-dernier stade de lancement, une travée de 30 m se trouvait donc dans la portée de 50 m, de sorte que les poutres principales s'appuyaient sur la deuxième pile en rivière C en un point où elles ne possédaient pas de raidisseurs verticaux d'âme. Pour éviter le voilement des poutres, on avait donc créé un appui provisoire au droit des raidisseurs B', par un camarteau reposant sur une barge. Au cours d'une nuit, le niveau de la rivière baissa, supprimant l'appui provisoire B et reportant les charges sur la pile C au droit de laquelle les âmes des poutres n'étaient pas raidies. Elles commencèrent à se voiler et il fallut souder d'urgence des raidisseurs provisoires afin d'éviter l'effondrement.

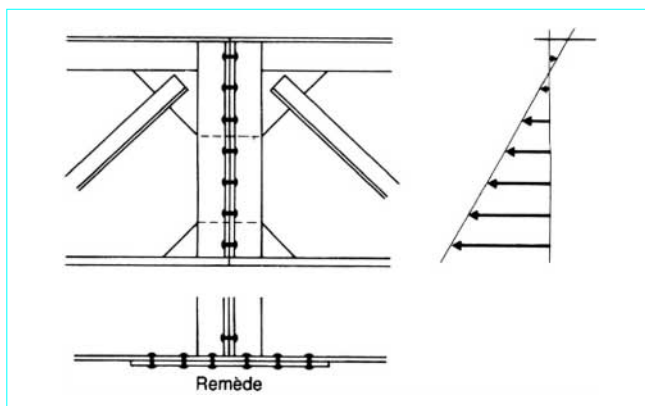


Figure 11 - Joints de poutre

■ Grugeages

En cas de grugeage important (figure 13), la vérification de la section affaiblie est nécessaire. Les découpes devront être arrondies afin d'éviter les amorces de rupture.

4.3 Poteaux

■ Longueurs de flambement

Les longueurs de flambement des poteaux doivent être évaluées avec rigueur, aussi bien dans le plan de la structure que dans le plan perpendiculaire. Le seul fait de charger un portique uniquement dans son plan ne lui confère pas le caractère nœuds fixes vis-à-vis du flambement.

Il faut éventuellement tenir compte, dans cette évaluation, de la construction dans son ensemble.

Exemple : un poteau métallique de 5 m de hauteur, libre en tête, était encastré en pied sur la tête d'un poteau en béton armé de 6 m de hauteur, lui-même encastré en pied (figure 14).

On constata, après sa mise en place, que sa tête pouvait être déplacée par une simple poussée de la main.

Le poteau métallique avait été calculé avec une longueur de flambement de $2 \times 5 = 10$ m.

En réalité, elle était beaucoup plus importante. La structure aurait dû être calculée dans son ensemble en homogénéisant les sections acier et béton (coefficient d'équivalence) et en étudiant le flambement par rapport à une longueur de $2(6 + 5) = 22$ m.

Il a été nécessaire de contreventer les poteaux en béton armé par des voiles armés afin :

- de limiter le déplacement en tête de poteau ;
- d'éviter la rotation de la surface d'appui du poteau métallique.

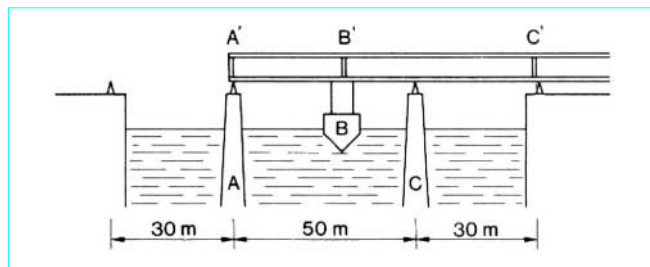


Figure 12 - Pont à poutre métallique

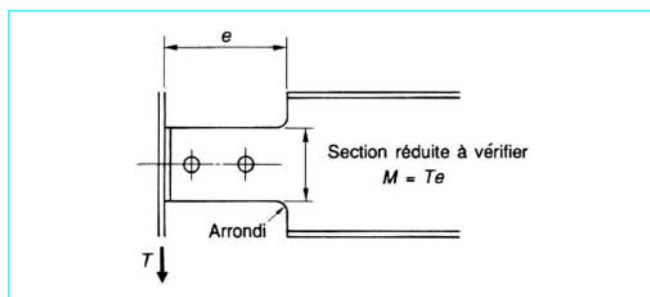


Figure 13 - Grugeage

■ Pieds des poteaux

● Encastrement insuffisant

Exemple : des poteaux, prévus encastrés, se sont comportés comme des poteaux semi-articulés. Les ancrages se sont désolidarisés de leurs massifs d'appui, ce qui a entraîné des désordres dans les bardages. Cela était dû à une longueur insuffisante des tiges d'ancrage et à la mauvaise qualité du béton de scellement.

● Encastrement des poteaux articulés

Cette erreur est relativement fréquente. Elle consiste à noyer dans une dalle le pied d'un poteau prévu articulé. Elle a pour conséquence une fissuration du sol autour du pied de poteau. Les désordres sont donc le plus souvent d'ordre esthétique, mais ils peuvent aussi mettre en cause l'étanchéité.

■ Voilement des âmes dans les panneaux d'encastrement

La vérification du cisaillement local et du voilement des âmes des poteaux de portique au droit de l'encastrement des traverses est souvent omise. Ce phénomène est très sensible dans les constructions en profilés reconstitués soudés de grande hauteur d'âme (figure 15).

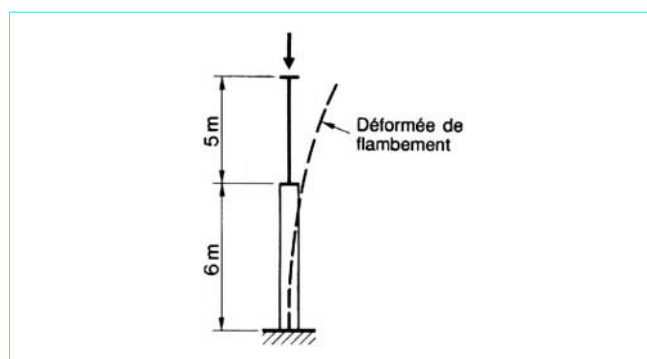


Figure 14 - Flambement de poteau

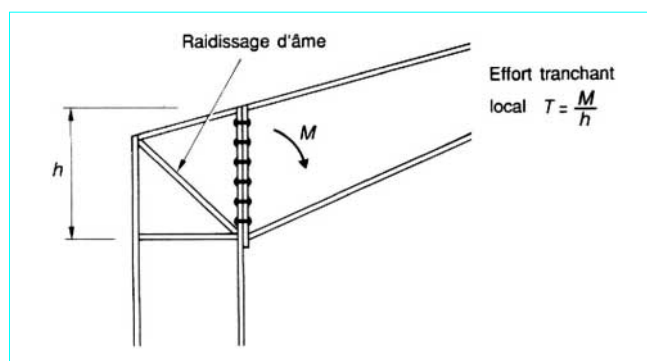


Figure 15 - Profilés reconstitués soudés

4.4 Stabilités

■ Palées de stabilité

Les désordres dus aux palées de stabilité se rencontrent surtout dans les constructions légères (hangars agricoles, par exemple) situées dans des sites particulièrement exposés. Ils sont souvent graves puisqu'ils mettent en cause la stabilité d'ensemble de la construction.

Exemples

— La stabilité d'ensemble d'un hangar agricole était assurée, dans le sens longitudinal, par une palée de stabilité dans chacun des deux longs-pans (figure 16). Les jambes de force étant supposées travailler uniquement en traction, il n'avait pas été jugé utile de prévoir, dans le plan de la palée, des treillis pour les maintenir. En réalité les deux jambes de force travaillaient toujours simultanément, l'une en traction, l'autre en compression. C'est celle-ci qui flamba sous l'action du vent. Il fallut ajouter des treillis pour la maintenir.

— La stabilité longitudinale d'un bâtiment était assurée, comme dans l'exemple précédent, par des palées triangulées dans chaque façade. Les contrefiches, au lieu de s'assembler sur les poteaux au niveau des appuis, étaient fixées à 0,5 m plus haut. Il en résultait un moment secondaire important qu'il a été nécessaire de compenser par un renforcement de la partie inférieure du fût des poteaux (figure 17).

— La traverse supérieure d'une palée de stabilité d'une ossature métallique était constituée par une poutre porteuse de plancher (figure 18a). Le chargement de celui-ci entraîna des efforts de compression dans les contrefiches qui subirent des déformations permanentes. Il aurait fallu :

- soit prévoir une traverse indépendante du plancher ;
- soit prévoir des trous ovalisés dans le sens vertical permettant à la poutre de plancher servant de traverse de prendre une flèche sans charger les contrefiches ;
- soit de remplacer la palée par une croix de St-André s'attachant aux extrémités des poutres de plancher (figure 18b) qui devient ainsi indépendante du contreventement.

■ Portiques

● Omission de vérification au déversement

Le cas le plus fréquent est la perte de résistance latérale des jarrets de portique (figure 19) construits en profilés reconstitués soudés avec hauteur d'âme importante. Le maintien par des bracons transversaux est souvent nécessaire.

● Raideurs différentes

Exemple

Un bâtiment industriel était prévu stabilisé transversalement par des portiques alternés de raideur très différente. Afin de pallier les inévitables désordres sur la couverture, un contreventement de versant continu a dû être prévu afin de répartir élastiquement les efforts en fonction des raideurs de portique et d'éviter ainsi les déformations différentielles importantes entre chaque file de portiques (figure 20).

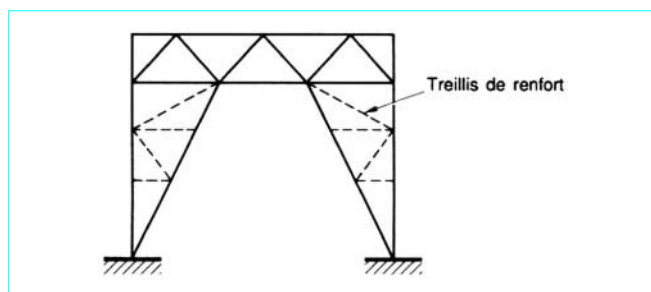


Figure 16 – Palée de stabilité

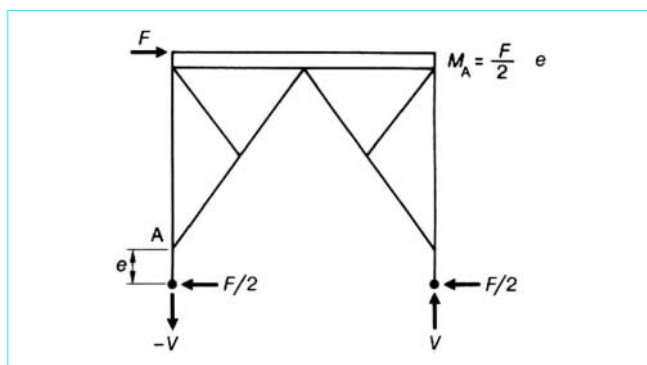


Figure 17 – Palées triangulées

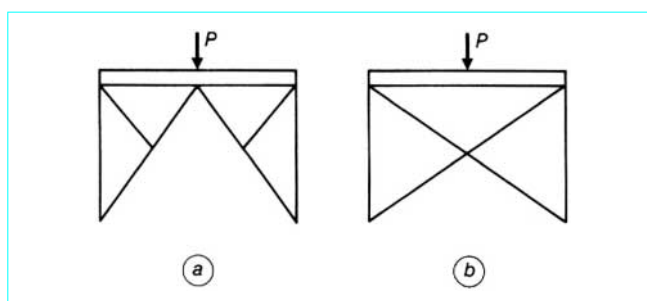


Figure 18 – Poutre de plancher

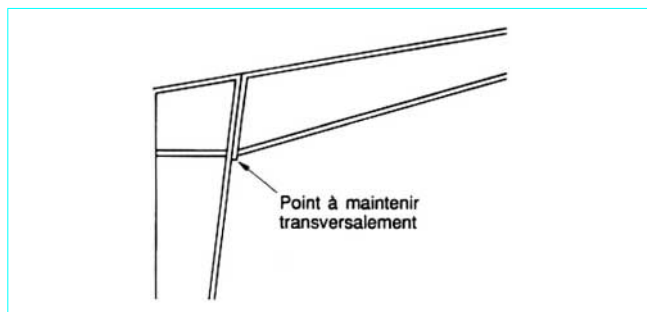


Figure 19 – Jarrets de portique

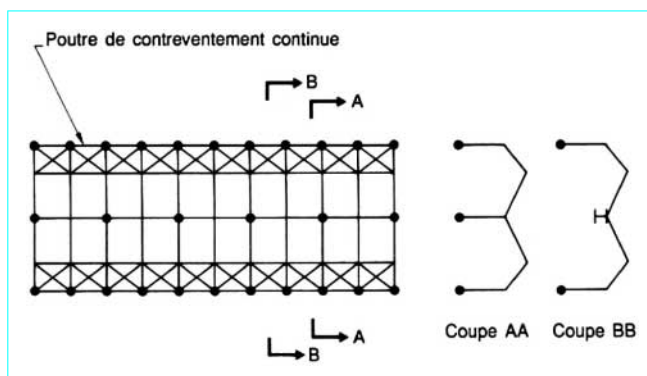


Figure 20 – Portiques alternés

4.5 Non-respect des hypothèses de calcul-modélisation

La concordance entre hypothèses de calcul et réalisation doit être la plus fidèle possible. Ce problème est sensible au niveau des liaisons (attache) et de l'établissement des modèles de calcul informatique.

Exemples

— L'étude prévoyait une articulation au point A à la liaison entre les deux pièces (figure 21). La réalisation, par platine soudée de faible épaisseur et boulons, était en fait un encastrement partiel.

L'attache étant soumise à des charges alternées (circulation d'un appareil), les désordres apparurent très rapidement (rupture de boulons, fissuration).

— Erreur de modélisation (figure 22). Pour le modèle de calcul informatique d'une poutre à treillis isostatique appuyée sur des éléments de fortes raideurs horizontales, un des appuis n'avait pas été libéré horizontalement. La distribution des efforts dans la poutre était faussée du fait des réactions horizontales générées.

4.6 Instabilités d'ensemble

L'instabilité au flambement d'une structure ou d'un élément composé d'une structure doit être vérifiée.

Exemple : flambement d'ensemble des arbalétriers de ferme

Si les arbalétriers de ferme ne sont solidarisés entre eux que par l'intermédiaire des pannes, et cela sans liaison avec un contreventement, rien ne s'oppose pour eux à un flambement simultané.

Dans un entrepôt, un plancher fortement chargé était supporté par des fermes par l'intermédiaire de suspentes fixées aux nœuds de celles-ci (figure 23). Il en résultait un effort de compression important dans les arbalétriers qui avaient été reliés rigidement aux pannes pour les maintenir au flambement latéral (perpendiculairement au plan de la ferme). Malheureusement, rien n'empêchait un déplacement longitudinal des pannes car, si un contreventement suivant rampant existait dans chacun des versants de toiture, on avait omis de le solidariser avec les pannes.

Les arbalétriers flambèrent brutalement et les fermes s'affaissèrent. Le remède à appliquer était simple : pour éviter le flambement des arbalétriers, il aurait suffi de solidariser rigidement les contreventements suivant rampant avec les pannes. Les déplacements longitudinaux de celles-ci auraient été empêchés, et le flambement des arbalétriers n'aurait plus été possible.

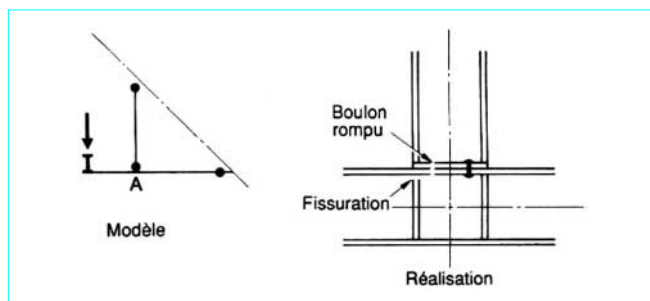


Figure 21 – Non-respect du modèle

4.7 Interfaces

Des désordres ont souvent pour origine le manque de coordination entre corps d'état.

Exemple : des fermes à tirant intermédiaire étaient liées rigidement à des murs en maçonnerie (figure 24). Le charpentier, dans son étude, avait considéré les appuis des fermes bloqués en déplacements horizontaux. Sous l'effet de la neige, le bâtiment s'effondra, les poussées horizontales dues aux charges verticales étant trop importantes pour les murs en maçonnerie non prévus pour les reprendre.

4.8 Qualité et choix des aciers

Défauts naturels

Les défauts de l'acier peuvent être à l'origine de ruptures de poutres puisqu'ils constituent des amorces de fissures. Ils sont malheureusement indécélables à l'œil nu, sauf s'ils débouchent en surface.

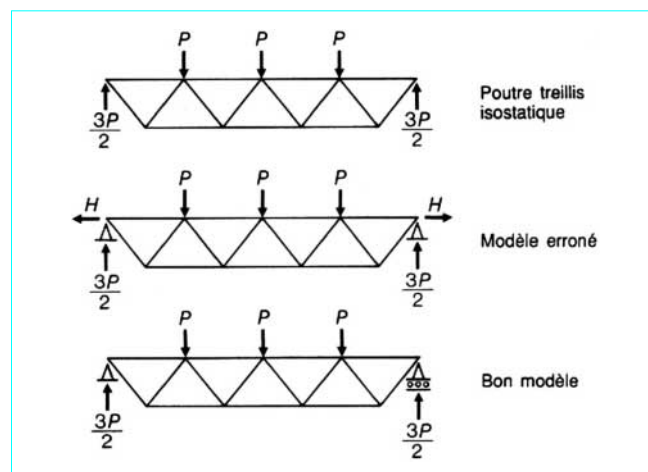


Figure 22 – Erreur de modélisation

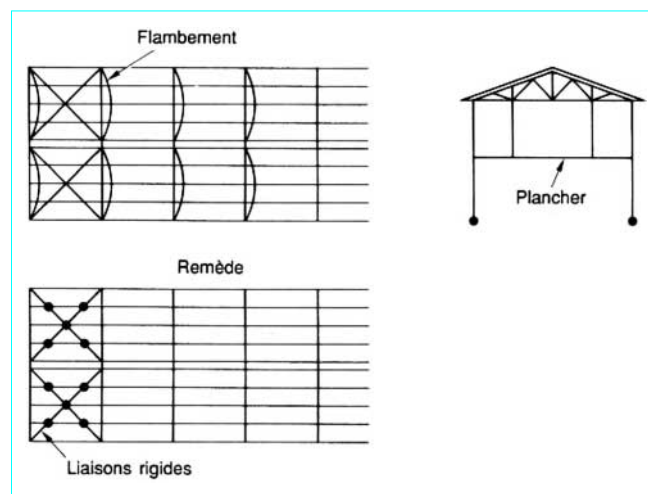


Figure 23 – Flambement des arbalétriers de ferme

Ces défauts naturels sont les soufflures, fissures, criques, inclusions, etc. On peut les détecter par radiographie, ultrasons et, pour ceux qui débouchent en surface, à l'aide de la liqueur « Leyris » qui permet de les visualiser.

■ Fragilité

La fragilité des aciers (article *Aciers de construction. Caractéristiques et bases de choix* [C 2 501] dans ce traité) ne conduit à des sinistres que dans les pièces soumises à des actions dynamiques, dans les cas suivants :

- contraintes rémanentes élevées ;
- pièces épaisses avec variation brusque de section ;
- sollicitations élevées sous actions dynamiques ;
- basses températures de service.

Les dispositions préventives pour parer la fragilité sont les suivantes :

- choix d'un acier de résilience élevée ;
- étude d'une forme de pièce évitant les variations trop brusques de section ;
- traitement thermique diminuant les contraintes internes.

■ Feuilletage des tôles

Les désordres dus au feuilletage des tôles sont devenus rares en raison de l'amélioration de la qualité des aciers de construction. La présence du feuilletage peut être décelée par des contrôles aux ultrasons.

Dans les conceptions mettant en œuvre des efforts de traction transisant au travers de l'épaisseur (relativement importante) de tôles, il est recommandé d'utiliser des aciers à résistance garantie en travers court (dits aciers Z, norme NF A 36-002) pour se prémunir de l'arrachement lamellaire (figure 25).

■ Caractéristiques des barres

Les imperfections géométriques des échantillons peuvent être à l'origine de désordres, surtout si elles sortent des tolérances admises par les normes :

- imperfection de dressage : flambement des éléments comprimés ;
- imperfection de planéité : cloquage des tôles ;
- incurvation des âmes : voilement des âmes.

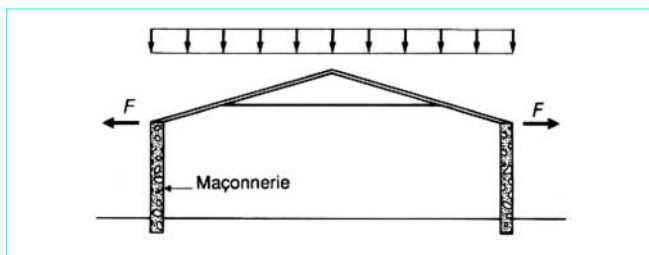


Figure 24 – Liaison ferme-maçonnerie

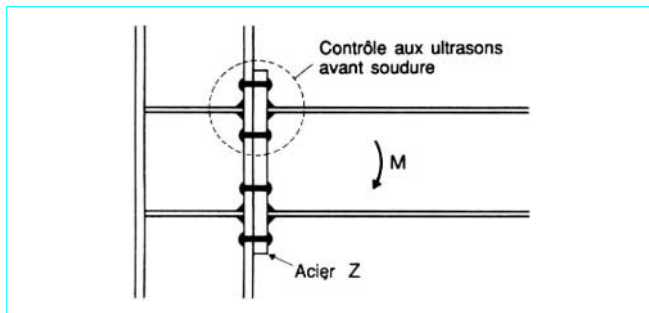


Figure 25 – Arrachement lamellaire

5. Facteurs externes

5.1 Neige

■ Chutes exceptionnelles

En principe, les Règles NV 65 et N 84 couvrent, pour chaque région de France, les chutes de neige même exceptionnelles (neige extrême) susceptibles de s'y produire. Il arrive pourtant que des précipitations dépassent les valeurs prévues.

■ Accumulation

Le phénomène d'accumulation de neige pose un problème délicat au concepteur. Les règlements donnent des orientations sur les accumulations envisageables, mais ne sauraient prévoir tous les cas possibles. Des estimations de chargement particulier peuvent, dans certains cas, être nécessaires.

5.2 Poussière ou sable

Des effondrements de charpente se sont produits dans des sites d'exploitation de produits pulvérulents. Le manque d'entretien des toitures avait permis l'accumulation lente de poussières dont le poids atteignait, avec le temps, des valeurs importantes. Des dépôts de sable porté par le vent ont eu des effets similaires dans les régions désertiques.

5.3 Vent

■ Cyclones

(pour mémoire)

■ Orientation des constructions

Il est préférable, quand cela est possible, de prévoir les grandes ouvertures de façade de telle sorte qu'elles ne soient pas exposées aux vents dominants.

■ Effet de Venturi

La vitesse du vent est augmentée dans les passages resserrés. Les Règles NV tiennent compte de ce phénomène en l'assimilant à la notion de site exposé. Si cette notion est généralement prise en compte dans le cas touchant au site géographique (vallée étroite où le vent « s'engouffre »), elle est souvent omise dans le cas d'une disposition artificielle d'une construction, batterie de silos par exemple.

■ Effet de Karman

L'effet de Karman apporte aux constructions élancées des efforts perpendiculaires à la direction du vent, sources de sinistres graves. Il se manifeste à partir d'une vitesse critique de vent, fonction de la période propre de vibration de la construction et de ses caractéristiques géométriques. Ce phénomène est principalement à étudier pour les cheminées métalliques et les ponts suspendus.

5.4 Précipitations

■ Pluie

Des effondrements de toiture ont été provoqués lors de précipitations importantes par une évacuation trop lente des eaux qui créait une surcharge excessive de l'ossature portante. Le phénomène est en général irréversible. Plus il y a accumulation d'eau, plus la structure fléchit et plus l'accumulation s'aggrave.

■ Eaux de fusion

La fonte des neiges peut provoquer des accumulations d'eau du fait des déformations de la structure sous la charge de neige. Pour pallier ce risque, il faut s'assurer qu'une pente résiduelle existe sous le chargement de neige extrême de la toiture. Ce problème est particulièrement sérieux pour les toitures de faible pente ($< 5\%$).

5.5 Température

Nota : on se reportera à l'article *Aciers de construction. Caractéristiques et bases de choix* [C 2 501] dans ce traité.

■ Dilatation

Les variations de température provoquant la dilatation ou le retrait des éléments métalliques peuvent conduire à des désordres ou à des instabilités dans le cas de structures bloquées, sans joints permettant les mouvements. Les joints doivent aussi être étudiés en fonction des matériaux d'habillage.

■ Froid

La résilience de l'acier diminue avec la température (figure 26). Au-dessous de la température de transition, le métal devient particulièrement fragile. Les désordres dus à ce phénomène peuvent se produire surtout dans les régions climatiques rigoureuses et touchent plus particulièrement les éléments soumis à la fatigue, tels que les chemins de roulement de pont roulant par exemple.

5.6 Tassements différentiels

Ils sont la cause de désordres si les ossatures n'ont pas été conçues pour les supporter. Les sinistres qu'ils entraînent peuvent aller du simple blocage d'éléments mobiles (portes, ponts roulants) jusqu'à des ruptures d'éléments. On peut y remédier par relevage des poteaux jusqu'à leur niveau normal. Il peut être tenu compte préventivement du risque de tassements différentiels par pose, sur les poteaux, de consoles de relevage par vérins et aménagement d'aire d'appui pour ceux-ci.

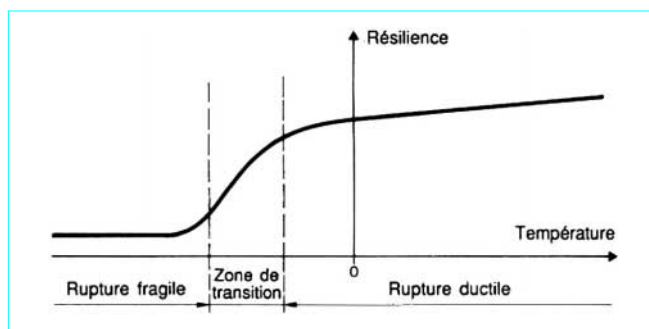


Figure 26 – Résilience de l'acier

6. Erreurs d'exécution

6.1 Mauvais choix du matériau

Il peut arriver que des désordres soient dus à l'utilisation d'un matériau non adapté aux conditions d'exploitation. Beaucoup de sinistres sont à déplorer, dans ce cadre, avec l'utilisation d'aciers patinables.

Exemples

— En atmosphère marine, des structures tubulaires en acier patinable supports de transporteur à bande ont dû être protégées par peinture comme des aciers ordinaires, mais leur tenue est tout de même meilleure.

— Des aciers patinables avaient été utilisés pour réaliser des bacs métalliques pour une couverture à faible pente. Des flaques d'eau ont créé des zones d'humidité permanente où la pellicule protectrice d'oxyde n'a pu se former. La corrosion a percé les tôles qu'il a fallu remplacer totalement.

6.2 Mode d'assemblage

■ Boulons ordinaires

Les causes les plus fréquentes de désordres dans les assemblages réalisés par boulons ordinaires sont :

- les pinces trop faibles pouvant entraîner la déchirure des pièces assemblées ;
- les boulons travaillant en flexion. Les boulons d'assemblage ne doivent être sollicités que par des efforts de traction et de cisaillement. Une sollicitation secondaire de flexion peut amener leur rupture. Ces flexions peuvent être dues à des jeux trop importants ou à des défauts de contact entre pièces assemblées ;
- les attaches trop longues.

On a constaté des ruptures d'attaches de barres quand elles étaient réalisées par des files de boulons orientées dans le sens de l'effort, alors que le nombre important de ces boulons semblait tout à fait suffisant.

Des essais ont montré que les contraintes des boulons situés aux extrémités des files sollicitées étaient majorées par un facteur $n/3,8$ dès que $n \geq 4$ (avec n nombre de boulons de chaque file). Si le boulon extrême, le plus sollicité, se rompt, il y a réaction en chaîne. Ce phénomène est aggravé par l'emploi de boulons non précontraints à hautes limites élastiques, dont l'acier présente des allongements faibles (acier peu ductile) ne favorisant pas l'adaptation plastique.

■ Goussets « en console » (figure 27)

L'effet de levier occasionne des cisaillements inadmissibles dans les boulons de l'attache.

■ Goussets « retroussés » (figure 28)

Le gousset ne doit pas être découpé suivant l'angle rentrant sous peine d'amorce de rupture.

■ Soudures

Les désordres dans les assemblages soudés sont généralement dus à une mauvaise exécution des soudures.

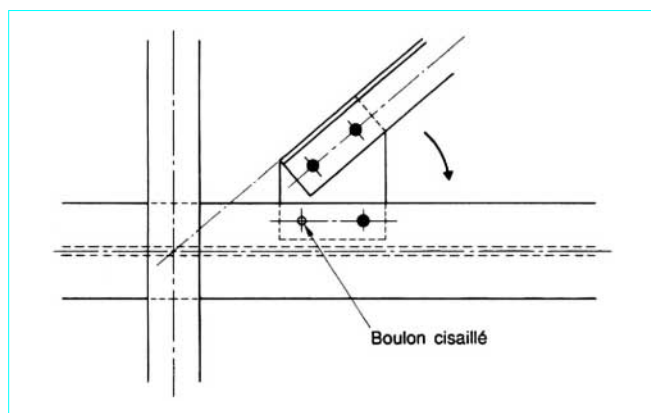


Figure 27 – Gousset en console

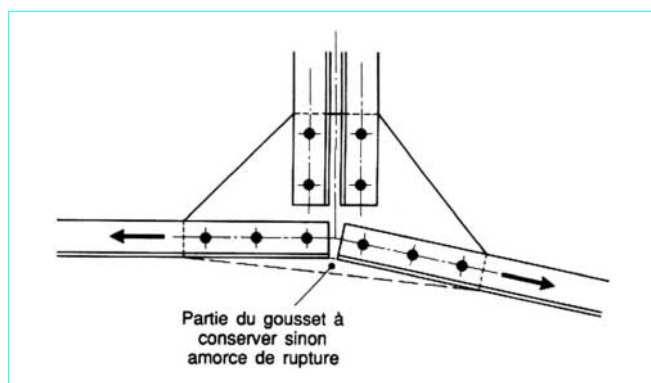


Figure 28 – Gousset retourné

● Défauts des soudures :

- manque de pénétration : collage sans résistance mécanique ;
- inclusions : elles constituent des amorce de fissures ;
- caniveaux : ils entraînent l'affaiblissement des pièces ;
- déformations angulaires : elles entraînent des contraintes internes supplémentaires si l'on redresse les pièces sans précaution.

● Origine des désordres :

- causes dues à l'exécutant :
 - qualification insuffisante,
 - mauvaises conditions d'exécution (position incorrecte de l'assemblage, mauvais accostage des pièces, ambiance anormale, intempéries...),
 - baguettes inadaptées ;
- causes dues à l'assemblage lui-même. Elles résultent, en général, d'une mauvaise conception de l'assemblage qui entraîne :
 - la difficulté de l'exécution : inaccessibilité, continuité de cordon impossible,
 - le travail de cordons dans de mauvaises conditions (une amorce de fissure due à l'exécution peut être cause de rupture sous une sollicitation de traction).

7. Erreurs de montage

7.1 Efforts anormaux

■ Accrochages imprévus

Le choix souvent inconsidéré de parties de charpentes déjà montées conduit généralement à des déformations locales de barres dangereuses vis-à-vis du flambement si elles sont comprimées lors de la mise en charge de la structure.

■ Étais ou appuis mal placés

Ce sont, par exemple, les appuis de poutres triangulées entre deux nœuds pouvant introduire des moments locaux préjudiciables.

■ Entreposage anarchique

L'entreposage, en vrac, au chantier, des charpentes en attente de levage doit être formellement proscrié : il peut entraîner des déformations permanentes des pièces et des manutentions intempestives.

■ Utilisation anormale

Les éléments de charpente ne doivent en aucun cas être utilisés à des fins autres que celles auxquelles ils sont destinés.

7.2 Instabilité en cours de montage

■ Instabilité générale

Le contreventement de l'ossature déjà montée doit être totalement assuré pendant toute la durée du montage.

● Panneau de contreventement manquant, absence de contreventement provisoire

Le manquement ou la suppression d'un seul panneau de contreventement, même pour une durée très courte, doit être rigoureusement exclu en raison des conséquences très graves qu'il peut entraîner (effondrement).

● Relâchement de haubans

Le relâchement de haubans assurant le contreventement provisoire d'une ossature métallique en cours de montage peut être à l'origine d'efforts secondaires qui peuvent mettre en défaut la stabilité de l'ouvrage (faux-aplomb de poteau, par exemple).

● Absence de tiges de retenue d'ancrage

L'absence de clé d'ancrage peut être à l'origine de renversement de structure, les efforts de soulèvement n'étant pas repris tant que le scellement n'est pas exécuté.

● Levage à plusieurs grues

Il doit y avoir parfaite coordination de manœuvre entre les grues. La moindre erreur de synchronisation peut conduire à des effondrements de sous-ensembles au cours du levage.

■ Instabilité propre

● Déversement des poutres

Les poutres de grande portée et de faible inertie transversale peuvent se déverser si elles sont levées par des élingues fixées à leurs extrémités. Un raidissement transversal provisoire peut être nécessaire.

● Voilement des âmes de poutre

Un appui provisoire peut être la cause d'un voilement d'âme dans le cas où celle-ci est mince et élancée.

7.3 Ordre de montage

■ Ordre de montage entraînant une instabilité temporaire

La stabilité d'un ouvrage doit être assurée pendant toute la durée du montage. Cette condition peut entraîner un ordre de montage impératif.

Exemple : un bâtiment était calculé complètement fermé. Au cours du montage, on mit en place toute la couverture et le bardage sur toute la surface d'un long-pan et sur les deux pignons, en laissant totalement ouvert le second long-pan qui, de plus, se trouvait exposé aux vents dominants. De ce fait, les pressions sur parois se sont trouvées modifiées et une rafale de vent arracha la couverture. Il aurait fallu monter simultanément les bardages sur les longs-pans au vent et sous le vent.

■ L'ordre de montage doit viser à annuler le cumul des erreurs d'exécution de pièces disposées bout-à-bout.

7.4 Pièces déformées avant montage

Il est fréquent que des pièces arrivent déformées au chantier. Si ces déformations sont minimales, elles peuvent être réduites à froid ou par chaudes de retrait. En aucun cas, elles ne seront annulées par serrage des boulons d'assemblage.

■ Exemple : platine d'about d'une poutre pour assemblage poutre/poteau par boulons précontraints

Les déformations de la platine laissaient des vides entre elle et l'aille du poteau. Au montage, on s'efforça de réduire ces vides par serrage des boulons. Cela eut pour effet une mauvaise distribution des forces de contact entre les éléments.

Aux premières sollicitations, il y eut rupture de certains boulons.

7.5 Contrôle chantier

Il doit être aussi bien quantitatif que qualitatif.

■ Quantitatif

Contrôle dimensionnel : réglage, vérification des faux-aplombs et alignements, conformité aux plans (pas d'élément manquant).

■ Qualitatif

Vérification de la classe des boulons, du serrage des boulons précontraints, des soudures éventuellement.

8. Mauvaise utilisation et défauts d'entretien

8.1 Charges imprévues

■ Charges permanentes sous-évaluées

Il est fréquent que des épaisseurs de maçonnerie, dallages, chapes, fixées *a priori* avant exécution, soient, au cours de celle-ci, largement majorées. Les charges permanentes ont ainsi des valeurs bien supérieures à celles qui étaient prévues. Cette sous-évaluation peut entraîner des conséquences graves lors de la mise en charge du bâtiment.

■ Surcharges d'utilisation sous-évaluées

Elles peuvent être à l'origine de déformations excessives ou même de ruptures en raison de l'ignorance de l'utilisateur sur la charge admissible. Citons le cas le plus fréquent de stockage d'archives (charges pouvant atteindre 10 kN/m^2) sur des planchers non prévus à cet effet.

■ Vibrations

Les vibrations sont souvent à l'origine de sinistres en raison de leurs conséquences sur la tenue ou l'utilisation des ossatures. Elles sont dues à des surcharges dynamiques, en général du fait de l'utilisation de machines tournantes ou percutantes, ou génératrices de secousses rythmées.

Elles se traduisent par des désordres dans l'état de l'ossature (desserrage des boulons), dans le comportement dynamique (batttements) et dans la résistance de l'ossature (fatigue, résonance).

N'étant souvent pas maître des sources des vibrations, les remèdes à leurs effets consistent à les atténuer en modifiant la propagation ou la période des efforts par :

- création de points fixes supplémentaires ;
- modification du poids des éléments vibrants ;
- modification du rythme des efforts ;
- utilisation d'appuis antivibratiles ;
- modification de l'inertie des poutres.

8.2 Défaut d'entretien

■ Sable ou poussière

Leur accumulation peut donner des excès de charge dangereux pour la tenue des ossatures.

■ Obstruction des chéneaux ou des descentes d'eau de pluie

Une évacuation insuffisante des eaux de pluie peut provoquer un chargement cumulatif irréversible dangereux.

■ Protection non entretenue

Les structures non repeintes périodiquement peuvent présenter des désordres surtout si elles sont exposées à des atmosphères corrosives ou mouillées par des liquides corrosifs.

9. Réparations

9.1 Réhabilitation des structures anciennes

Avant toute étude, il faut procéder à un diagnostic de la structure à réhabiliter :

- relevé géométrique de la structure (portées, profils) ;
- état général (corrosion) ;
- recherche des principes de stabilité ;
- recherche des caractéristiques de l'acier (prélèvement, essai, soudabilité éventuelle) ;
- recherche de la charge portante maximale admissible (poids propre + surcharges) ;
- moyens d'assemblage.

En fonction des résultats de cette enquête, les solutions de réhabilitation et/ou renforcement pourront être envisagées. Il faudra rester dans l'esprit initial de la conception ; ainsi, des rivets défectueux pourront, par exemple, être remplacés par des boulons précontraints ou des riveles et non pas par des boulons avec jeu.

9.2 Renforcement des structures

■ Structure déchargée avant renforcement

Le problème, dans ce cas, revient à réétudier la structure sous son nouveau chargement, l'état initial de contrainte étant celui dû au poids propre comme pour une structure neuve. Les renforcements peuvent se faire :

- par plats renforts soudés ou boulonnés ;
- doublage de cornières dans des poutres treillis ;
- adjonction de poteaux ;
- maintien au flambement supplémentaire.

Le problème le plus délicat est, en général, le renforcement des attaches où des solutions particulières devront être étudiées cas par cas. Il faut absolument éviter le mixage boulon-soudure dans les renforts d'attache.

■ Renforcement d'ouvrage métallique sous charges

Dans ce cas, les états de contrainte seront déterminés par le cumul de deux analyses : états avant renforcement (constitution + chargement), états après renforcement.

Le renforcement par soudage d'éléments de structure sous charges de service présente une importance particulière. Dans ce domaine, des études et essais suivis par l'Institut International de Soudure ont conduit aux conclusions suivantes :

- pour une poutre en I soumise avant renfort à des contraintes inférieures à la limite élastique, le renforcement par des ailes additionnelles soudées conduit à une ruine plastique égale à celle qui aurait été obtenue pour la poutre identiquement renforcée sans être chargée ;

- le comportement des deux poutres est presque le même, son caractère élastique est conservé jusqu'à proximité de la charge de ruine plastique.

Constructions métalliques

Pathologie des structures métalliques

par **Jacques MAYÈRE**

Ingénieur INSA

Responsable de l'activité Charpentes métalliques et Bois du Bureau Veritas

Normalisation

- | | | |
|------------------|-------|--|
| [1] NF EN 10025 | 10-90 | Produits laminés à chaud en aciers de construction non alliés. Conditions techniques de livraison. (= A 35-501). |
| [2] DTU P 22-701 | 12-66 | Règles CM. Règles de calcul des constructions en acier. |
| [3] CTICM | 1981 | Règles de calcul des constructions en acier. Additif 1980. |
-