

ECOLE NATIONALE D'INGENIEURS DE SFAX

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Cycle d'Ingénieurs en Génie Civil

Cours de

CHARPENTE METALLIQUE

Préparé par :

MOUNIR BEN JDIDIA

Année universitaire : 2013-2014

Table des matières

Chap 1	Généralités et terminologie d'un bâtiment industriel	1
1	Généralités sur les constructions en métal	2
2	Introduction sur les bâtiments industriels	3
3	Les aciers de construction pour le BI.....	5
4	Caractéristiques des aciers de construction.....	8
5	Terminologie d'un bâtiment industriel	10
6	Conception de l'ossature porteuse d'un bâtiment industriel.....	11
7	Conception des assemblages	15
8	Dossier d'exécution d'un bâtiment industriel	19
9	Phases d'exécution d'un bâtiment industriel	20
Chap 2	Effets climatiques sur les constructions : Règles NV 85.....	30
1	Introduction.....	31
2	Effet de la neige sur les constructions.....	31
3	Combinaison des effets de la neige et du vent	33
4	Effet du vent sur les bâtiments industriels	34
5	Actions dynamiques exercées par le vent	46
6	Exemple d'application	47
Chap 3	Bases de Calcul du règlement Eurocode 3	49
1	Introduction.....	50
2	Etats Limites	50
3	Actions prises en compte dans les calculs	51
4	Coefficients partiels de sécurité	52
5	Combinaisons d'actions	54
6	Valeurs limites des déformations.....	55
Chap 4	Classification des sections transversales	57
1	Introduction.....	58
2	Comportement des sections	59

3	Elancement des parois.....	61
4	Méthode de détermination des sections efficaces	67
5	Détermination des moments de flexion limites ultimes.....	69
Chap 5	Justification des sections transversales selon EC3	73
1	Introduction.....	74
2	Caractéristiques des sections transversales	74
3	Facteurs partiels de sécurité	74
4	Résistance des sections transversales.....	75
Chap 6	Les phénomènes d'instabilité élastique	80
1	Introduction.....	81
2	Flambement simple d'Euler	82
3	Aspects réglementaires du flambement simple.....	83
4	Aspects réglementaires du flambement avec flexion.....	87
5	Flambement des pièces composées.....	89
6	Longueur de flambement	91
Chap 7	Conception et calcul des Assemblages boulonnés	94
1	Généralités sur les assemblages	95
2	Types et fonctionnement d'un assemblage	95
3	Conception des assemblages	96
4	Calcul des assemblages rivés	97
5	Calcul des assemblages par boulons ordinaires	98
6	Calcul des assemblages par boulons Haute Résistance ou Précontraints	102
Chap 8	Les assemblages par soudures	106
1	Introduction.....	107
2	Les procédés de soudage.....	107
3	Dispositions constructives.....	108
4	Calculs des cordons de soudures.....	110

Chap 1 Généralités et terminologie d'un bâtiment industriel

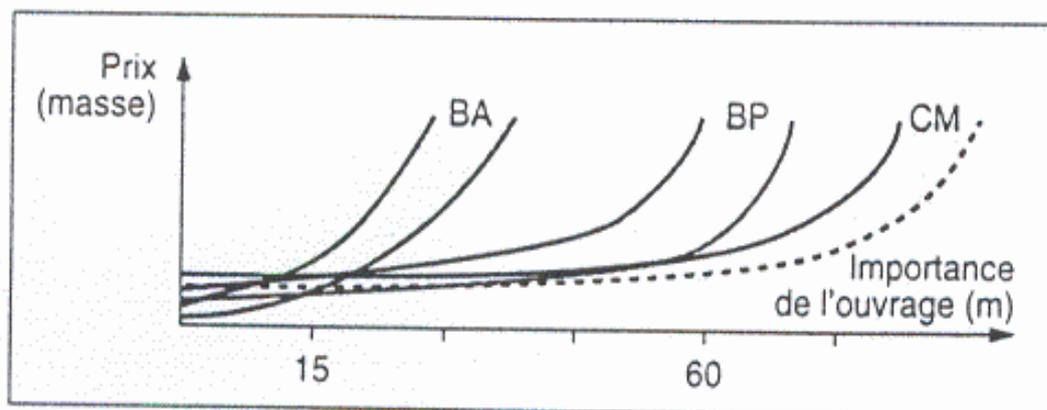
1	Généralités sur les constructions en métal	2
2	Introduction sur les bâtiments industriels	3
3	Les aciers de construction pour le BI.....	5
3.1	Les profilés laminés.....	5
3.2	Les profilés laminés marchands	6
3.3	Les tôles.....	7
4	Caractéristiques des aciers de construction.....	8
4.1	Caractéristiques mécaniques des aciers de construction	8
4.2	Caractéristiques géométriques des Profiles de construction.....	10
5	Terminologie d'un bâtiment industriel	10
6	Conception de l'ossature porteuse d'un bâtiment industriel.....	11
6.1	Conception des portiques.....	12
6.2	Conception des fermes.....	14
7	Conception des assemblages	15
7.1	Assemblages au pied du portique	15
7.2	Assemblages au jarret.....	16
7.3	Assemblage au faitage.....	17
7.4	Assemblage au jarret d'une ferme sur un montant en profilé.....	17
7.5	Assemblage au nœud d'une ferme.....	17
7.6	Assemblage de la chaise d'un pont roulant	18
7.7	Assemblage d'une panne sur une traverse.....	18
7.8	Assemblage pieds de poteaux et fondation.....	18
8	Dossier d'exécution d'un bâtiment industriel	19
9	Phases d'exécution d'un bâtiment industriel	20

1 Généralités sur les constructions en métal

Après la seconde guerre mondiale, il a fallu construire :

- Des bâtiments industriels (usines de transformations de produits agricoles ou agro-alimentaires, bâtiments d'élevage, usines de fabrication : industrie mécanique tel que automobiles, aéronautiques, industrie chimique : phosphates, pétrolières des ouvrages de franchissement tel que ponts viaducs etc ...), les dépôts de stockage sur les quais ou ailleurs.
- Des salles polyvalentes, de conférences ou de fêtes, les salles de sports

Le matériau disponible et qui s'avère économique est l'acier vu ses propriétés mécaniques et géométriques. Ce matériau a remplacé le bois et notamment la charpente en bois le béton armé et le béton précontraint vue le coût relativement acceptable. En effet le diagramme ci après montre que le cout du BA grimpe rapidement à partir des portées de 16 m le béton précontraint reste cependant économique pour des portées de 45m par contre l'acier reste compétitif au delà de 60 m.



Parmi les avantages de ce matériau on peut citer :

- l'acier est un matériau supposé homogène et isotrope et il a un comportement élasto-plastique avec des propriétés fort intéressantes tel que sa limite élastique S_y , sa limite ultime ou de rupture S_u , son module d'élasticité longitudinale E son coefficient de poisson ν facilement déterminables selon des normes spécifiques ASTM ou autre. Les aciéries (industrie de fabrication de l'acier) ont pu élaborer des profilés métalliques normaux **PN** tel que : **IPN, IPE, UAP, HEA, HEB, HEM**, des laminés ou profilés marchands **PM** tel que les cornières **L**, les plats **■**, les tés **T**, les ronds pleins **●**, les carrés pleins **■**, les tubes en différentes formes \square , \square , \circ et des tôles planes ou ondulées. La conception d'une structure métallique qui constitue l'ossature porteuse du bâtiment a permis de réaliser des espaces couverts avec une fiabilité accrue de point de vu fonctionnalité, exploitation aisé et surtout une réalisation rapide et peu couteuse.
- l'acier possède une Haute résistance, Il en résulte des dimensions mois encombrantes, des portées plus grandes à franchir, des constructions plus légères (charges transmises au sol relativement faible et des dimensions pas trop grande des semelles de fondations).
- L'industrialisation des ossatures porteuses permet de réduire la durée d'exécution des travaux

- Les extensions du bâtiment est possible
- Le renforcement des éléments porteurs est possible en cas de besoins
- La récupération d'éléments et le recyclage sont possibles

Bien évidemment l'acier possède des défauts tel que : la maintenance contre la corrosion une faible tenue au feu, résonance élevée d'où une faible isolation acoustique, effets de dilatations non négligeables, conductivité thermique élevée d'où une faible isolation thermique.

Les nuances d'acier produites et disponibles sur le marché sont : **S235, S275, S355**

Les objectifs de ce cours sont :

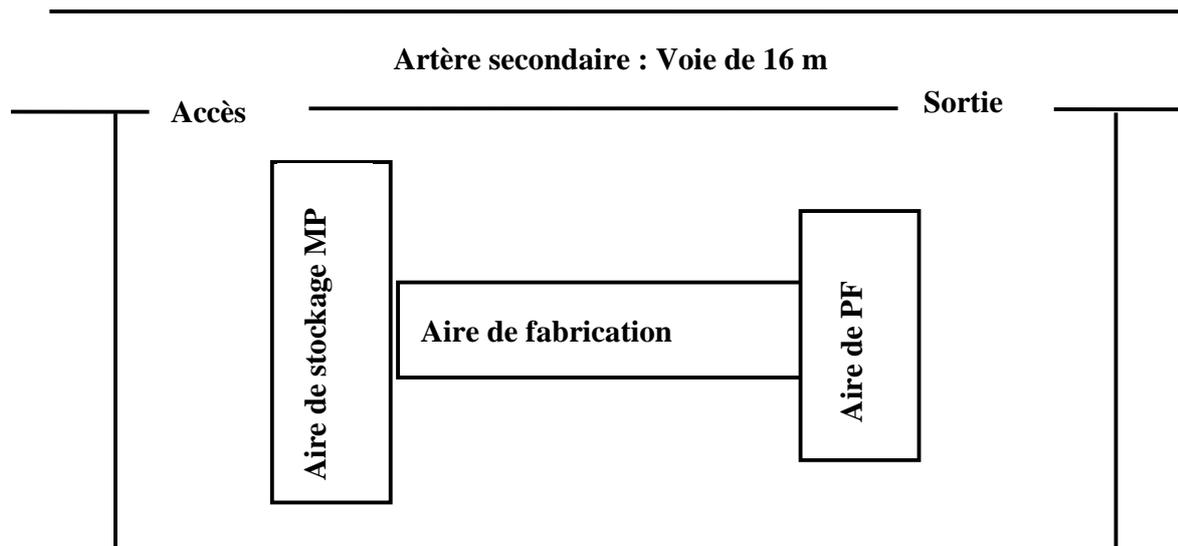
- Connaître quelques notions générales sur la conception de l'ossature porteuse d'un bâtiment industriel
- Maitriser les principes de justification des éléments porteurs vis-à-vis des sollicitations selon les règles de l'Eurocode 3
- Maitriser la conception et le calcul des assemblages entre éléments porteurs
- Maitriser l'évaluation des actions du vent et de la neige sur les éléments porteurs selon les règles NV85
- Appliquer les connaissances acquises dans un cas concret : Etude de l'ossature porteuse d'un Bâtiment industriel

2 Introduction sur les bâtiments industriels

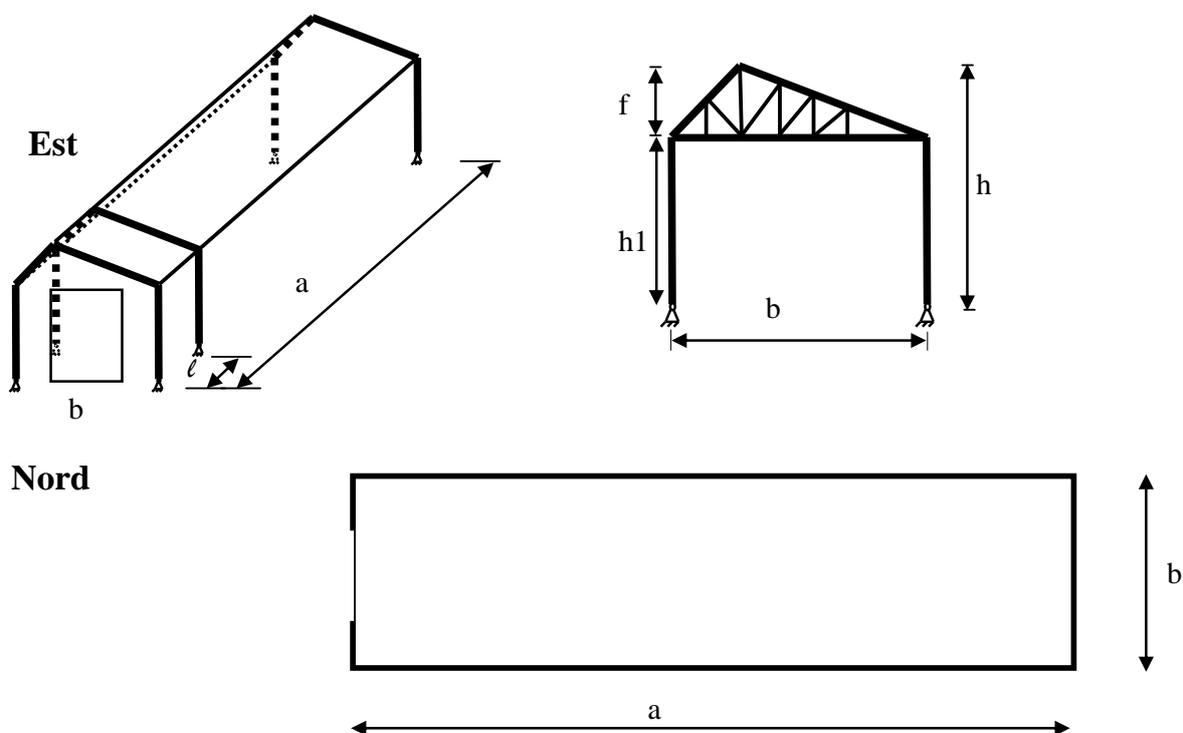
Un bâtiment industriel est un grand espace de transformation de la matière première en produits finis on distingue trois espaces :

- espace réservé au stockage des matières premières
- espace réservé à la fabrication et la production
- espace destiné pour le stockage des produits finis

Une étude des besoins pour chaque espace détermine la superficie à bâtir et les caractéristiques de chaque aire. Le bâtiment industriel est situé généralement dans la zone d'activité ou industrielle. Les bâtiments d'élevage sont situés dans la zone agricole. Les salles de sports ou polyvalente de fêtes sont situés dans la zone de loisirs ou de divertissement.



Un bâtiment industriel comporte en général deux grandes faces, deux petites faces et une couverture.



Le bâtiment peut être orienté de manière que la petite face soit orthogonale au vent dominant. Néanmoins le bâtiment industriel doit être stable vis-à-vis :

- D'un vent longitudinal vent perpendiculaire à la petite face
- D'un vent transversal vent perpendiculaire à la grande face

Le bâtiment industriel peut avoir une ossature porteuse : En acier, en béton armé, en béton précontraint ou encore mixte.

Le bâtiment peut être soumis à différents types d'actions. L'ossature métallique porteuse peut être soumise en général aux actions suivantes :

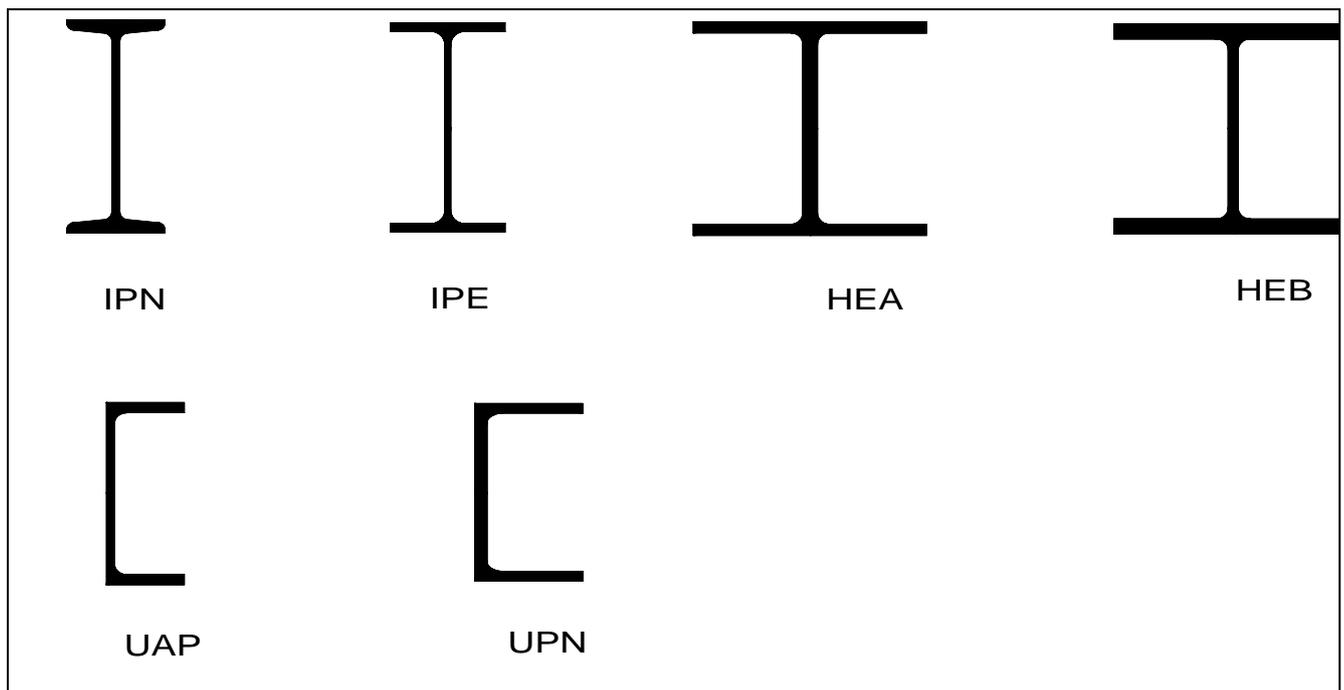
- Actions permanentes : poids propre des éléments
- Actions variables : actions de la neige, actions du vent, d'exploitation
- Actions accidentelles : chocs de véhicules, séisme

3 Les aciers de construction pour le BI

Les produits sidérurgiques en acier ferritique utilisés en construction métallique sont les aciers **S235, S275, S355**.

3.1 Les profilés laminés

Les profilés normaux PN sont en forme de **I, H, U, C, T**



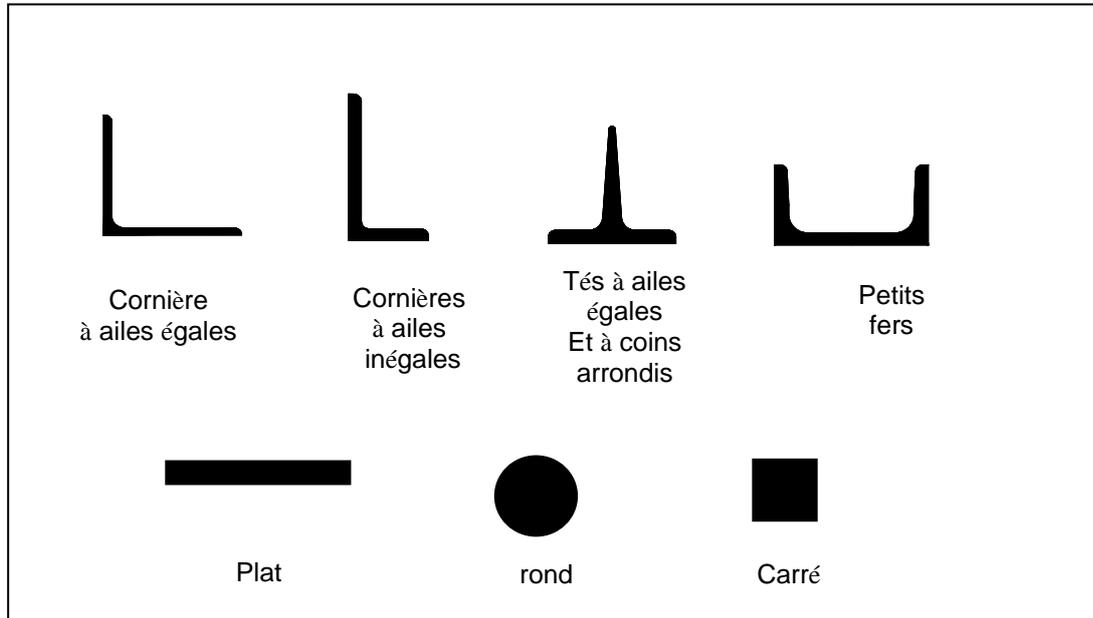
	Ailes étroites		Larges ailes			
	INP 300	IPE 300	HEA 300	HEB 300	HEM 300	HHD 320 x 451
m [kg/m]	54.2	42.2	88.3	117	238	451
A [mm ²]	6900	5380	11 300	14 900	30 300	57 400
I_y [10 ⁶ mm ⁴]	98.0	83.6	182.6	251.7	592.0	1492
I_z [10 ⁶ mm ⁴]	4.51	6.04	63.1	85.6	194.0	406.1

On constate une bonne résistance à la flexion : moment appliqué M_y (charges appliquées perpendiculaires à l'axe d'inertie maximale). Les fer en H présentent une inertie par rapport à z plus importante que les fers en I et surtout une section plus grande vue la largeur de ses semelles

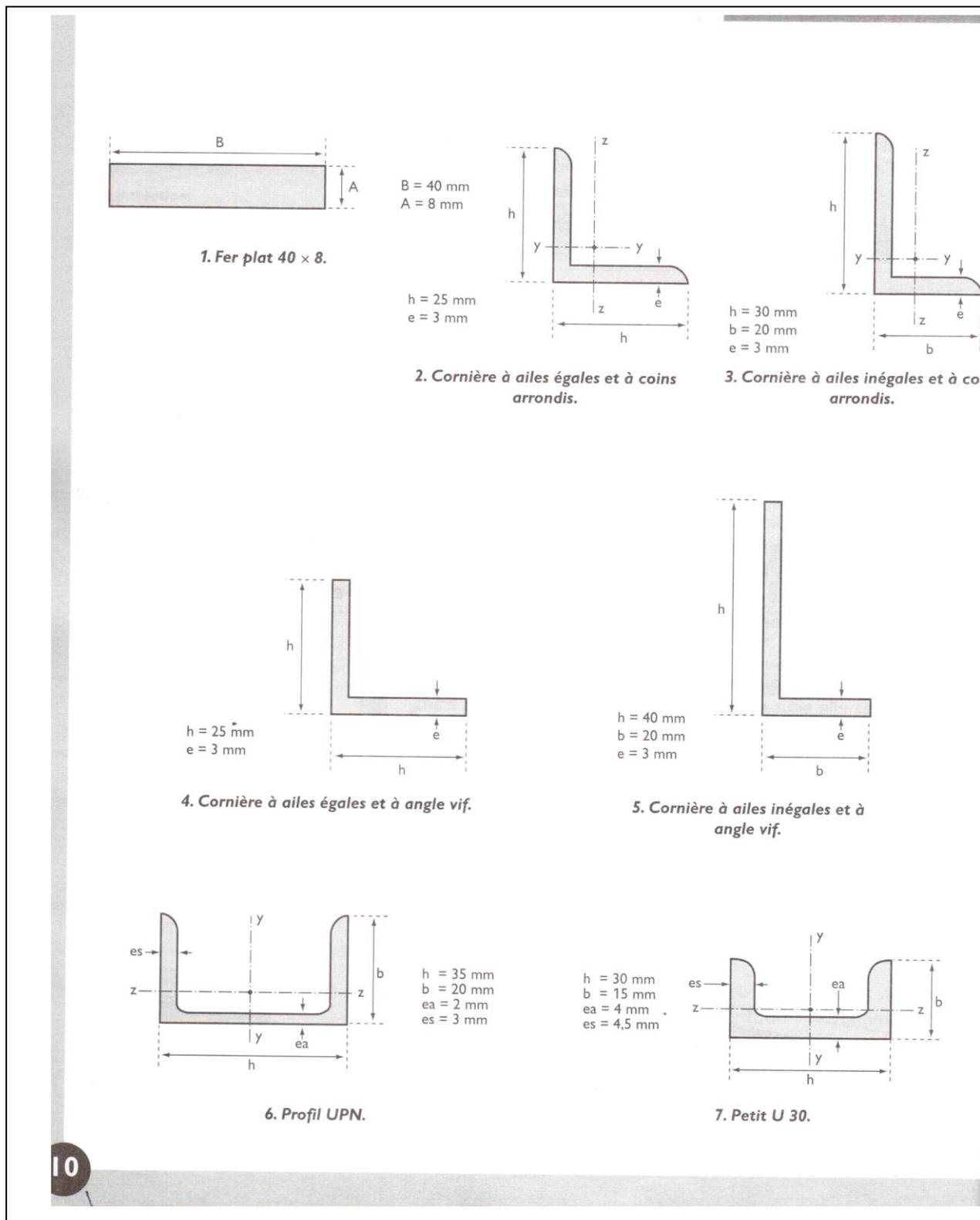
Les différents profilés normaux commercialisés sont donnés sous forme de tableaux présentés à la fin du chapitre.

3.2 Les profilés laminés marchands

Les laminés marchands sont des cornières, des fers plats, des tés, des u et des profils pleins ou creux en tubes de différentes formes

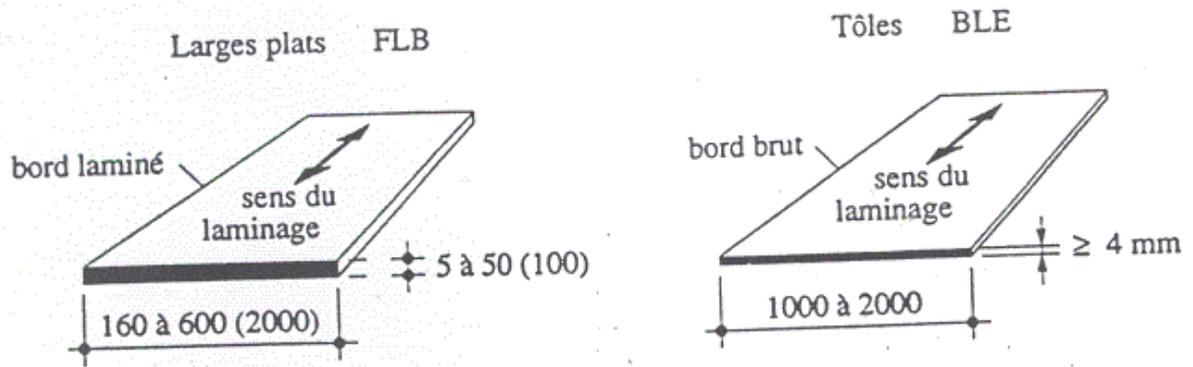


La feuille ci après donne quelques laminés marchands. Les différents laminés marchands sont présentés à la fin du chapitre



3.3 Les tôles

On distingue les tôles en plaques de différentes épaisseurs de 4 mm à 40 mm



Les tôles nervurées



4 Caractéristiques des aciers de construction

4.1 Caractéristiques mécaniques des aciers de construction

Pour caractériser les profilés PN ou PRS ou encore les autres produits on prélève trois éprouvettes standards sur un profilé de forme cylindrique ou plate et on effectue l'essai de traction conformément à la norme ASTM

Essai de traction

Striction

contrainte nominale

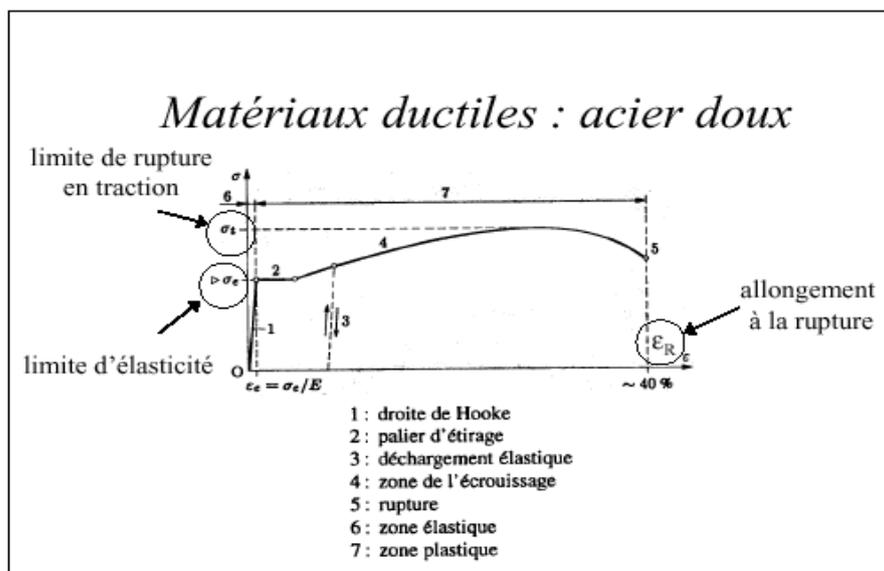
$$\sigma = \frac{N}{A}$$

A = section initiale

contrainte vraie

$$\sigma' = \frac{N}{A'}$$

A' = section réelle



Dans la norme EC3 les propriétés mécaniques sont : la limite élastique f_y , limite ultime f_u , le module de Young E et le coefficient de poisson ν

- le module d'élasticité longitudinale $E = 210000 \text{ MPa}$;
- le module d'élasticité transversale $G = E/[2(1+\nu)] = 81000 \text{ MPa}$;
- le coefficient de poisson $\nu = 0.3$;
- le poids volumique de l'acier $\rho = 78.5 \text{ KN/m}^3$.
- Coefficient de dilatation linéaire $\alpha = 12.10^{-6}/^\circ\text{C}$

Nous nous limitons en construction à trois nuances principales (**S235** : $f_y = 235 \text{ MPa}$ est utilisée pour des constructions courantes privées, **S275** : $f_y = 275 \text{ MPa}$ constructions publiques et **S355** : $f_y = 355 \text{ MPa}$ ouvrages spéciaux ouvrages d'art...)

Pour les profilés on adopte les caractéristiques mécaniques suivantes :

Caractéristiques mécaniques des profilés en fonction de leur épaisseur t	Nuances des aciers		
	S.235	S.275	S.355
Limites élastique f_y (MPa)			
$t \leq 16 \text{ mm}$	235	275	355
$16 \leq t \leq 40 \text{ mm}$	225	265	345
$40 \leq t \leq 63 \text{ mm}$	215	255	335
Contraintes de rupture en traction f_u (MPa)			
$t \leq 3 \text{ mm}$	360/510	430/580	510/680
$3 \leq t \leq 100 \text{ mm}$	340/470	410/560	490/630
Allongement minimal moyen ϵ			
$t \leq 3 \text{ mm}$	18%	15%	15%
$3 \leq t \leq 150 \text{ mm}$	23%	19%	19%

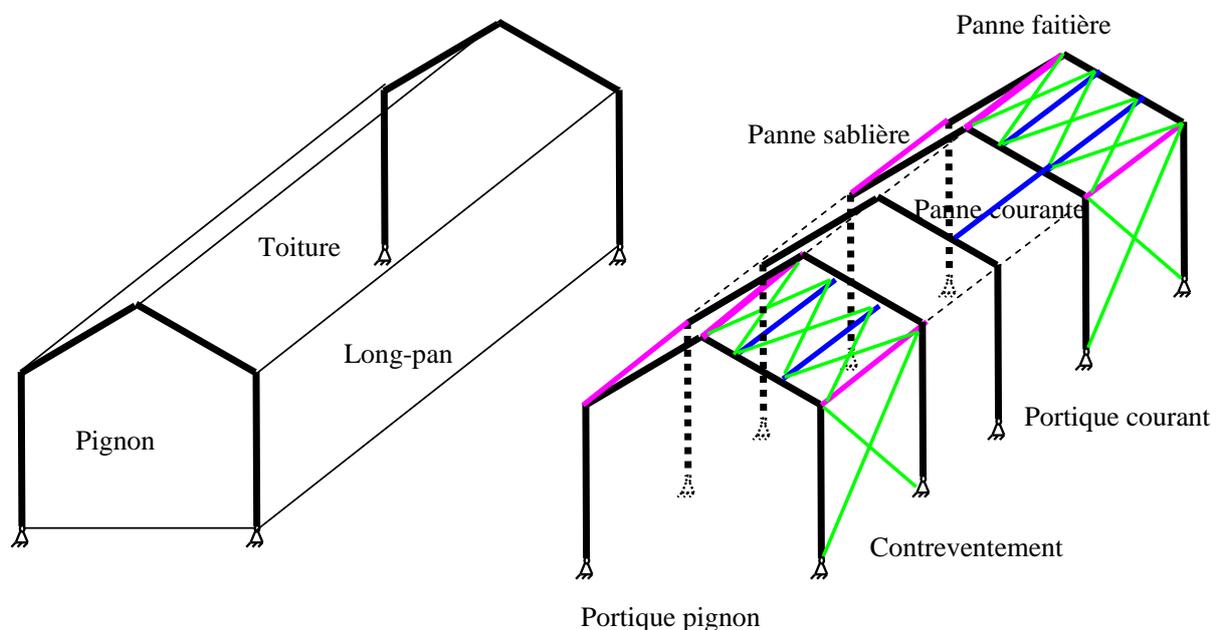
4.2 Caractéristiques géométriques des Profils de construction

- A : aire de la section en cm^2
- M : masse en Kg/m
- I_y : moment d'inertie par rapport à l'axe Gy en cm^4
- I_z : moment d'inertie par rapport à l'axe Gz en cm^4
- W_{ely} : module d'inertie élastique en cm^3 , $W_{ely}=I_y/v$ tel que : $v=h/2$
- W_{elz} : module d'inertie élastique en cm^3 , $W_{elz}=I_z/w$ tel que : $w=b/2$
- W_{ply} : module d'inertie plastique en cm^3 , $W_{ply}=2 \cdot$ moment statique par rapport à l'axe de flexion Gy
 W_{plz} : module d'inertie plastique en cm^3 , $W_{plz}=2 \cdot$ moment statique par rapport à l'axe de flexion Gz
- A_{vy} : section soumise au cisaillement en cm^2

Les tableaux 1-10 donnent les caractéristiques géométriques courantes des profilés standards.

5 Terminologie d'un bâtiment industriel

Le bâtiment industriel comporte une enveloppe en maçonnerie de brique ou de parpaings qui constitue les parois verticales du bâtiment. Ces derniers reposent en général sur un système de longrines en béton armé reliant les semelles disposées sous les montants des portiques ou les poteaux en profilés. Les petites faces S_b sont appelées **pignons**. Les grandes faces S_a sont appelées **Long-pans**. La **toiture** est constituée par deux versants en général symétriques. Le bâtiment industriel est composé par une ossature métallique porteuse et une enveloppe en maçonnerie. L'ossature porteuse est en général constituée par un système de portiques en profilés reliés par des pannes

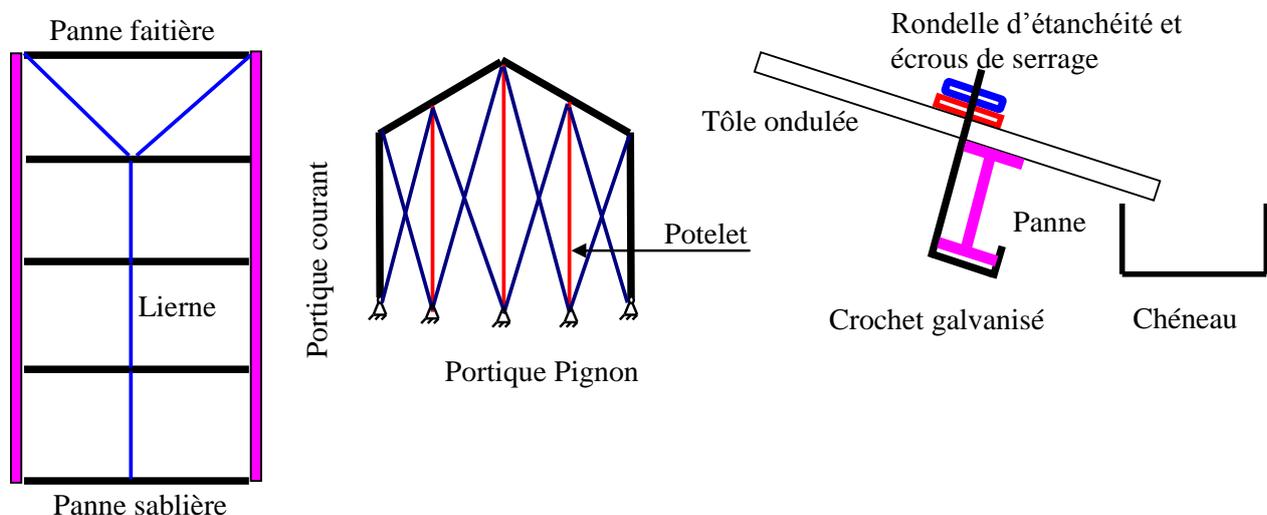


6 Conception de l'ossature porteuse d'un bâtiment industriel

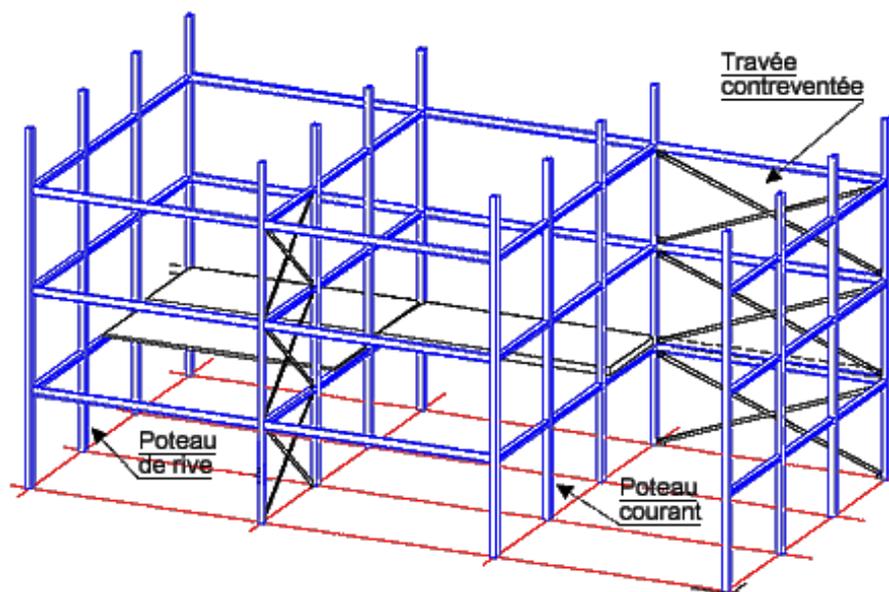
Un bâtiment industriel est généralement composé d'une structure porteuse et des éléments de remplissage, cette structure peut être :

- Système poutres principales et poutres secondaires (solives) constituant le plancher d'un bâtiment reposant sur des poteaux
- Systèmes de portiques et pannes en profilés
- Systèmes de portiques composés par des fermes (système en treillis) et des montants composés ou encore en profilés les portiques sont reliés par des pannes.
- Système spatial tridimensionnel (3D)

Les portiques assurent la stabilité transversale du bâtiment vis-à-vis d'un vent transversal appliqué sur la grande face. Le déplacement horizontal du portique (tête du montant) D_x est limité par la norme. Les portiques sont reliés par des pannes qui assurent la stabilité longitudinale et reprennent également les efforts en provenance de la toiture. Les diagonales de contreventement ont pour rôle d'acheminer les forces horizontales du vent longitudinal vers les nœuds de la fondation. Le système de contreventement est nécessaire pour la première et la dernière travée. Le contreventement doit être longitudinal et transversal pour assurer la stabilité du bâtiment. Les liernes sont des éléments de liaison entre les pannes et assurent la stabilité des pannes vis-à-vis du déversement. Le portique pignon est contreventé par des barres en diagonales. Les potelets permettent de reprendre les forces surfaciques du vent appliquées sur le pignon.



La couverture est en général en tôle ondulée ou en panneaux sandwichs. Elle repose sur les pannes et elle est fixée par des crochets galvanisés. Le bardage périphérique supérieur est constitué par des futs en profilés qui sont fixés sur les montants des portiques. Les futs sont reliés par des lisses horizontales qui permettent la fixation du bardage en tôle ondulée. Le chéneau permet d'évacuer les eaux de ruissellement en provenance de la toiture vers les descentes d'eau pluviale.



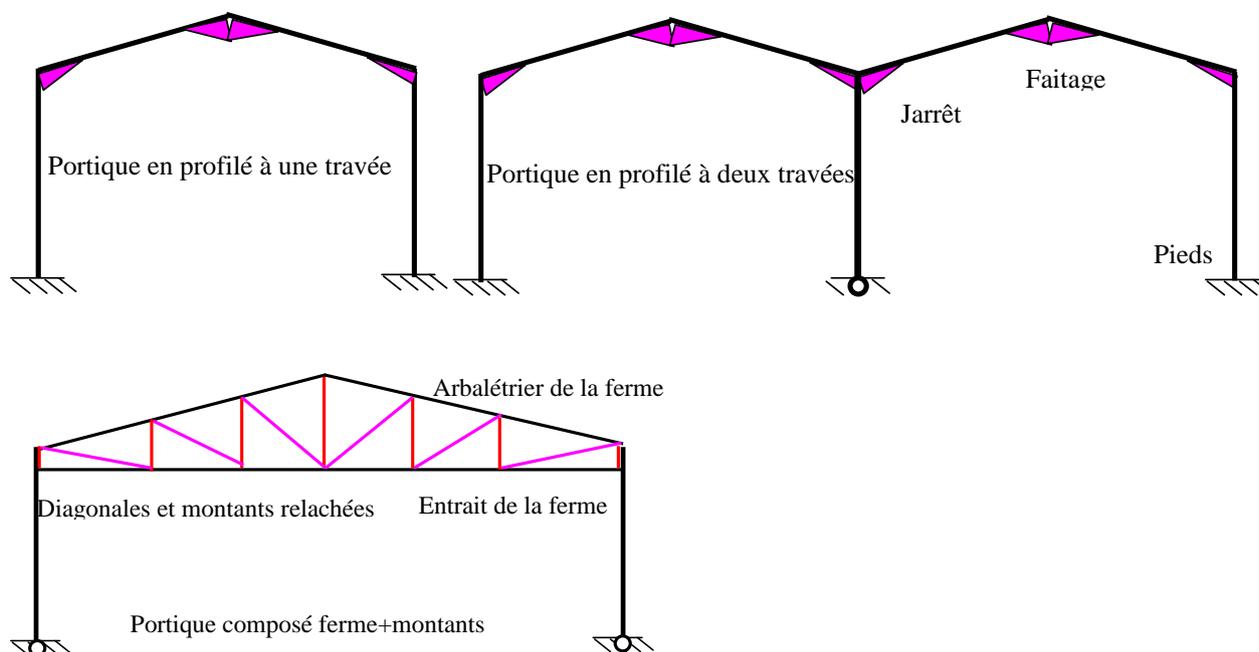
6.1 Conception des portiques

Les portiques peuvent être à une ou plusieurs travées. On distingue trois types de portique :

Le portique en profilés PN est composé par deux montants et une traverse. (portée <24m)

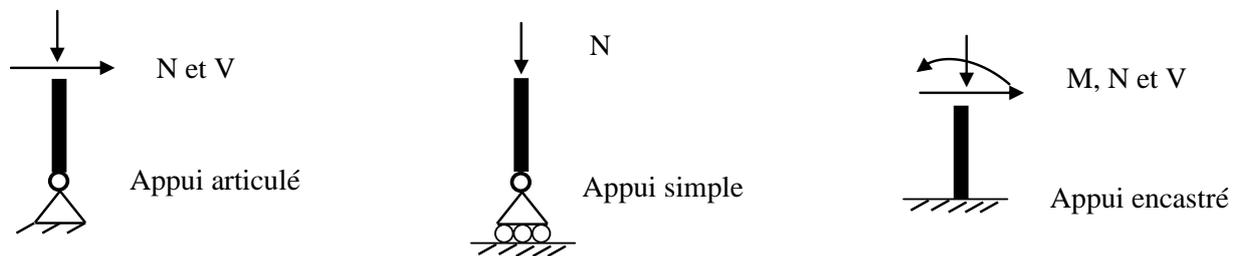
Le portique composé PC est constitué par deux poteaux et une ferme (système en treillis). (portée <50m)

Le portique en profilés reconstitués soudé PRS est constitué par deux montants et une traverse en PRS (portée <50m)

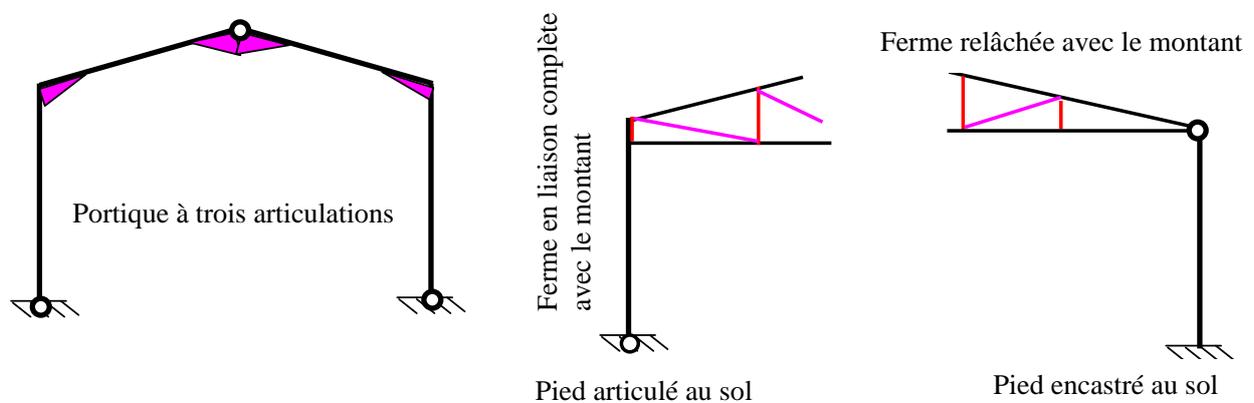


Le jarret permet d'avoir un nœud rigide et participe à reprendre en partie le moment fléchissant appliqué au nœud en augmentant l'inertie de la traverse. Le portique bi encasturé est utilisé dans le cas où les semelles reposent sur un sol relativement de bonne portance ($\sigma_{sol} > 2$

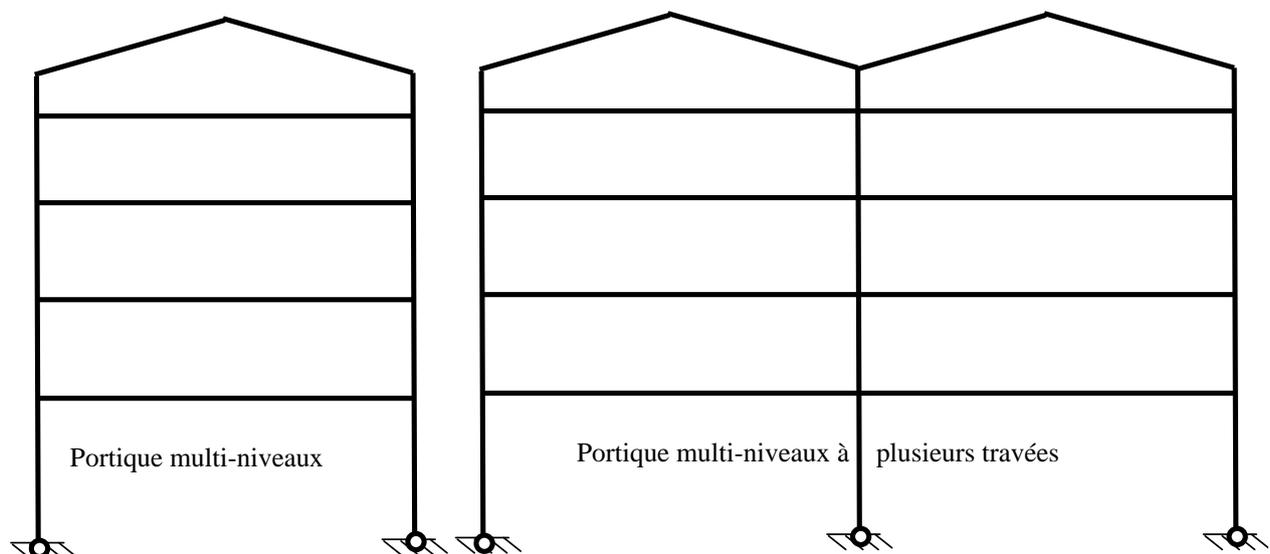
bars). Le portique bi articulé est couramment utilisé pour les sols de portance faible ($\sigma_{sol} < 0.5$ bars) ou pour apporter de la souplesse au portique (dilatation non empêchée).



Le portique isostatique à trois articulations peut être également utilisé pour réduire le moment fléchissant sur les traverses du portique. Pour les portiques de grandes portées il est préférable de créer des souplesses soit en tête du montant soit au pied de celui-ci.

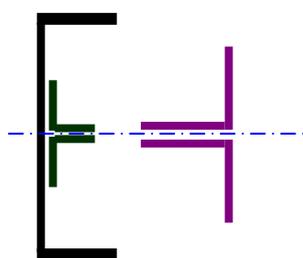
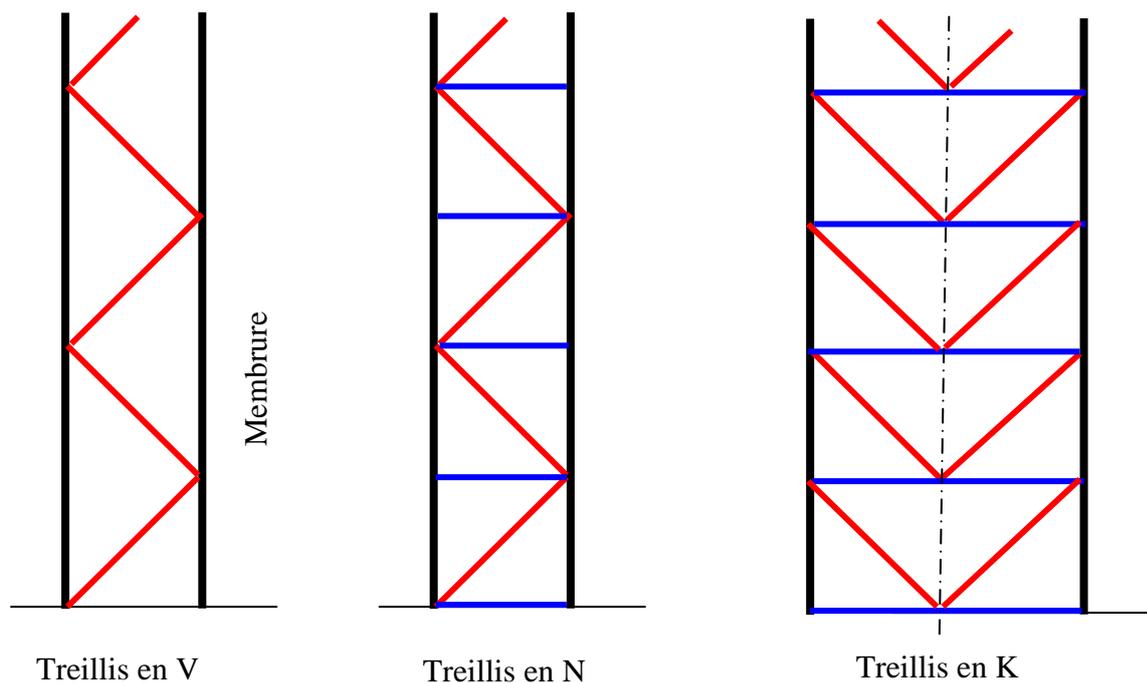


Les portiques peuvent être à un versant ou à plusieurs versants à un niveau ou à plusieurs niveaux.

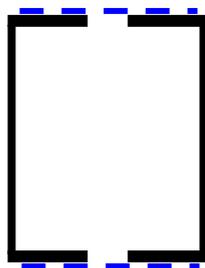


Les montants des portiques peuvent être soit en profilés normaux PN si la hauteur n'excède pas 6 à 7m et l'effort normal de compression est modéré soit composées en treillis si la hauteur dépasse 8 m. On distingue trois types de treillis en N, V et en K. les membrures peuvent être symétriques ou dissymétriques. Les treillis en V et en K comportent des traverses, celles-ci diminuent la déformation du plan de treillis due à l'effort tranchant. Le

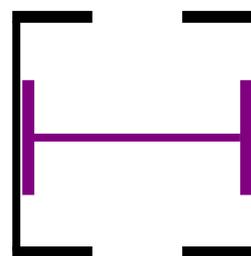
choix dépend essentiellement de la hauteur et de l'intensité de l'effort normal de compression appliqué.



Montant composé par deux membrures dissymétriques et un plan de treillis



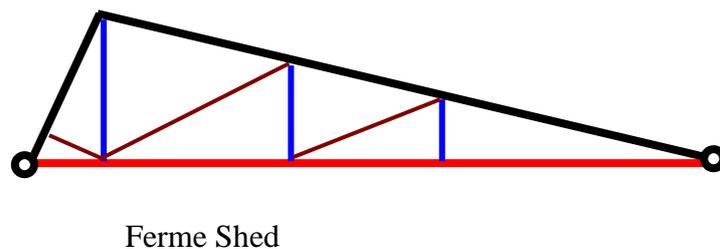
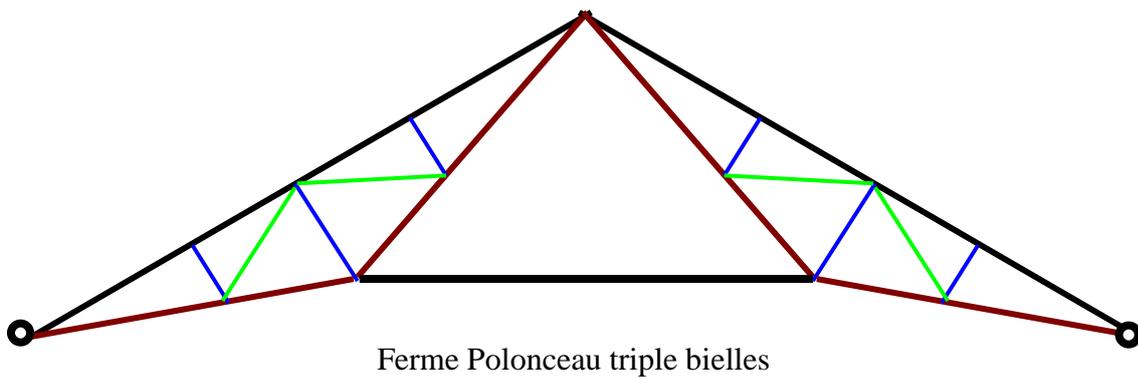
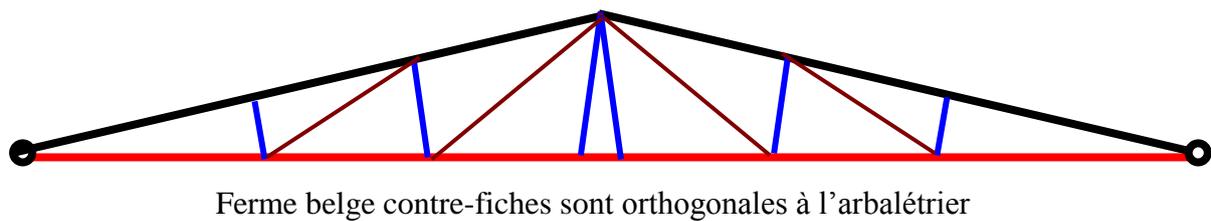
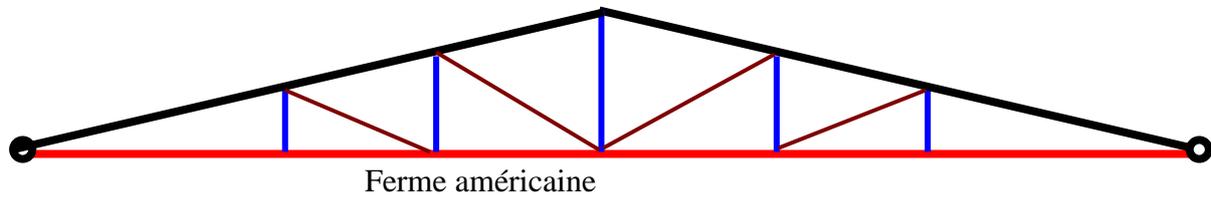
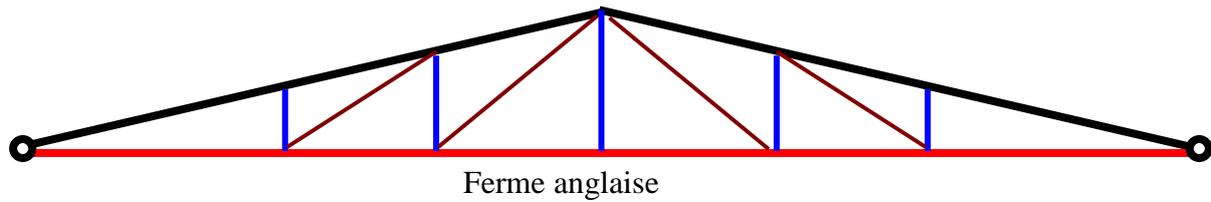
Montant composé par deux membrures symétriques et deux plans de treillis



Montant composé par trois profilés PN

6.2 Conception des fermes

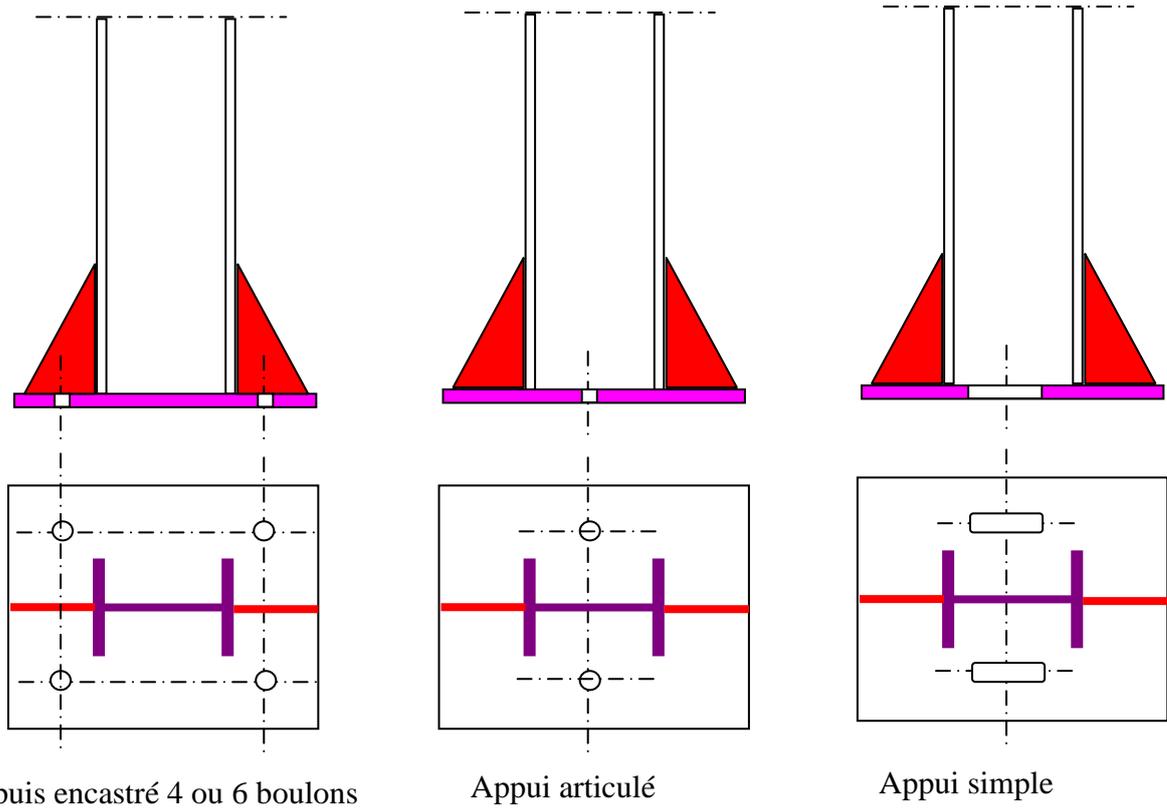
Les fermes sont constituées par un système triangulé plan. Les diagonales et les montants de la ferme sont généralement relâchées par conséquent ils sont soumis soit à la traction soit à la compression. L'arbalétrier (élément supérieur recevant les pannes) est en général en profilé PN et constitué d'un ou plusieurs éléments en liaisons complètes. L'Entrait de la ferme (élément inférieur de la ferme) est en général en profilé PN et constitué d'un ou plusieurs éléments en liaisons complètes. Les pannes prennent appui sur les nœuds de la ferme. Les types de ferme sont donnés ci après :



7 Conception des assemblages

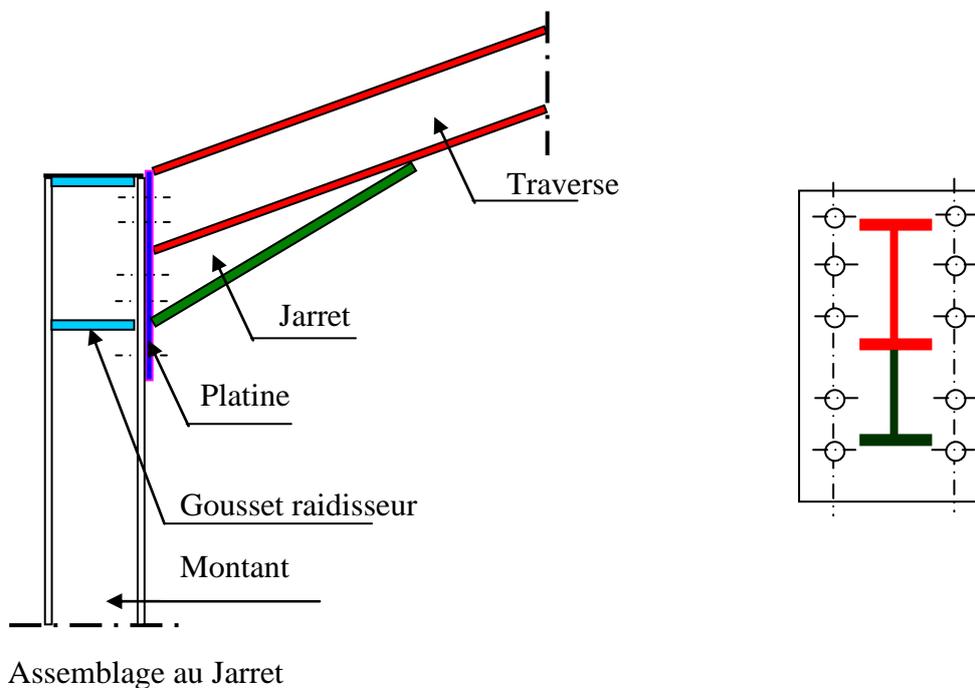
7.1 Assemblages au pied du portique

Le pied du montant peut être encastré, articulé ou simplement appuyé



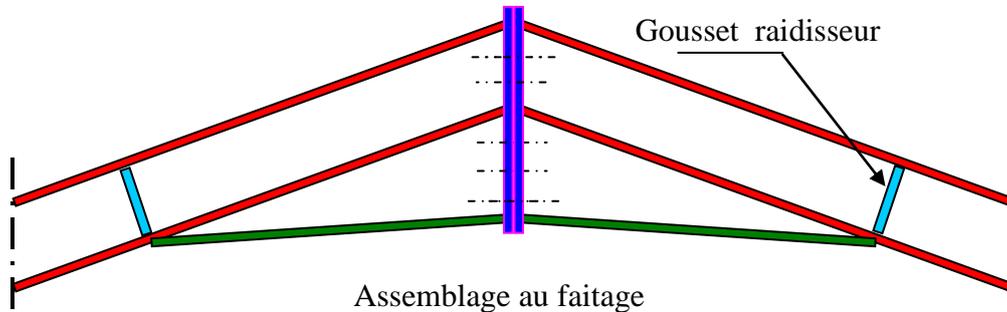
7.2 Assemblages au jarret

La traverse est munie à son extrémité d'une platine soudée et à sa partie inférieure d'un gousset appelé jarret soudé également sur la platine. L'ensemble est en liaison complète sur le montant à l'aide des boulons



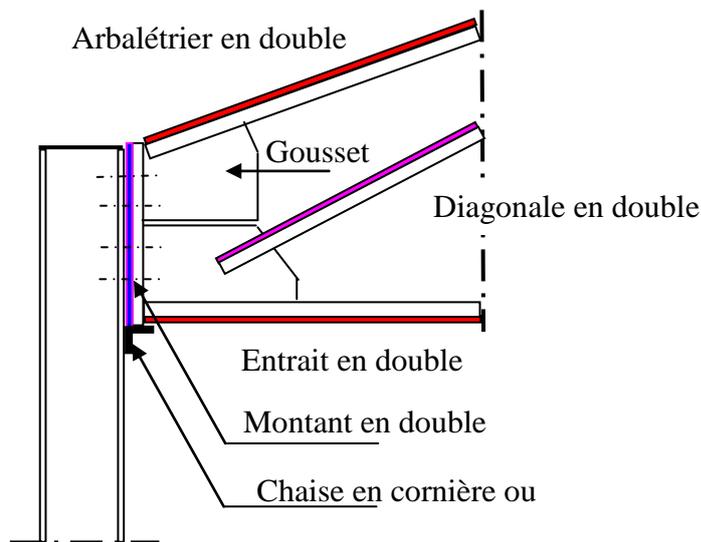
7.3 Assemblage au faitage

L'assemblage au faitage est constitué par deux platines soudées sur les traverses et juxtaposées. Deux goussets raidisseurs sont soudés d'une part sur les traverses et d'autre part sur les platines. La liaison entre traverses est complète et elle assurée à l'aide de deux rangées (verticalement) de boulons.

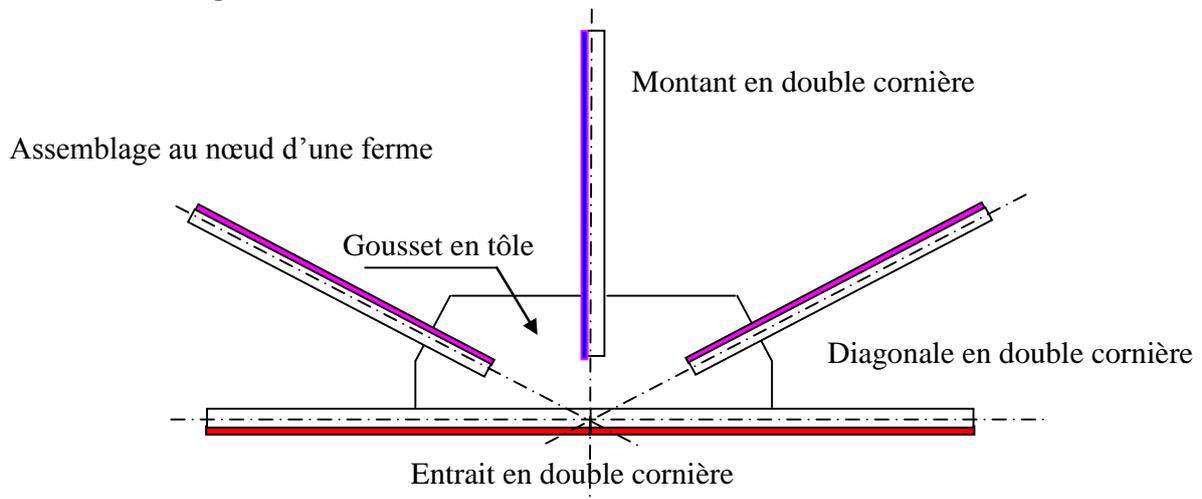


7.4 Assemblage au jarret d'une ferme sur un montant en profilé

L'assemblage d'une ferme sur le poteau en profilé est assuré par boulons disposés en deux rangées verticales sur le montant de la ferme.

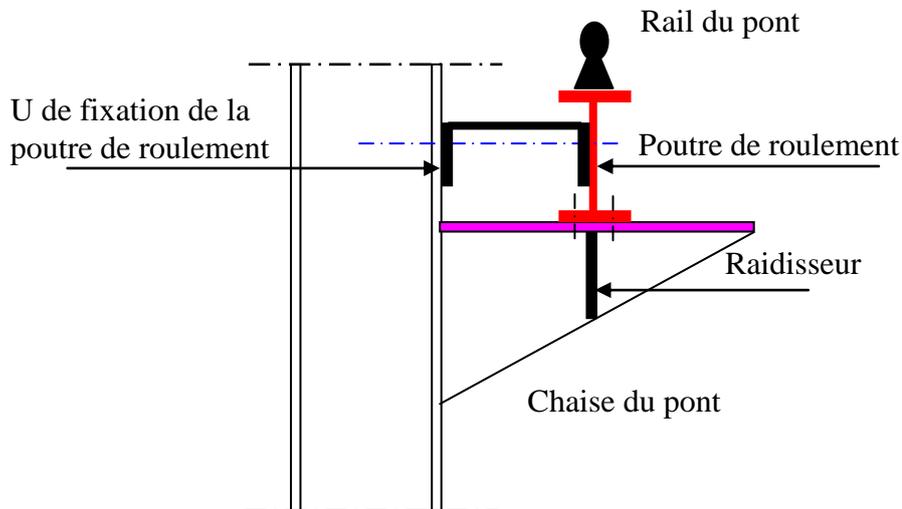


7.5 Assemblage au nœud d'une ferme



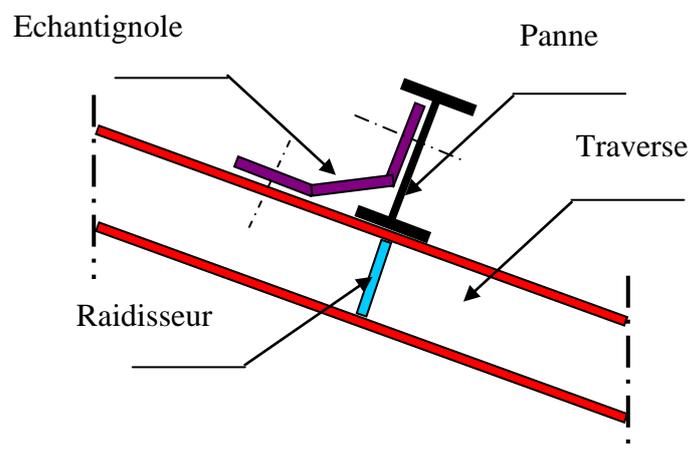
7.6 Assemblage de la chaise d'un pont roulant

La chaise du pont est formée par deux goussets en tôle de même épaisseur que la semelle du montant formant ainsi un T. La chaise reçoit la poutre de roulement qui est fixée par des boulons (possibilité de réglage et d'alignement : prévoir des trous oblongs). Le rail est généralement soudé sur la poutre de roulement reçoit les galets de la traverse du pont. Pour éviter le voilement de l'âme de la poutre de roulement et son déversement, une fixation par un profilé en UAP sur l'âme et la semelle du poteau est nécessaire.



7.7 Assemblage d'une panne sur une traverse

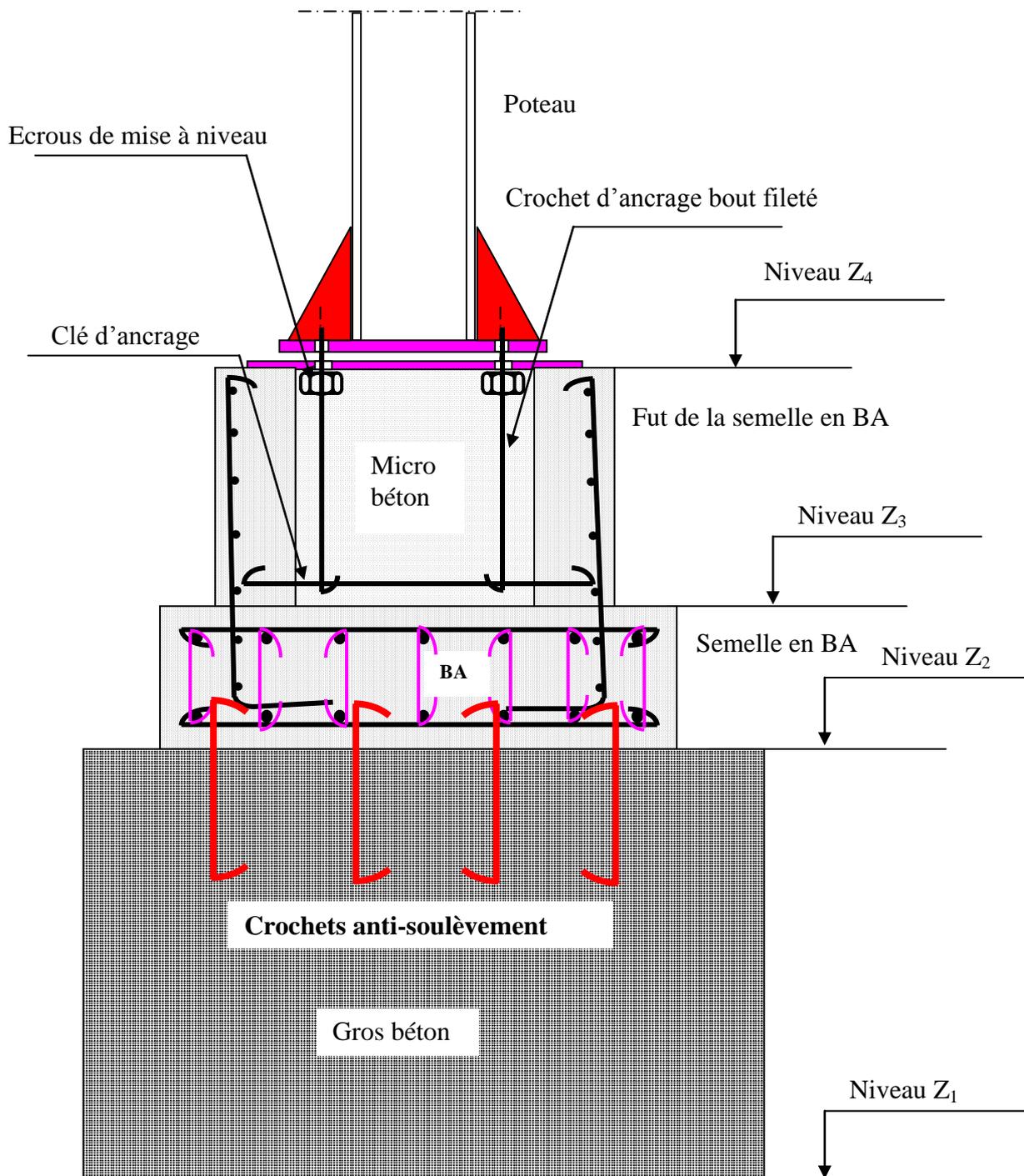
L'assemblage de la panne sur la traverse du portique est réalisé à l'aide d'une échantignole en tôle souple un raidisseur sous la panne est nécessaire pour éviter le voilement local de l'âme de la traverse.



7.8 Assemblage pieds de poteaux et fondation

Le montant du portique (poteau) prend appui sur une platine métallique (niveau supérieur de la fondation Z_4). La platine repose sur le massif de fondation en béton armé. L'arase supérieure de la platine inférieure est assurée par les écrous de mise à niveau (toutes les platines doivent avoir le même niveau Z_4). La platine soudée au poteau est fixée sur le massif de fondation par les crochets à bouts filetés noyés dans le micro béton coulé dans le fut de la semelle en BA. Les crochets sont scellés dans une clé d'ancrage anti-soulèvement. La clé d'ancrage est encastrée dans les parois du fut de la semelle. Le massif de fondation est composé d'une semelle en gros béton reposant sur le bon sol de niveau Z_1 , d'une semelle en

béton armé suffisamment rigide de niveau Z_2 et d'un fut en béton armé de forme cubique creux de niveau Z_3 . Des crochets anti-soulèvement sont noyés d'une part dans la semelle en BA et d'autre part dans le gros béton.



8 Dossier d'exécution d'un bâtiment industriel

Le dossier d'exécution d'un bâtiment industriel courant comporte :

- Plan de situation
- Plan d'implantation
- Vue en plan du bâtiment industriel

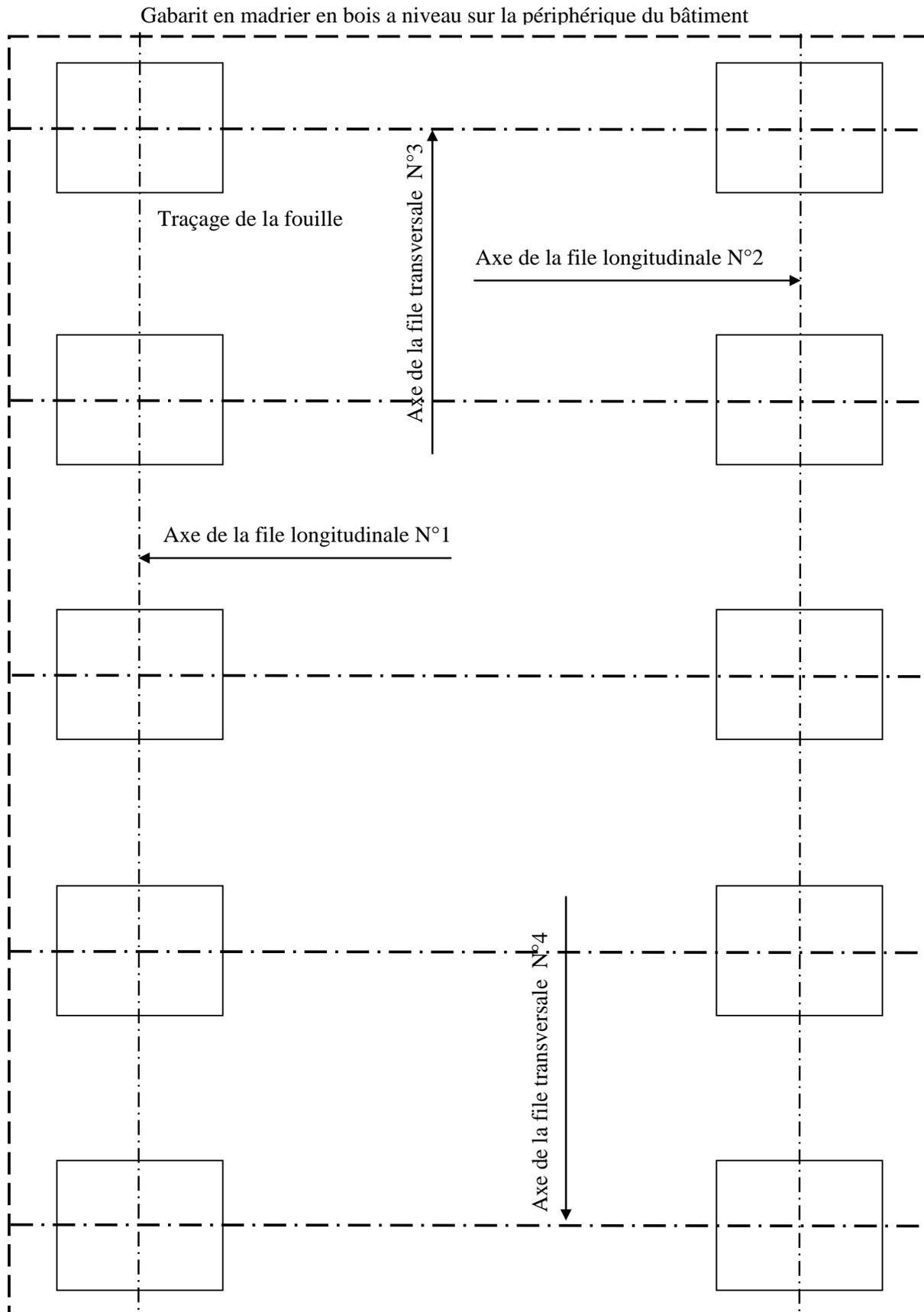
- Elévation des long-pans
- Elévation des pignons
- Coupes
- Portique courant
- Portique pignon
- Détails de constructions et d'assemblage (assemblage aux nœuds, jarret, faitage, pieds des poteaux, montants semelles...)
- Plan de fondation
- Remblais sous dallage : coupe et vue en plan
- Plans du pont roulant : traverse du pont, vue en plan du chemin de roulement, détail chaise de la poutre de roulement, ...
- Auvents sur les baies
- Plan du bardage supérieur

9 Phases d'exécution d'un bâtiment industriel

Les phases d'exécution d'un bâtiment industriel peuvent être résumées comme suit :

1. On débute les travaux par un décapage du terrain naturel sur une profondeur suffisante pour avoir un niveau plan. Un remblai en tuf calcaire ou autre compacté est nécessaire sous le dallage industriel (compactage à 98% de l'Optimum Proctor Modifié) et permet d'avoir le niveau souhaité.
2. Réaliser un gabarit en madrier en bois a un niveau déterminé ou fixé (ZO de préférence) sur la périphérique du bâtiment.
3. Implanter les axes longitudinaux du bâtiment (files 1 et 2 correspondants aux entre-axes des montants des portiques)
4. Implanter d'abord les axes transversaux des portiques (files 3 et 4 correspondants aux portiques pignons) puis vérifier l'orthogonalité. Implanter ensuite les files transversales des portiques courants et vérifier également les distances entre les portiques.
5. Traçage des fouilles et coulage du gros béton dosé à 250 kg/m³ de ciment CEMI 42.5 HRS
6. Matérialiser les axes longitudinaux et transversaux sur les massifs coulés
7. Coffrage des semelles, mise en place du ferrailage et coulage du béton dosé à 350 kg/m³ de ciment CEMI 42.5 HRS
8. Coffrage des futs des semelles, mise en place du ferrailage et coulage du béton dosé à 350 kg/m³ de ciment CEMI 42.5 HRS
9. Implanter les axes à nouveaux sur les faces supérieures des futs coulés (traçage sur mortier)
10. Alignements longitudinaux et transversaux et mise à niveau de toutes les platines d'appuis et mise en place des crochets à bouts filetés.

11. Coulage en micro-béton fortement dosé (450 kg/m³ de ciment CEMI 42.5 HRS) adjuvanté (micro-béton auto-plaçant)
12. Mise en place des montants des portiques et fixation provisoire aux pieds et alignements dans les deux sens
13. Montage des portiques pignons : mise en place des traverses ou des fermes
14. Montage des portiques courants : mise en place des traverses ou des fermes
15. Montage des panes sablières et faitières puis courantes
16. Contreventement des travées extrêmes
17. Montage des liernes
18. Montage des lisses
19. Montage des éléments du bardage supérieur
20. Montage de la couverture
21. Maçonnerie des parois





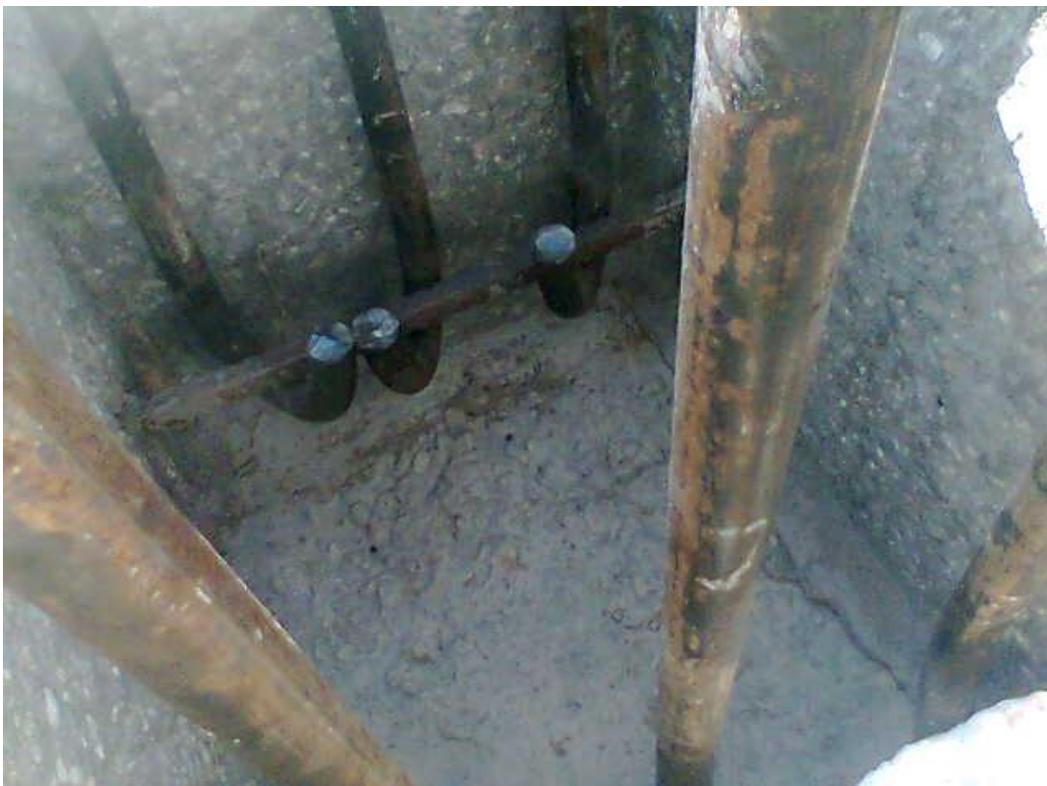
Coffrage et ferrailage du fût



Crochets à bouts filetés



Traçage des axes longitudinaux et transversaux & Clés d'ancrage anti-



Mise en place des crochets à bouts filetés



Alignements longitudinal et transversal



Mise à niveau des platines

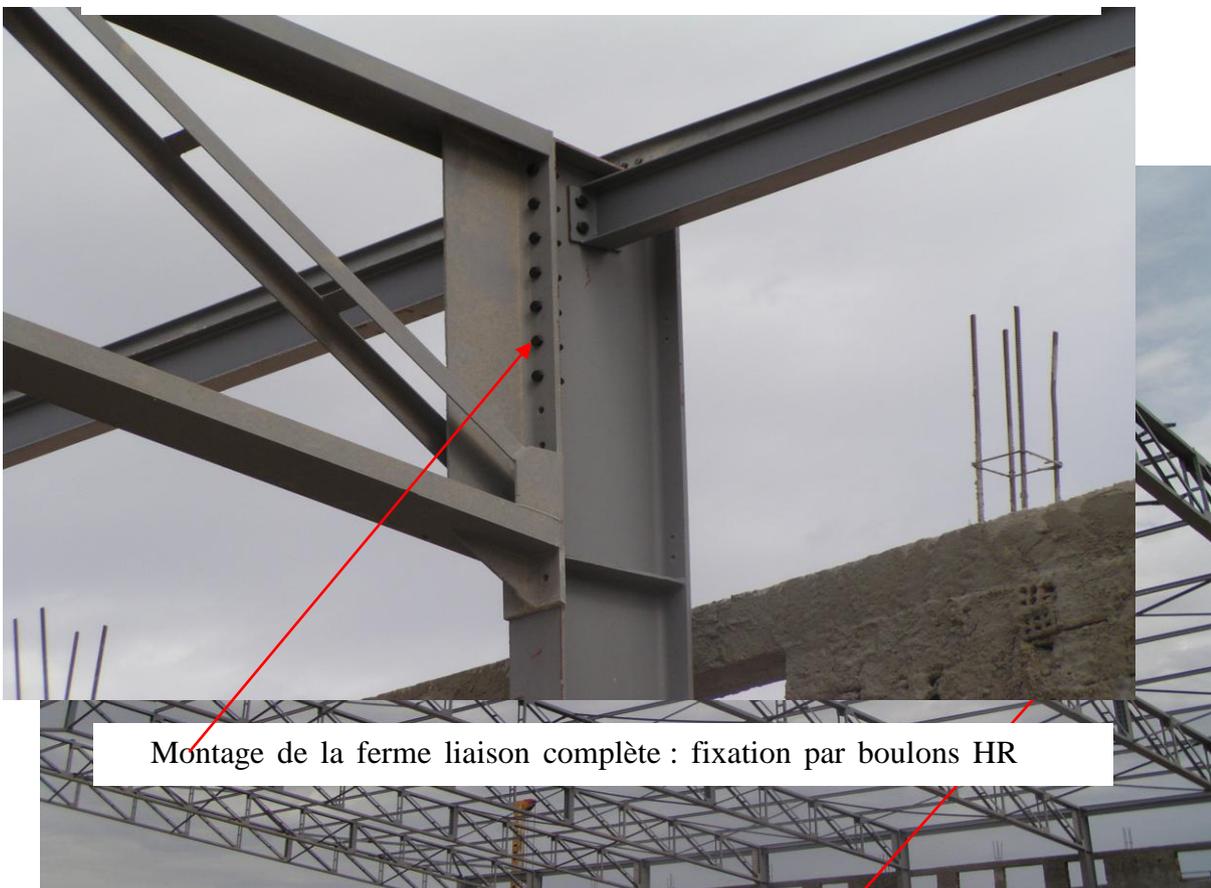


Mise place des poteaux en profilés

Mise en place des sablières



Montage de la ferme positionnement avec la grue



Montage de la ferme liaison complète : fixation par boulons HR

Montage des panes courantes



Montage des ciseaux longitudinaux



Montage de la couverture en tôle ondulé

Contreventement de la première travée



Joint de dilatation transversal

Chap 2 Effets climatiques sur les constructions : Règles NV 85

1	Introduction.....	31
2	Effet de la neige sur les constructions.....	31
3	Combinaison des effets de la neige et du vent	33
3.1	Répartition uniforme de la neige sur la toiture	33
3.2	Répartition non uniforme de la neige sur la toiture	33
3.3	Enlèvement impossible de la neige : présence d'obstacle (crochets de fixation).....	33
4	Effet du vent sur les bâtiments industriels	34
4.1	Définitions et principes généraux	34
4.2	Pressions dynamiques de bases	34
4.3	Pressions dynamiques modifiées	35
4.4	Pressions dynamiques modifiées	38
4.5	Pressions dynamiques modifiées limites	38
4.6	Calcul des actions extérieures sur les parois verticales bâtiment à base quadrangulaire	39
4.7	Calcul des actions extérieures sur la toiture : bâtiment à base quadrangulaire..	40
4.8	Calcul des actions intérieures : bâtiment à base quadrangulaire	42
5	Actions dynamiques exercées par le vent	46
5.1	Actions parallèles : Cas des surcharges normales	46
5.2	Actions parallèles : Cas des surcharges extrêmes.....	47
5.3	Actions perpendiculaires : Cas des surcharges normales et extrêmes	47
5.4	Récapitulatif	47
6	Exemple d'application	47

1 Introduction

Les effets climatiques se résument principalement en deux :

- Effet du vent qui se traduit par une pression surfacique sur les parois verticales et sur la toiture q en daN/m^2 qui dépend essentiellement de la vitesse du vent

Effet de la neige qui se traduit également par une surcharge sur la toiture. La neige se dépose sur les versants et s'accumule sur la couverture p en daN/m^2 cette surcharge dépend de l'intensité de la neige et des caractéristiques de la toiture

Le sable saharien peut être déposé sur la toiture et il se traduit par une surcharge q_s en daN/m^2 . La vitesse du vent dépend d'une région à une autre et elle dépend de l'altitude de la région. Selon les vitesses moyennes enregistrées disponibles dans les stations de météo il est possible d'établir la carte du vent. On distingue trois régions région I, II, III correspondant respectivement au vent faible, vent modéré, vent fort. L'intensité de la neige dépend également de la région et de l'altitude. Pour la Tunisie, on peut distinguer deux zones : zone A ou l'intensité de la neige est faible, zone B ou l'intensité de la neige est modéré. Au centre et au sud tunisien l'effet de la neige peut être négligé mais il serait plutôt prudent de considérer l'effet de sable saharien.

Les règles neiges et vent NV65 et NV 84 modifiées 95 sont les normes relatives à l'évaluation des effets climatiques.

Le bâtiment industriel peut être orienté de manière à ce que la petite face du bâtiment soit orthogonale au vent dominant de la région si bien sur le terrain le permet. Toutefois il est indispensable d'étudier la stabilité du bâtiment vis-à-vis des directions du vent suivantes :

- Vent orthogonal à la petite face du bâtiment
- Vent orthogonal à la grande face du bâtiment

Il faudrait envisager la présence des baies sur chaque face. La surface des baies est un paramètre important vis à vis de la perméabilité de la paroi

Le vent exerce des actions statiques et des actions dynamiques sur les différentes parois du bâtiment.

Les objectifs de ce chapitre sont :

- Connaître quelques notions générales sur les effets climatiques sur un bâtiment industriel
- Maitriser le calcul des actions de la neige sur la toiture
- Maitriser le calcul des actions statiques sur les différentes parois du bâtiment
- Maitriser le calcul des actions dynamiques

2 Effet de la neige sur les constructions

Pour la Tunisie, on peut distinguer deux zones : zone A ou l'intensité de la neige est faible, zone B ou l'intensité de la neige est modéré. La zone A est relative au sud, au centre et aux cotes Est. La zone B est relative au Nord Ouest et Est. L'accumulation de la neige se traduit par une surcharge normale ou par une surcharge extrême. La surcharge normale est une moyenne statistique calculée sur plusieurs années. La surcharge extrême est une surcharge exceptionnelle qui se produit selon une période de retour 10 ans, 20 ans, 50 ans. Soit p_{no} et p'_{no} les surcharges normale et extrême.

	Surcharge normale p_{no} en daN/m ²	Surcharge normale p'_{no} en daN/m ²
Région A	35	60
Région B	45	75



Une correction due à l'altitude est nécessaire si celle-ci dépasse 200 m (NGT)

	Surcharge normale p_{no} en daN/m ²	Surcharge normale p'_{no} en daN/m ²

$200 < A < 500$	$p_{no} + \frac{(A-200)}{10}$	$p'_{no} + \frac{(A-200)}{6}$
$500 < A < 1500$	$p_{no} + 30 + \frac{(A-500)}{4}$	$p'_{no} + 50 + \frac{(A-500)}{2,4}$

Une correction due aux caractéristiques de la toiture est nécessaire dans les cas suivants :

- **Pente des versants** : la réduction à prendre en compte est de 2% par degré d'inclinaison si celle-ci dépasse 25°
- **Présence d'obstacles** : les obstacles sur la couverture tel que les crochets de fixation, les cheminées peuvent engendrer des accumulations supplémentaires. Les zones d'accumulation seront calculées avec la valeur de la surcharge extrême comme étant une surcharge normale.

3 Combinaison des effets de la neige et du vent

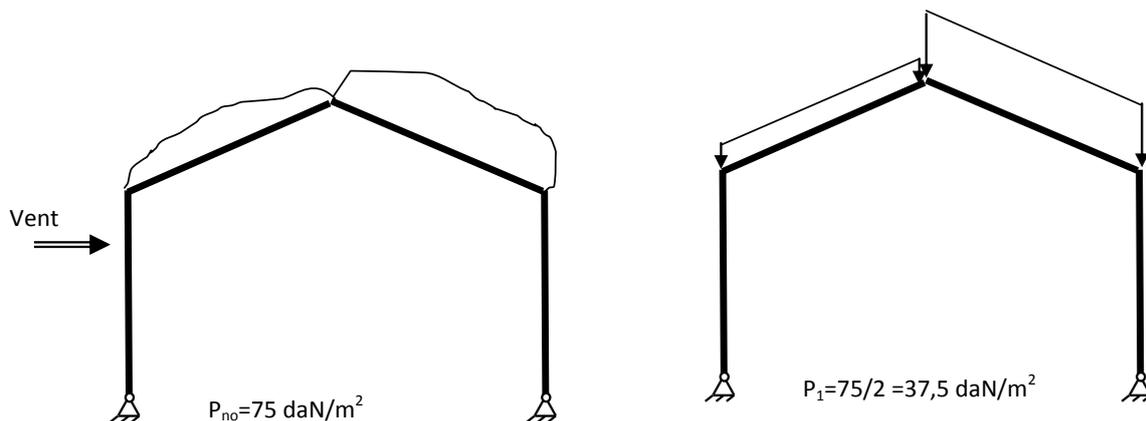
Les effets de la neige et du vent sont considérés simultanément lorsque leur combinaison donne des actions plus défavorables que s'ils sont pris séparément.

3.1 Répartition uniforme de la neige sur la toiture

L'action du vent normal ou extrême est prise en totalité par contre la surcharge de neige normale ou extrême est réduite de moitié. $V + 0,5S_n$

3.2 Répartition non uniforme de la neige sur la toiture

La surcharge de neige est réduite à la moitié. Pour la face éclairée (soumise au vent) la surcharge normale de neige est réduite encore de 35 daN/m². Pour la surcharge extrême elle sera réduite de 60 daN/m²



Pour un vent normal : $V_n + 0,5S_n$ ou $V_n + (0,5S_n - 35)$

Pour un vent extrême : $V_e + 0,5S_n$ ou $V_e + (0,5S_n - 35)$

3.3 Enlèvement impossible de la neige : présence d'obstacle (crochets de fixation)

Les deux combinaisons à considérer sont :

Valeur extrême de la surcharge de neige et valeur normale de la surcharge de vent

Valeur normale de la surcharge de neige et valeur extrême de la surcharge de vent

$$V_e + S_n \quad \text{ou} \quad V_n + S_e$$

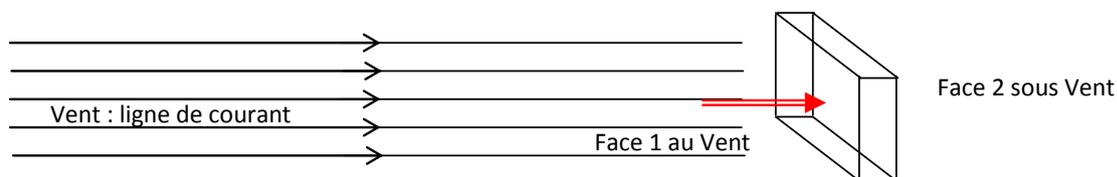
Les annexes du règlement donnent la méthodologie d'évaluation des actions de la neige en fonction de la forme de la toiture et des caractéristiques de celle-ci.

4 Effet du vent sur les bâtiments industriels

L'effet du vent se traduit par une surcharge sur les parois de la construction. La surcharge peut être une surpression ou une dépression : q en daN/m^2 qui dépend essentiellement de la vitesse du vent. On distingue une pression normale et une pression extrême relatives respectivement aux vitesses normale et extrême.

4.1 Définitions et principes généraux

La direction du vent est supposée horizontale car les lignes de courant constituent un écoulement uniforme.



Les surfaces exposées au vent sont appelées « face au vent » (éclairée par la source). Les surfaces non exposées au vent sont appelées « face sous vent » (non éclairée par la source).

Pour un vent oblique par rapport à la paroi, on considère le maître couple qui représente la projection de la paroi sur un plan perpendiculaire à la direction du vent.

Le coefficient de pression appliquée sur la paroi est C qui représente la résultante de l'action qui s'exerce sur la face 1 déduite de l'action sur la face 2. C est une surpression si elle est de même direction que la normale rentrante à la face ($C > 0$). C est une dépression ou succion dans le cas contraire ($C < 0$). Le principe d'évaluation consiste à :

- déterminer les vitesses de vent normal et extrême qui s'exercent à 10 m de hauteur puis déterminer les pressions dynamiques de bases relatives à ces vitesses.
- Apporter les modifications nécessaires sur les pressions en tenant compte des effets de site, hauteur et masque.
- Dégager le cas de la flexion maximale d'un montant d'un portique
- Dégager le cas du soulèvement maximal du bâtiment.

4.2 Pressions dynamiques de bases

La pression dynamique de base s'exprime par : $q = \frac{V^2}{16,3}$ en daN/m^2 ou V est en m/s

La pression dynamique de base normale à 10 m de hauteur vaut : $q_n = \frac{V_{n10}^2}{16,3}$

La pression dynamique de base extrême à 10 m de hauteur vaut : $q_e = \frac{V_{e10}^2}{16,3}$, on constate que

le rapport $\frac{q_{10e}}{q_{10n}} = 1,75$. La Tunisie comporte trois régions I, II et III. Les pressions valent :

	V_{10n}	V_{10e}	q_{10n}	q_{10e}
Région I: vent faible	28,6	37,8	50	87,5
Région II: vent modéré	33,8	44,7	70	122,5
Région III : vent fort	38,3	50,7	90	157,5



4.3 Pressions dynamiques modifiées

4.3.1 Effet de la hauteur

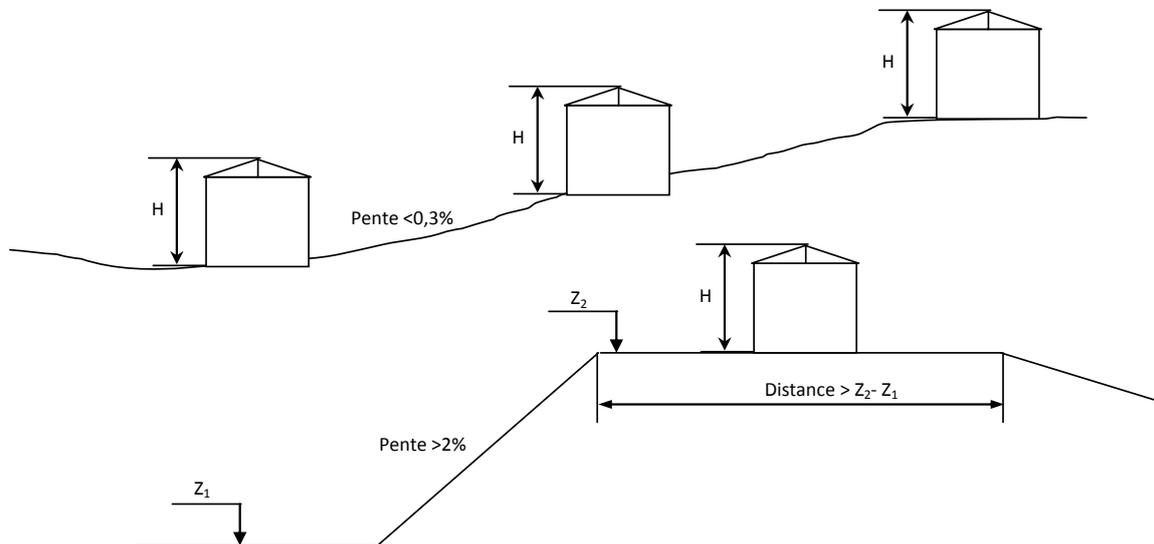
La vitesse du vent augmente en fonction de la hauteur il y'a lieu d'apporter une correction sur la pression en fonction de la hauteur du bâtiment : pour une hauteur comprise entre 0 et 500m

on peut adopter : $K_h = \frac{q_H}{q_{10}} = \frac{H + 18}{H + 60}$

N.B Pour les constructions en bordures immédiates du littoral on peut adopter une pression constante entre 0 et 10 m. De plus on peut adopter des profils moyens si la variation ne dépasse pas 15%

$$q_o = 0,75q_{10}; q_H = K_H q_{10} \Rightarrow q_m = \frac{q_{10} + q_H}{2}$$

La hauteur à considérer est souvent la hauteur du bâtiment pour une pente de terrain n'excédant pas 0,3%. Pour une pente supérieure à 2% on a alors : $H' = H + Z_2 - Z_1$ ou Z_1, Z_2 représente les altitudes.



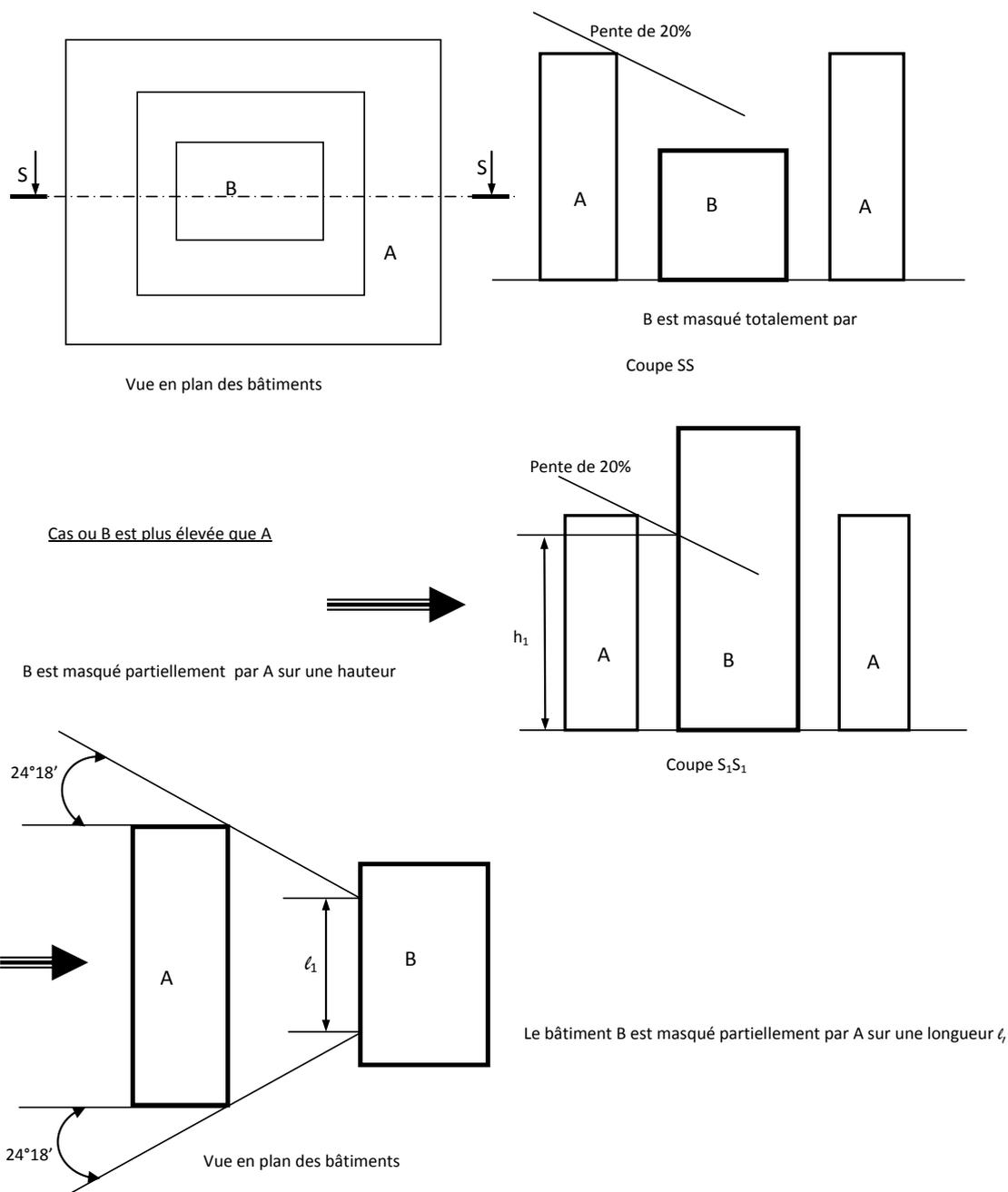
4.3.2 Effet de Site

Le coefficient de site K_s permet de tenir compte des conditions relatives au lieu d'implantation du bâtiment. On distingue le site normal : pas de conditions particulières, le site protégé : fond d'une cuvette et le site exposé : front d'un talus, au bord de la mer

	Région I	Région II	Région III
Site protégé	0,8	0,8	0,8
Site normal	1	1	1
Site exposé	1,35	1,3	1,25

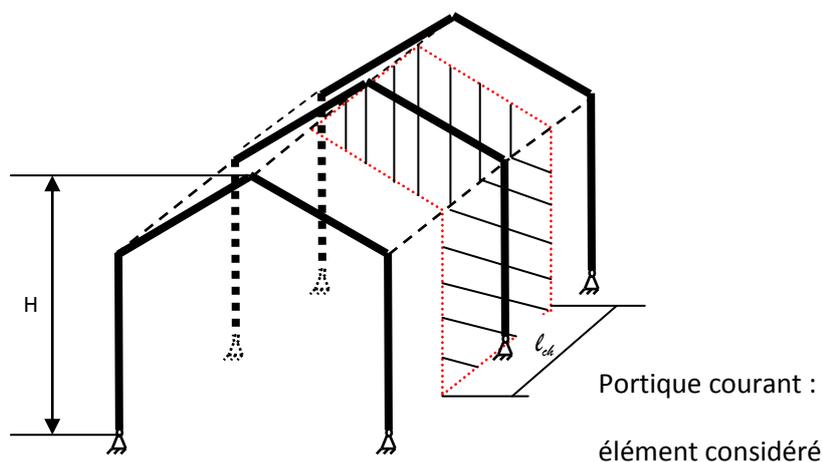
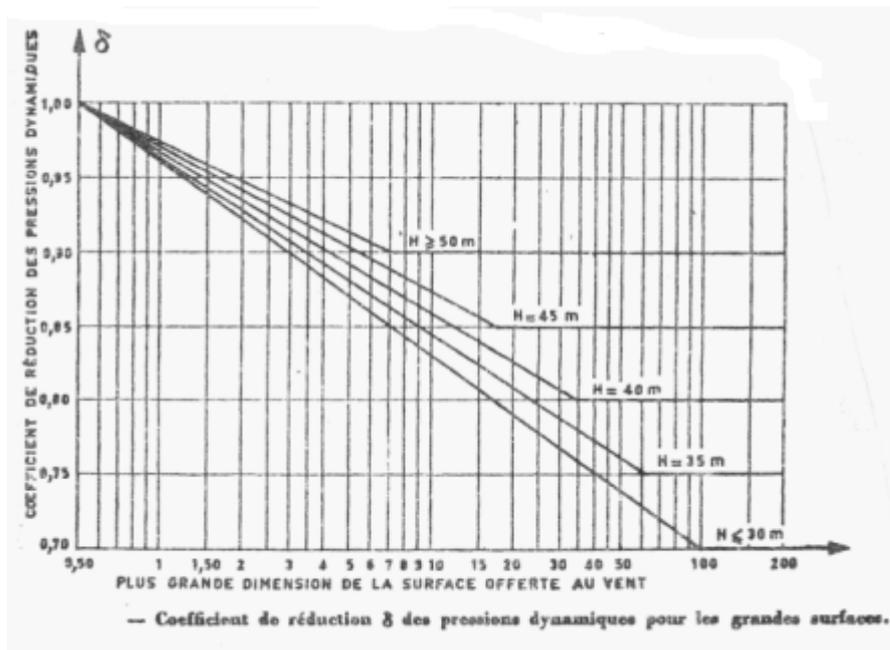
4.3.3 Effet de Masque

Une construction peut être masquée totalement ou partiellement par une autre. La réduction de la pression est de 25%.



4.3.4 Effet de dimensions

Le coefficient de dimensions est fonction de la hauteur du bâtiment et de la plus grande dimension de l'élément considéré. Soit un portique courant : si la portée de chargement est l_{cd} et la hauteur du portique est H , nous aurons $D = \max(l_{cd}, H)$. La règle RIII.2 donne le coefficient de dimension δ en fonction des paramètres H et D . **La réduction maximale cumulée entre l'effet de masque et de dimensions ne doit pas excéder 33%.**



4.4 Pressions dynamiques modifiées

Les pressions normales et extrêmes peuvent calculées par : $p_{n,e} = K_s \times K_M \times K_H \times \delta \times C \times q_{10n,e}$

Le coefficient de pression C représente la résultante entre l'action extérieure exercée sur la face externe de la paroi et l'action intérieure exercée sur la face interne de la paroi.

$$C = C_e - C_i$$

4.5 Pressions dynamiques modifiées limites

Les pressions modifiées par les différents effets sont limitées par des bornes supérieures et inférieures, qui sont présentées au tableau suivant :

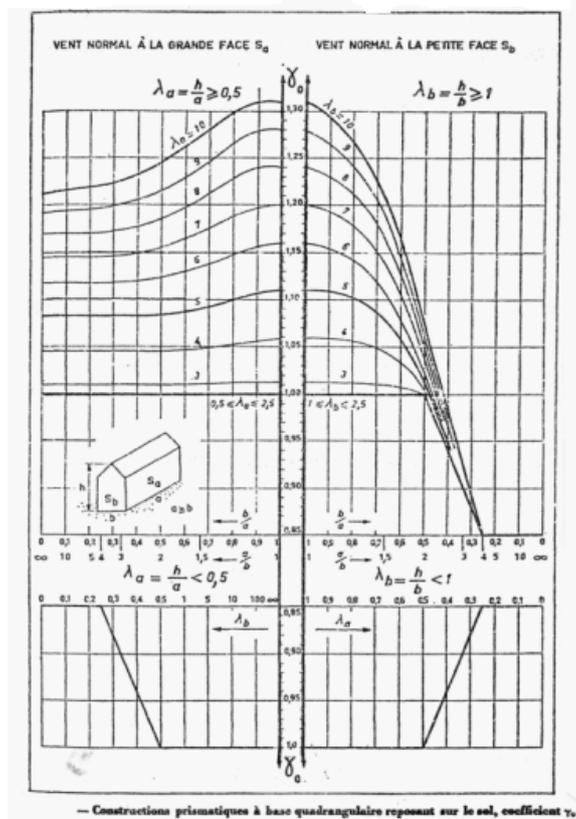
Borne	Maximale	Minimale
Pression normale limite modifiée en daN/m^2	170	30
Pression extrême limite modifiée en daN/m^2	297,5	52,5

4.6 Calcul des actions extérieures sur les parois verticales bâtiment à base quadrangulaire

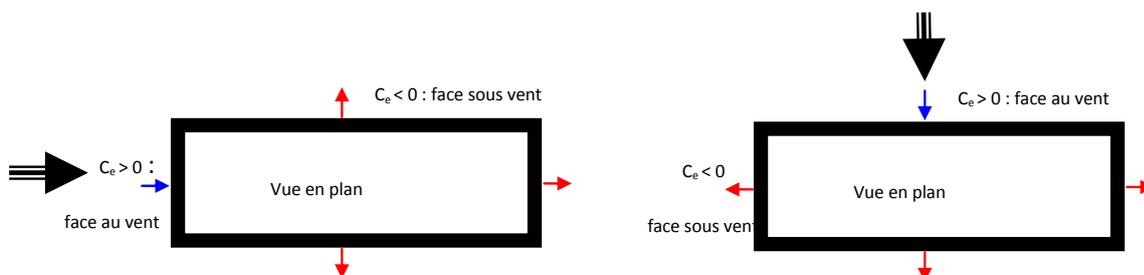
Pour les bâtiments à base quadrangulaire il faudrait déterminer : les rapports de dimensions λ_a et λ_b ,

$\lambda_a = \frac{H}{a}$ et $\lambda_b = \frac{H}{b}$. Le coefficient γ_o relatif aux différentes parois étudiées est donné par la règle RIII-5. Les actions extérieures sur les parois verticales dépendent de ces coefficients et de la direction du vent vis-à-vis des parois. Pour la direction du vent il faudrait considérer deux cas :

- Vent longitudinal orthogonal à la petite face γ_o^{PF}
- Vent transversal orthogonal à la grande face γ_o^{GF}



Lorsque la face externe est au vent (éclairée) elle subit une surpression, lorsque la face externe est sous vent (non éclairée) elle subit une dépression :



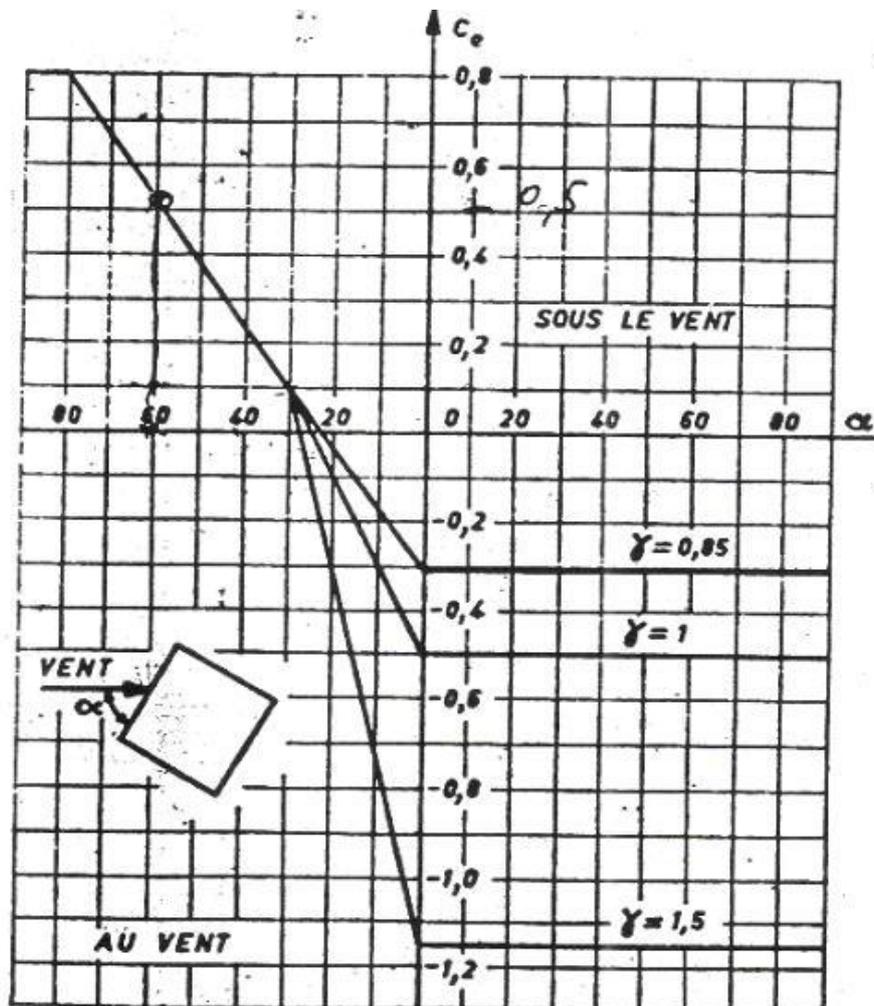
4.6.1 Cas d'un vent orthogonal aux parois

Pour un vent normal aux parois nous distinguons :

- Face au vent : surpression $C_e = 0,8 \quad \forall \gamma_o$
- Face sous vent : dépression $C_e = -(1,3\gamma_o - 0,8)$

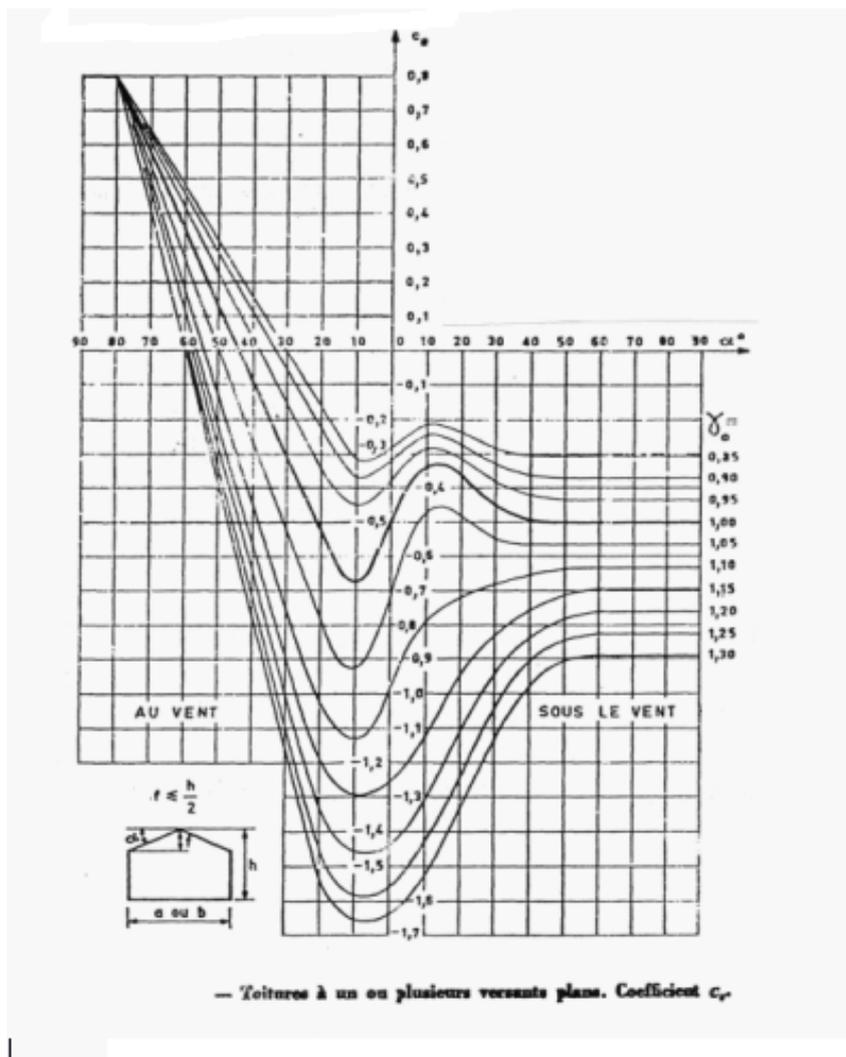
4.6.2 Cas d'un vent oblique aux parois

Pour un vent oblique on détermine l'angle d'attaque et le coefficient γ_o , la règle C-III-43 donne l'action C_e sur la paroi étudiée. Le vent oblique est à considérer pour les bâtiments à base carrée.

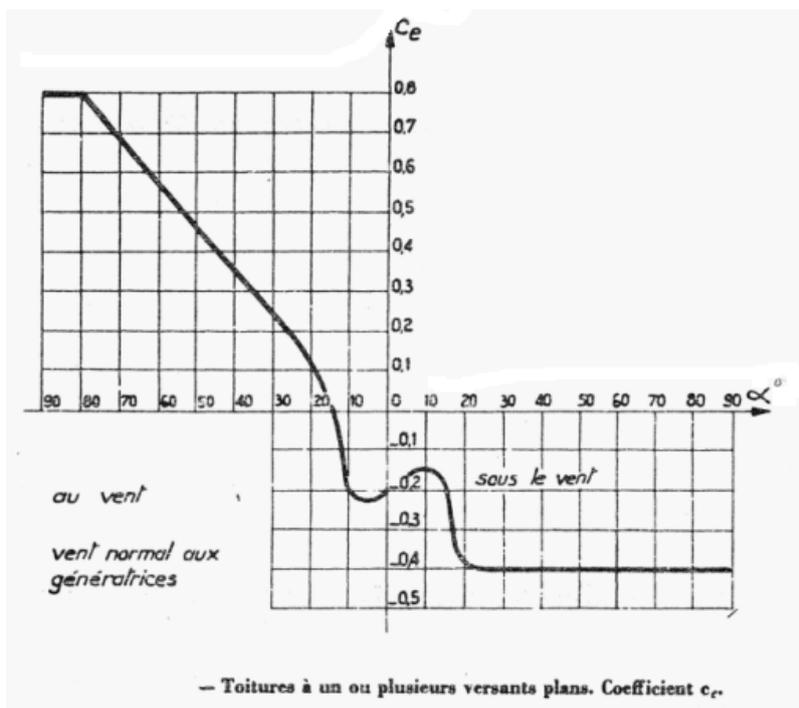


4.7 Calcul des actions extérieures sur la toiture : bâtiment à base quadrangulaire

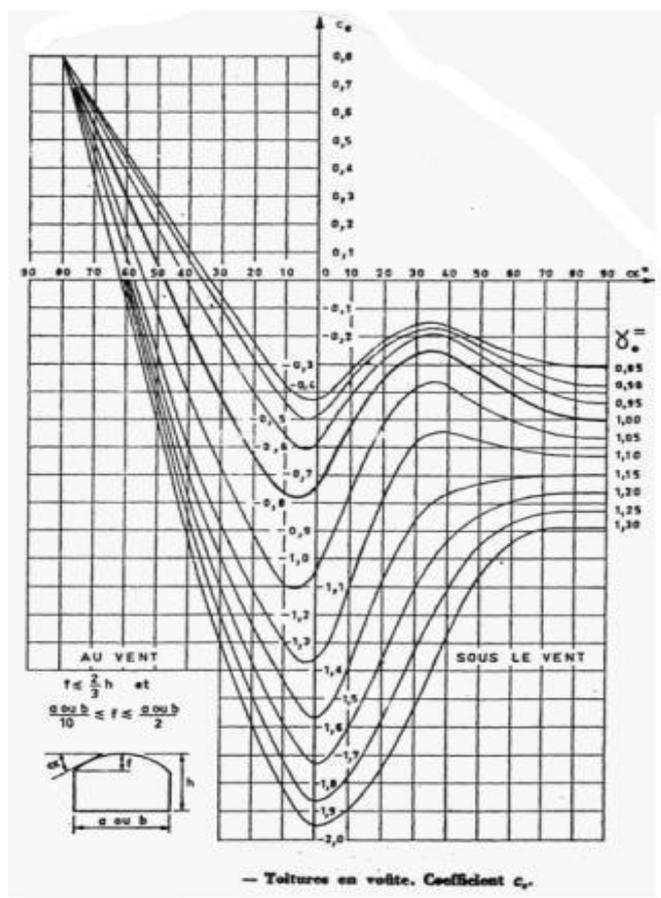
La règle R-III-6 donne la valeur de l'action extérieure C_e sur les versants de la toiture. Cette action dépend de la direction du vent et de la géométrie de la toiture (pente des versants par rapport à la direction du vent) et du coefficient γ_o . Dans le cas de toitures à versants plans dont la flèche $f \leq h/2$ On utilise le diagramme suivant :



Dans le cas de toitures à versants plans dont la flèche $f \leq 4h/5$, le coefficient C_e est donnée par :



Pour une toiture courbe on utilise :



4.8 Calcul des actions intérieures : bâtiment à base quadrangulaire

Les Règles définissent les constructions d'après leur forme d'ensemble, leur position dans l'espace et leur perméabilité de leur paroi. Pour les bâtiments à base quadrangulaire :

4.8.1 Perméabilité des parois

D'après le degré de perméabilité des parois, les règles considèrent trois types de constructions. Une construction est dite :

- **fermée** : si ses parois présentent des petites ouvertures uniformément réparties, **la perméabilité moyenne de ces parois \leq à 5%**. Si toutes les parois ont une perméabilité nulle, c'est à dire si elles ne laissent absolument pas passer l'air même de façon accidentelle, la construction est dite fermée.
- Partiellement ouverte : si l'une des parois présente une perméabilité moyenne comprise entre 5 et 35% ;
- **Ouverte** : si l'une des parois présente une **perméabilité \geq à 35%**.

La perméabilité d'une paroi est définie par l'expression

$$\text{suivante : } \mu = \frac{\sum \text{surfaces des baies}}{\sum \text{surface de la paroi}} \times 100$$

Les actions intérieures C_i doivent être déterminées pour les différentes directions du vent (Vent Nord, Vent Sud, Vent Est, Vent Ouest) et dans les cas suivants :

- Construction supposée fermée : les baies sont fermées
- Construction fermée ou ouverte selon la valeur de μ : les baies sont ouvertes progressivement puis totalement.

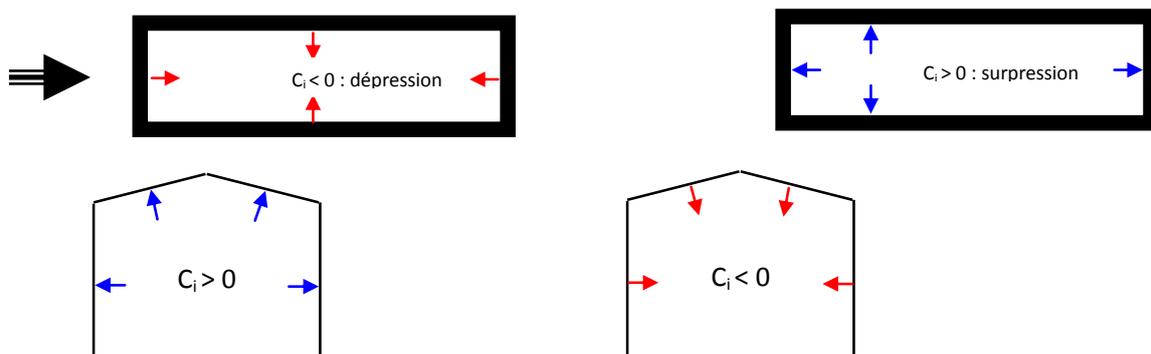
Les actions C_i calculées seront majorées dans les cas suivants :

- $-0,2 \leq C_i \leq 0$ on prend $C_i = -0,2$
- $0 \leq C_i \leq 0,15$ on prend $C_i = +0,15$

Cas 1 : construction de type fermée

On applique simultanément et sur toutes les faces internes y compris la toiture soit une surpression soit une dépression pour les deux vents : vent longitudinal (γ_o petite face) et vent transversal (γ_o grande face)

- soit une surpression $C_i = 0,6(1,8 - 1,3\gamma_o)$
- soit une dépression $C_i = -0,6(1,3\gamma_o - 0,8)$



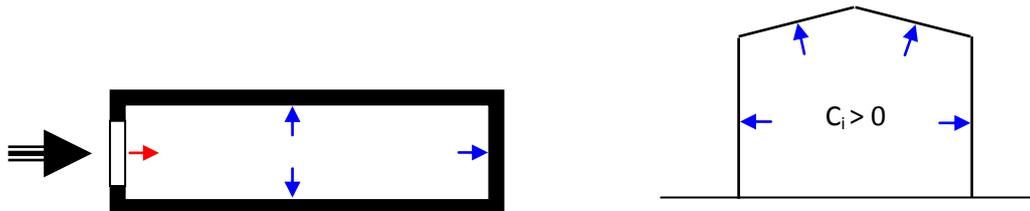
Cas 2 : construction de type ouverte comportant une paroi ouverte

Dans ce deuxième cas, on distingue deux possibilités :

- Paroi ouverte face au vent

On applique sur toutes les faces internes éclairées y compris la toiture pour les parois de perméabilité $\mu \leq 5\%$ une surpression soit : $C_i = 0,8$

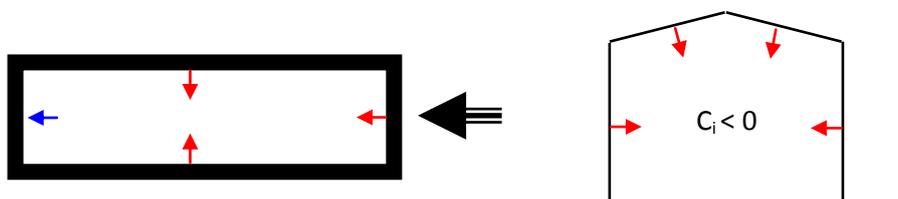
Et on applique sur la face interne non éclairée pour la paroi ouverte de perméabilité $\mu \geq 35\%$ une dépression soit : $C_i = -0,6(1,3\gamma_o - 0,8)$



- Paroi ouverte sous vent

On applique sur la face interne non éclairée pour la paroi ouverte de perméabilité $\mu \geq 35\%$ une surpression soit : $C_i = 0,6(1,8 - 1,3\gamma_o)$

Et on applique sur toutes les faces internes non éclairées y compris la toiture pour les parois de perméabilité $\mu \leq 5\%$ une dépression soit : $C_i = -(1,3\gamma_o - 0,8)$

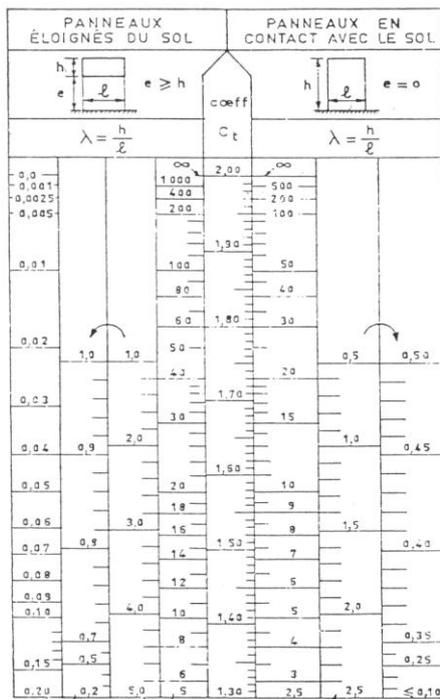


Il ne faut pas oublier le cas du vent transversal et paroi ouverte sous le vent, toutefois il faudrait utiliser γ_o relatif à la grande face

Cas 3 : construction de type ouverte comportant deux parois opposées ouvertes

Vent normal aux parois :

- Parois situées dans le courant d'air : on calcule les parties de la paroi ou de constructions intérieures situées dans le courant d'air, comme si elles étaient isolées dans l'espace abstraction faite des autres parties de la construction. L'action résultante est donnée par $T = C_i \times q \times h \times l$ ou h et l sont les dimensions du panneau, q est la pression dynamique de base et C_i le coefficient de trainée donnée par la règle R-III-13

Fig. R-III-13. — Panneaux pleins. Coefficient c_t .

- Paroi située hors du courant d'air : on applique à toutes les parties de parois ou de constructions intérieures situées hors du courant d'air.

Lorsque les parois de perméabilité $\mu \geq 35\%$ sont normales au vent :

- Soit une surpression $C_i = +0.6 (1.8 - 1.3 \gamma_0)$
- Soit une dépression $C_i = -0.6 (1.3 \gamma_0 - 0,8)$

Lorsque les parois de perméabilité $\mu \geq 35\%$ sont parallèles au vent :

- Soit une surpression $C_i = +0.6 (1.8 - 1.3 \gamma_0)$
- Soit une dépression $C_i = (1.3 \gamma_0 - 0,8)$.

Pour le calcul des actions résultantes représenté par le coefficient de pression $C = C_e - C_i$ on adopte les valeurs de bornes supérieures et inférieures recommandées :

- $-0,3 \leq C \leq 0$ on prend $C = -0,3$
- $0 \leq C \leq 0,3$ on prend $C = +0,3$

Cas 4 : construction de type semi-ouverte

Lorsqu'on est en présence de paroi partiellement ouverte, les coefficients de pression C_i sont déterminés par interpolation linéaires à partir des cas correspondants de construction fermée et de construction ouverte.

$$C_i(\mu) = C_i(5) + \frac{C_i(35) - C_i(5)}{35 - 5} \cdot (\mu - 5)$$

L'interpolation doit être effectuée entre valeurs de même signe

5 Actions dynamiques exercées par le vent

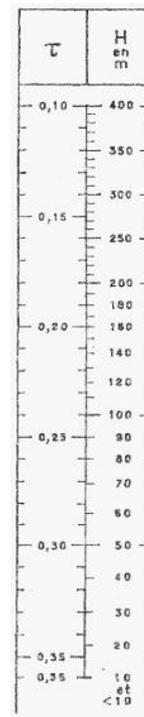
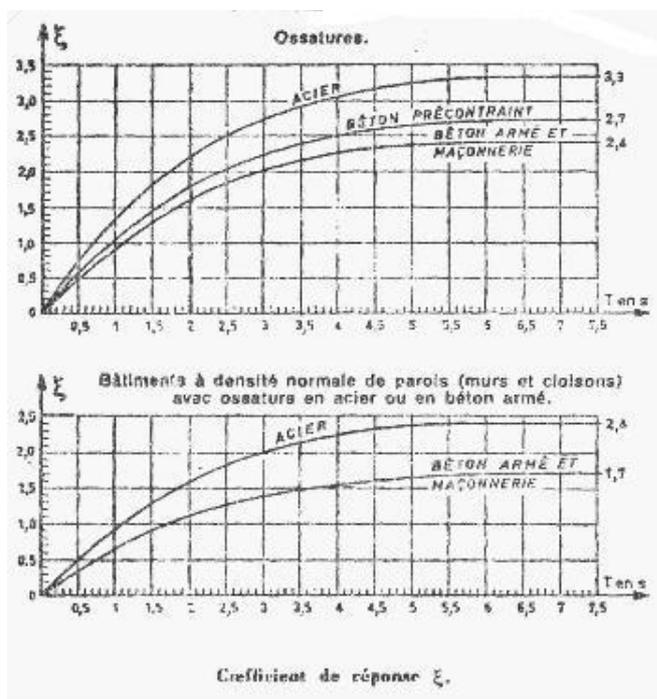
Le vent exerce des actions dynamiques sur les parois (ébranlement des parois). Il convient d'effectuer un calcul dynamique de la structure tridimensionnelle cependant le règlement recommande de majorer les actions statiques pour tenir compte de l'effet dynamique. Le vent exerce des actions parallèles à sa direction. Les surcharges normales seront majorées par le coefficient β_n et Les surcharges extrêmes seront majorées par le coefficient β_e . Le vent exerce également des actions perpendiculaires à la direction du vent. Ces actions seront considérées comme des surcharges normales et elles seront évaluées soit par une analyse tridimensionnelle de la structure en dynamique soit par une étude expérimentale sur un prototype pour éliminer tout risque d'instabilité

5.1 Actions parallèles : Cas des surcharges normales

$\beta_n = \theta(1 + \xi \times \tau) \geq 1$; $\xi = f(T)$ Coefficient de réponse fonction de T ou T est la période de mode fondamental d'oscillation. Le coefficient de pulsation τ dépend de la hauteur du bâtiment. Le coefficient θ dépend de la forme d'ensemble et de la hauteur du bâtiment.

Coefficient de réponse ξ

Coefficient de pulsation τ



it déj

::

- $\theta = 0,7 + 0,01(H_s - 30)$ pour $30 \leq H_s \leq 60$ m
- $\theta = 1$ pour $H_s \geq 60$ m

5.2 Actions parallèles : Cas des surcharges extrêmes

Elles seront majorées par le coefficient $\beta_e = \beta_n \left[0,5 + \frac{\theta}{2} \right] \geq 1$

5.3 Actions perpendiculaires : Cas des surcharges normales et extrêmes

Le vent exerce également des actions perpendiculaires à la direction du vent. Ces actions seront considérées comme des surcharges normales et elles seront évaluées soit par une analyse tridimensionnelle de la structure en dynamique soit par une étude expérimentale sur un prototype pour éliminer tout risque d'instabilité.

5.4 Récapitulatif

Nous donnons ci après les étapes à suivre pour la détermination des actions sur un élément structurel

1. Définir la région en fixant les vitesses normale et extrême (centre météo, cahier des charges, carte du vent) à 10 m de hauteur
2. Calculer les pressions dynamiques de base normales et extrêmes à 10 m
3. Calculer les pressions dynamiques normales et extrêmes modifiées par les effets de site, hauteur, masque et dimensions
4. Définir la catégorie de la construction, calculer les rapports de dimensions λ_a et λ_b et les coefficients γ_0 grande face et petite face
5. Calculer les actions extérieures C_e sur toutes les faces externes du bâtiment pour toutes les directions de vent possibles.
6. Définir le type de la construction en calculant la perméabilité de chaque paroi
7. Calculer les actions intérieures C_i sur toutes les faces internes des parois du bâtiment pour toutes les directions de vent possibles et pour les cas à envisager d'ouverture ou de fermeture des baies.
8. Calculer le coefficient de pression résultant $C = C_e - C_i$ de chaque paroi et pour chaque direction de vent et des cas envisagés d'ouverture ou de fermeture des baies.
9. Calculer les coefficients de majoration dynamique β_n et β_e et appliquer ces majorations sur les pressions normales et extrêmes en daN/m^2
10. Pour déterminer les actions par mètre linéaire sur les éléments de la structure il faudrait définir la surface de charge de l'élément structurel et en déduire la portée de chargement.

Ainsi nous aurons : $p_{n,e} = K_s \times K_M \times K_H \times \delta \times C \times q_{10n,e} \times \beta_{n,e} \times \ell$

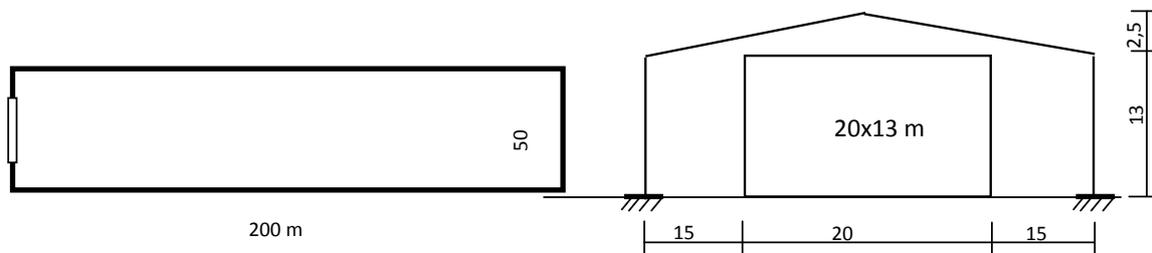
Pour étudier la stabilité d'un portique courant il faudrait considérer les deux cas suivants :

- L'action la plus défavorable de soulèvement (réaction maximale au pied du portique)
- L'action la plus défavorable pour la flexion d'un montant d'un portique (déplacement maximal en tête de poteau)

6 Exemple d'application

Il s'agit d'un bâtiment industriel de longueur 200 m et de largeur 50m. L'ossature métallique porteuse est constituée de 21 portiques espacés de 10 m. les portiques sont encastrés au sol.

Le bâtiment est orienté Nord Sud. Le pignon Nord comporte une porte de dimensions 20x13 m. le bâtiment est situé en région III en bordure immédiate de la littorale. La région est plane sans obstacle. Le site est considéré comme exposé. La période du mode fondamental est estimée à 0,2 seconde. On veut étudier la stabilité du bâtiment d'une part vis-à-vis de la flexion sous l'effet d'un vent transversal (orthogonal à la grande face) et d'autre part vis-à-vis du soulèvement sous l'effet d'un vent longitudinal face à la porte du pignon Nord.



Démarche à suivre :

11. Evaluer les pressions dynamiques de base
12. Evaluer les pressions dynamiques modifiées
13. Déterminer la perméabilité du pignon Nord et des longs pans, en déduire les types de construction à envisager
14. Déterminer les rapports de dimensions λ_a et λ_b et les coefficients \square_o grande face et petite face
15. Calculer les actions extérieures C_e sur les parois verticales et sur la toiture pour toutes les directions de vent
16. Calculer les actions intérieures C_i sur les parois verticales et sur la toiture pour toutes les directions de vent et dans les cas du pignon Nord fermé puis ouvert
17. Calculer les actions résultantes C pour les différents cas du vent et pour les types de construction envisagés
18. Détermination des actions sur un portique courant:
 - a. Déterminer les coefficients de majoration dynamique β_n et β_e
 - b. Déterminer l'effet de dimension δ
 - c. Déterminer les actions normales et extrêmes par mètre linéaire sur les éléments du portique pour étudier le soulèvement maximal
 - d. Déterminer les actions normales et extrêmes par mètre linéaire sur les éléments du portique pour étudier la flexion maximale du montant du portique (déplacement maximal en tête du poteau).

Chap 3 Bases de Calcul du règlement Eurocode 3

1	Introduction.....	50
2	Etats Limites	50
3	Actions prises en compte dans les calculs	51
4	Coefficients partiels de sécurité	52
5	Combinaisons d'actions	54
5.1	Combinaisons d'actions à L'ELU	54
5.2	Combinaisons d'actions à L'ELS.....	54
6	Valeurs limites des déformations.....	55

1 Introduction

Le règlement EC3 est basé sur l'évaluation des actions totales dans deux situations limites. La première situation correspond à l'état d'exploitation normale et appelée situation en service. Le dépassement de cette action en service provoque des déformations nuisibles à l'exploitation normale (présence de fissure, réduction de la durée de vie). La seconde correspond à un état limite ultime au delà duquel l'action exercée provoque l'instabilité de la structure (instabilité par atteinte des contraintes ultimes des matériaux utilisés ou géométrique par flambement local ou global, par déversement, par voilement)

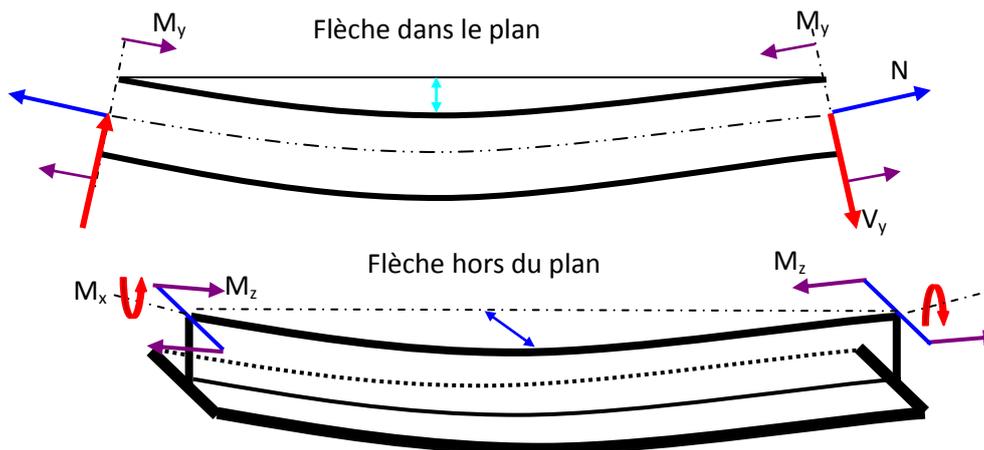
L'action totale en service ou ultime est le résultat d'une combinaison des charges et des surcharges permanentes telle que poids propres de la structure, revêtements ..., d'exploitations telle que les personnes meubles et autres, des actions climatiques à titre d'exemple actions du vent, actions de la neige, actions de la température et éventuellement des actions accidentelles.

2 Etats Limites

Un état limite est un état particulier, au de la du quel une structure ne satisfait plus aux exigences pour les quelles elle a été conçue et dimensionnée. On distingue deux types d'états limites :

- L'état limite de service (**E.L.S**) qui correspond à l'utilisation courante et quotidienne de l'ouvrage et qui limite les déformations de la structure afin d'éviter des désordres secondaires et garantir la pérennité de l'ouvrage (limitation de la flèche, limitation des déplacements et des rotations aux nœuds, non fissuration du béton...). Le comportement des matériaux est absolument élastique.
- L'état limite ultime (**E.L.U**) qui correspond à un cas de charge exceptionnel ultime (par exemple neige trentenaire, crue centenaire...) pour le quel la stabilité de l'ouvrage doit être garantie bien qu'étant à la limite de la ruine. Un état limite ultime est atteint lorsque l'on constate une perte d'équilibre, une instabilité de forme, une rupture d'élément, une déformation plastique excessive...

Les sollicitations (efforts internes) N effort normal, V_y effort tranchant, V_z effort tranchant, M_y moment fléchissant autour de G_y dans le plan, M_z moment fléchissant autour de G_z hors du plan et M_x moment de torsion autour de G_x . Les sollicitations évaluées à l'ELS permettront de calculer d'une part les contraintes maximales qui sont limitées par des contraintes admissibles et d'autre part les flèches et les déplacements qui sont également limitées par des déformations admissibles (en adoptant un comportement élastique du matériau). Les sollicitations évaluées à l'ELU doivent être inférieures aux efforts limites ultimes évaluées d'après le règlement EC3.



Finalement les éléments de la structure doivent être justifiés à l'ELS et à l'ELU. Le principe des justifications est basé d'une part sur l'évaluation des contraintes appliquées et d'autre part sur la détermination des contraintes admissibles. Il paraît qu'un coefficient de sécurité global γ ne peut pas tenir compte de toutes variations dans les actions. Par conséquent il faut décomposer le coefficient de sécurité global γ en coefficients de sécurité partiels afin de prendre en compte l'incertitude dans l'évaluation de chaque action et dans la détermination des résistances des matériaux. Alors, la sécurité devient s'exprimer par:

$$\sum \gamma_i \times \sigma_i \leq \frac{R}{\gamma_m}$$

Avec γ_i coefficient de sécurité partiel et γ_m coefficient de sécurité partiel matériau ($\gamma_m = 1$ pour acier agréé et 1,1 pour acier non agréé)

Les coefficients de sécurité partiels γ_i peuvent être appliqués soit sur les efforts internes ou sur les contraintes qui en résultent.

3 Actions prises en compte dans les calculs

Les types d'actions prises en compte dans les calculs de justification et agissant sur une structure sont :

- Charges permanentes G
 - poids propre de tous les éléments constituant l'ouvrage terminé.
 - action de la précontrainte,
 - déplacement différentiel des appuis,
 - déformation imposée à la construction.
- Les actions variables Q
 - les charges d'exploitation, Q_e
 - action du vent, Q_w
 - action de la neige, Q_s

- action des gradients thermiques (variation relative de longueur de -4.10^{-4} à $+3.10^{-4}$, ce qui correspond à une variation de température de -33° à $+25^{\circ}$, par rapport à la température ambiante). Q_T
- Les actions accidentelles A
 - explosion,
 - Séisme,
 - chocs de véhicules.

Ce dernier type d'actions est rarement pris en compte ; uniquement s'il est spécifié sur le cahier des charges du marché.

4 Coefficients partiels de sécurité

Les coefficients de sécurité partiels γ_i sont définis à l'ELU par :

	Actions permanentes	Actions variables de base Q_1	Actions variables d'accompagnement $Q_i ; i=2,3 \dots$
Effet défavorable	$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_Q = 1.50$	$\gamma_Q = 1.50$
Effet favorable	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 0$

Une action variable se présente de plusieurs façons qui dépendent de la durée d'application et de sa fréquence :

- Valeur nominale : Q
- Valeur de combinaison $\psi_0.Q$
- Valeur fréquente : $\psi_1.Q$
- Valeur quasi-permanente : $\psi_2.Q$
- Les valeurs de ψ figure dans le tableau suivant.

Tableau A1.1(F) : Valeurs des coefficients ψ pour les bâtiments

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments (voir NF EN 1991-1.1)			
- Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0,7	0,5	0,3
- Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
- Catégorie C : lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
- Catégorie D : commerces	0,7	0,7	0,6
- Catégorie E : stockage	1,0	0,9	0,8
- Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
- Catégorie G : zone de trafic, véhicules de poids compris entre 30 et 160 kN	0,7	0,5	0,3
- Catégorie H : toits	0	0	0
Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir NF EN 1991-1-3)			
- pour les lieux situés à une altitude $H > 1000$ m au dessus du niveau de la mer, et pour Saint-Pierre et Miquelon	0,70	0,50	0,20
- pour les lieux situés à une altitude $H \leq 1000$ m au dessus du niveau de la mer	0,50	0,20	0
Charges dues au vent sur les bâtiments (voir NF EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Action de la température (hors incendie) dans les bâtiments (voir NF EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

NOTE Pour des actions variables particulières non définies dans l'Eurocode EN 1991, une simplification (admise) consiste à considérer que $\psi_0 Q_k = Q_k$

Les coefficients de sécurité partiels γ_i sont définis à l'ELS par :

	Actions permanentes	Actions variables de base Q_1	Actions variables d'accompagnement $Q_i ; i=2,3 \dots$
Effet défavorable	$\gamma_G = 1$	$\gamma_Q = 1$	$\gamma_Q = 1$
Effet favorable	$\gamma_G = 1$	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 0$

5 Combinaisons d'actions

5.1 Combinaisons d'actions à L'ELU

La combinaison fondamentale s'écrit en fonction des actions permanentes G_i et des n actions variables Q_i . Soit Q_1 l'action variable de base choisie avec sa valeur nominale et Q_i les actions variables d'accompagnement avec leurs valeurs de combinaison $\psi_{0i}Q_i$

$$\sum \gamma_{Gi} \cdot G_i + \gamma_{Q_1} \cdot Q_1 + \sum_{i \geq 2}^n \gamma_{Q_i} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_i$$

Si nous avons n actions variables, nous aurons n combinaisons à écrire; la combinaison à retenir est celle qui donne l'action la plus élevée.

Combinaison simplifiée:

La combinaison fondamentale peut être remplacée par celle qui se révèle la plus contraignante parmi les combinaisons données ci-après :

- Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$(\sum \gamma_{Gi} \cdot G_i) + \gamma_{Q_1} \cdot Q_1$$
- Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$(\sum \gamma_{Gi} \cdot G_i) + 0.9 \sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_i$$

5.2 Combinaisons d'actions à L'ELS

Elles servent exclusivement pour le calcul et la vérification des déformations (flèches et déplacements).

La combinaison fondamentale s'écrit : $G + 0.9 \sum_{i=1}^n Q_i$

Cette combinaison peut être remplacée par :

- Combinaisons rares. $G + Q_1 + \sum_{i \geq 2}^n \psi_{0i} \cdot Q_i$
- Combinaisons fréquentes. $G + \psi_1 \cdot Q_1 + \sum_{i \geq 2}^n \psi_{2i} \cdot Q_i$
- Combinaisons quasi-permanentes. $G + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_i$

Les combinaisons d'actions courantes sont données dans le tableau suivant :

Nombre d'actions variables	ELU	ELS (vérification des déformations)

Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :	$1.35 G_{\max} + 1.5Q_i$ ou $G_{\min} + 1.5Q_i$	$G + Q_i$
Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :	$1.35 G_{\max} + 1.35 \Sigma Q_i$ ou $G_{\min} + 1.35 \Sigma Q_i$	$G + 0.9 \Sigma Q_i$
avec G_{\max} : action permanente totale défavorable G_{\min} : action permanente totale favorable Q_i : action variable défavorable.		

6 Valeurs limites des déformations

Le règlement **EUROCODE 3** recommande des limites qui sont les suivantes et qui restent approximatives :

verticalement	toitures en général	$f = \frac{L}{200}$	$\delta_2 < \frac{L}{250}$
	planchers en général	$f = \frac{L}{250}$	$\delta_2 < \frac{L}{300}$
	planchers supportant des poteaux	$f = \frac{L}{400}$	$\delta_2 < \frac{L}{500}$
horizontalement	poteaux de portiques en général	$\Delta = \frac{L}{300}$	
	poteaux de portiques avec un pont roulant	$\Delta = \frac{L}{500}$	

f : flèche dans l'état final, par rapport à la droite reliant les appuis d'une poutre.
 $f = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$.

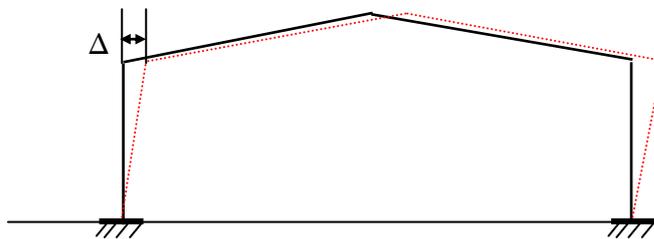
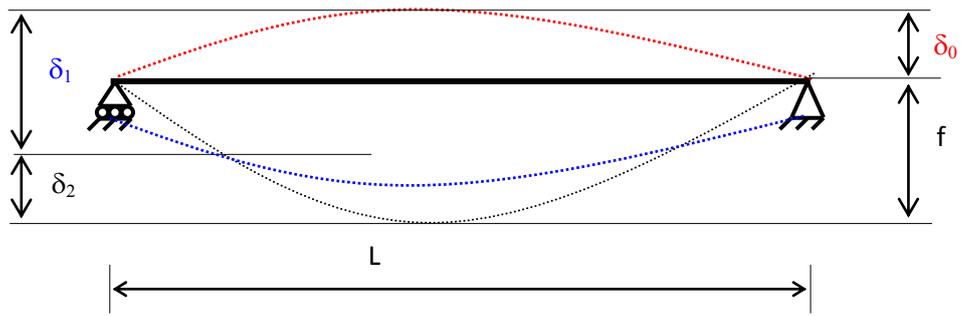
δ_0 : pré-cintrage (contre flèche résultat de la précontrainte) de la poutre non chargée.

δ_1 : variation de la flèche de la poutre due aux charges permanentes immédiatement après chargement.

δ_2 : variation de la flèche de la poutre due aux charges variables augmentée de toutes les déformations dans le temps due aux charges permanentes (fluage, retrait...).

Δ : déplacement horizontal en tête de poteaux.

L : portée.



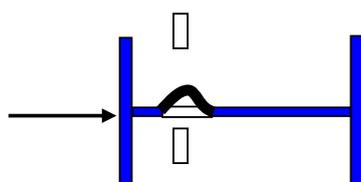
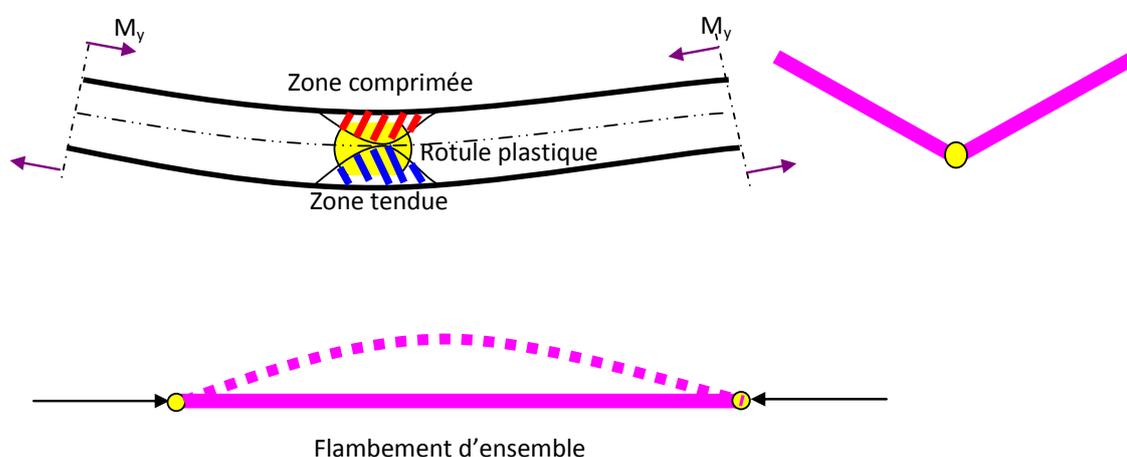
Chap 4 Classification des sections transversales

1	Introduction.....	58
2	Comportement des sections	59
3	Elancement des parois.....	61
4	Méthode de détermination des sections efficaces	67
	4.1 Semelle comprimée ou partiellement comprimée	67
	4.2 Ame fléchie	68
5	Détermination des moments de flexion limites ultimes.....	69
	5.1 Section de classe 1 et 2.....	69
	5.2 Section de classe 3.....	69
	5.3 Section de classe 4.....	69

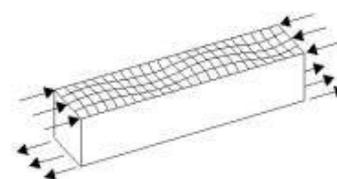
1 Introduction

La ruine d'un élément de structure peut être due par atteinte des propriétés limites du matériau c'est la ruine plastique ou par flambement c'est la ruine géométrique l'élancement d'ensemble est important ou par voilement (flambement local dans les zones comprimées) ou encore par déversement. L'EUROCODE 3 a instauré une classification des sections transversales, en fonction des divers critères suivants:

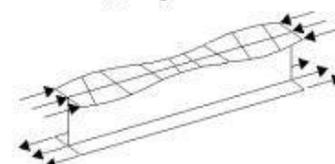
- Elancements des parois,
- Résistance de calcul,
- Capacité de rotation plastique,
- Risque de voilement local,
- Etc.



Voilement local dans les zones comprimées:
réduction de la section et de l'inertie

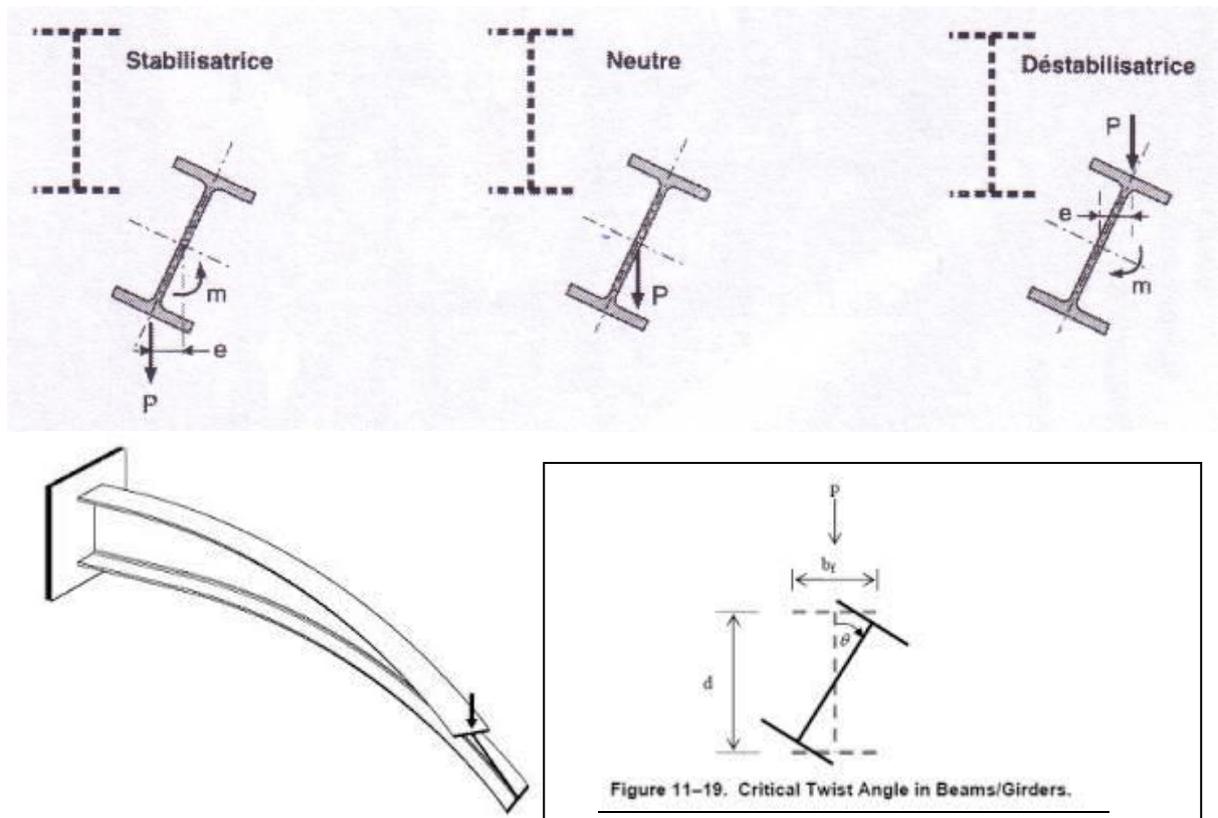
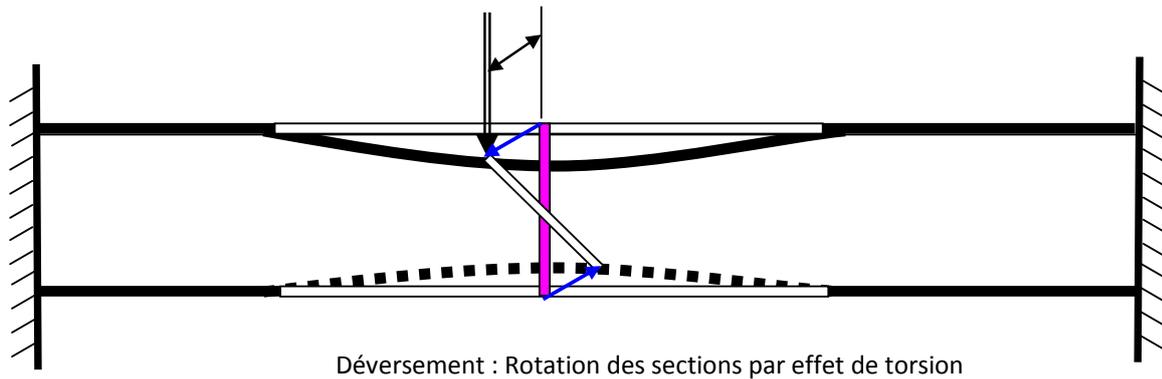


(a) Box girder



(b) Plate girder

•



2 Comportement des sections

Selon le mode de ruine l'EC3 a défini quatre classes de sections. La section de classe 1 (la plus performante bonne utilisation des capacités du matériau : ruine plastique) à la section de classe 4 (moins efficace : ruine géométrique, une bonne partie de la section est hors usage). Le tableau suivant définit les quatre classes de sections transversales.

Classe	Capacité des sections transversales	Modèle de comportement	Résistance De calcul	Capacité de rotation plastique
1	Les sections de classe 1 peuvent former une rotule plastique. Capacité de rotation importante.		Plastique sur section complète 	Importante
2	Les sections de classe 2 peuvent former une rotule plastique mais avec une capacité de rotation limitée.		Plastique sur section complète 	Limitée
3	Les sections de classe 3 ne peuvent pas former une rotule plastique. Le moment fléchissant les sollicitant peut atteindre le moment élastique M_{el} mais le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment plastique M_{pl} .		Élastique sur section complète 	Aucune
4	Les sections de classe 4 ne peuvent pas former une rotule plastique. le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment élastique M_{el} .		Élastique sur section efficace 	Aucune

Remarques :

Les différentes parois comprimées d'une section transversale (âme ou semelle) sont souvent de classes différentes. La classe de la section sera, en ce cas, la classe (la plus défavorable).

Le fait de déterminer la classe d'une section permet de choisir la méthode de calculs (analyse plastique ou élastique).

La classification peut être établie en fonction des élancements limites des parois. Les parois présentant un élancement supérieur à l'élancement limite de la classe 3 sont naturellement de classe 4.

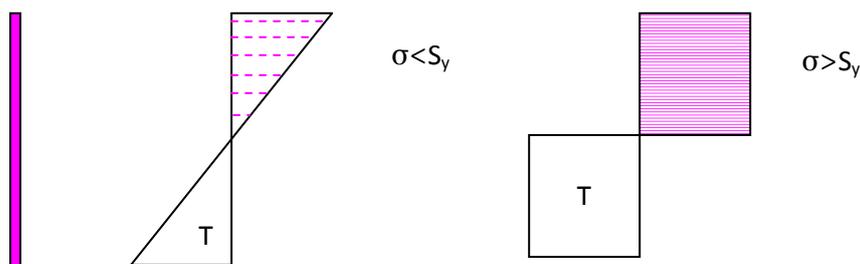
Dans le cas de sections uniformément comprimées, les élancements limites de parois pour les classes 1 et 2 sont identiques à ceux de la classe 3 car aucune capacité de rotation plastique n'est alors nécessaire (pas de rotule plastique) pour assurer une redistribution des sollicitations dans l'élément considéré.

Les tableaux suivants permettent de déterminer la classe d'une section. Les parois présentant un élancement supérieur à l'élancement limite de la classe 3 sont de classe 4.

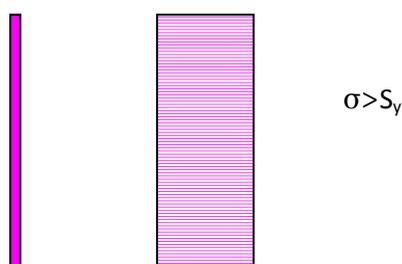
3 Elancement des parois

La section est composée généralement de semelles et d'une âme on distingue donc un élancement de la semelle et un élancement de l'âme. Les élancements d'âmes seront calculés selon les sollicitations suivantes :

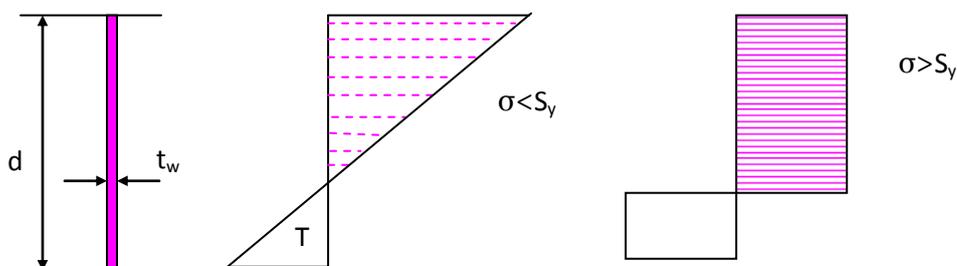
- Ame fléchie : flexion
- Ame comprimée : effort normal de compression
- Ame fléchie comprimée : flexion avec effort normal de compression



Ame fléchie : contrainte de compression et de traction



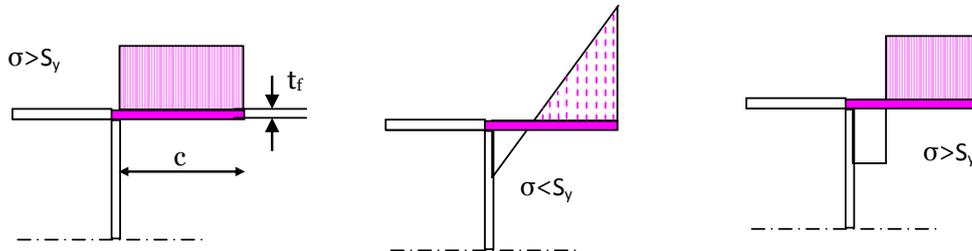
Ame comprimé : contrainte de compression uniforme



Ame en flexion composée : contrainte de compression et de traction

L'élancement est défini par le rapport d/t_w ou d est la hauteur de l'âme et t_w son épaisseur. Selon le diagramme des contraintes dans la semelle, Les élancements seront calculés selon que la semelle soit totalement comprimée soit partiellement comprimée (flexion composée). Nous avons alors deux cas :

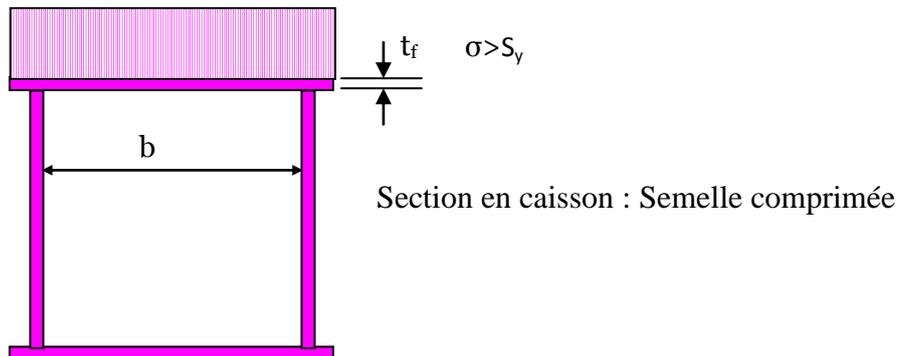
- Semelle totalement comprimée
- Semelle fléchie comprimée : flexion avec effort normal de compression



- Semelle comprimée Semelle en flexion composée : contrainte de compression et de traction

L'élancement de la semelle est défini par le rapport c/t_f ou c est la largeur en console de la semelle et t_f son épaisseur.

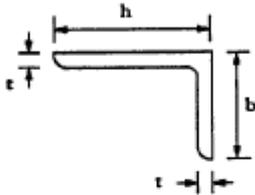
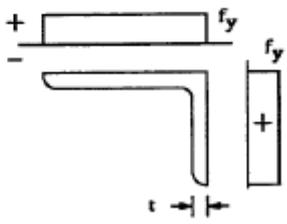
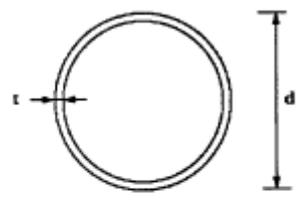
Pour les sections creuses ou en caisson en défini en outre la largeur du caisson b . Pour les sections creuses laminées on définit l'élancement par $(b-3t_f)/t_f$ et par b/t_f dans les autres cas (Reconstitué Soudé)



Le livre de Jean MOREL présente les élancements pour les différents cas de sections et de distribution des contraintes. Les tableaux données ci après présentent les différentes configurations.

Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur maximaux pour parois comprimées		
(a) <u>Ames</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
<p style="text-align: center;">$d = h - 3t \quad [t = t_f = t_w]$</p>				
Classe	Ame fléchée	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) / \sqrt{-\psi}$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

Tableau 5.3.1 (Feuille 2)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(b) <u>parois internes de semelles</u> : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)					
Classe	Type	Section fléchie	Section comprimée		
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
1	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33 \epsilon$ $b/t_f \leq 33 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$		
2	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38 \epsilon$ $b/t_f \leq 38 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$		
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
3	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$		
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81

Tableau 5.3.1 (Feuille 4)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées		
d) <u>Cornières</u> Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)				(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)
Classe	Section comprimée			
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)				
3	$\frac{h}{t} \leq 15\epsilon$	$\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$		
(e) <u>Sections tubulaires</u>				
Classe	Section fléchie et/ou comprimée			
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$			
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$			
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81
	ϵ^2	1	0,85	0,66

Les profils laminés courants (I ou H), sollicités soit en compression seule, soit en flexion simple, les tableaux suivants donnent directement les classes.

Acier : $F_y = 235$ MPa			
Type du profil laminé	Référence du profil	Classes des sections	
		Compression seule	Flexion seule
PA	80 à 160	1	1
IPEA	180 à 240	2	1
	270 à 330	3	1
	360 à 600	4	1
IPE	80 à 240	1	1
	270 à 360	2	1
	400 à 500	3	1
	550 et 600	4	1

Acier : $F_y = 275$ MPa			
Type du profil laminé	Référence du profil	Classes des sections	
		Compression seule	Flexion seule
PA	80 à 140	1	1
	160	2	1
IPEA	180	2	1
	200 à 240	3	1
	270 à 600	4	1
IPE	80 à 220	1	1
	240 à 300	2	1
	330 à 400	3	1
	450 à 600	4	1

Acier : $F_y = 335$ MPa			
Type du profil laminé	Référence du profil	Classes des sections	
		Compression seule	Flexion seule
PA	100 et 120	1	1
	140	2	1
	160	3	1
IPEA	180	3	1
	200 à 270	4	1
	300	4	2
	330 à 600	4	1
IPE	80 à 160	1	1
	180 à 240	2	1
	270	3	1
	300 à 600	4	1

Acier : $F_y = 235$ MPa			
Type du profil laminé	Référence du profil	Classes des sections	
		Compression seule	Flexion seule
HEA	100 à 240	1	1
	260 à 300	2	2
	320 à 500	1	1
	550 et 600	2	1
HEB	100 à 600	1	1
HEM	100 à 600	1	1

Acier : $F_y = 275$ MPa			
Type du profil laminé	Référence du profil	Classes des sections	
		Compression seule	Flexion seule
HEA	100 à 160	1	1
	180 à 240	2	2
	260 à 300	3	3
	320	2	1
	340 à 450	1	1
	500 et 550	2	1
	600	3	1
HEB	100 à 550	1	1
	600	2	1
HEM	100 à 600	1	1

Acier : $F_y = 335$ MPa			
Type du profil laminé	Référence du profil	Classes des sections	
		Compression seule	Flexion seule
HEA	100 et 120	1	1
	140 et 160	2	2
	180 à 340	3	3
	360	2	2
	400 et 450	2	1
	500	3	1
	550 et 600	4	1
HEB	100 à 450	1	1
	500 et 550	2	1
	600	3	1
HEM	100 à 600	1	1

4 Méthode de détermination des sections efficaces

Les Profils Reconstitués Soudés sont sujet, vue leur hauteur importante, à un voilement local dans les zones comprimées (semelle, partie supérieure de l'âme) il faudrait donc déterminer les sections réduites de la semelle et de l'âme pour définir la section efficace et l'inertie efficace. A titre d'exemple on présente ci après la méthodologie à suivre pour la détermination des caractéristiques géométriques modifiées par l'effet de voilement local pour une section en I Reconstitué Soudé.

4.1 Semelle comprimée ou partiellement comprimée

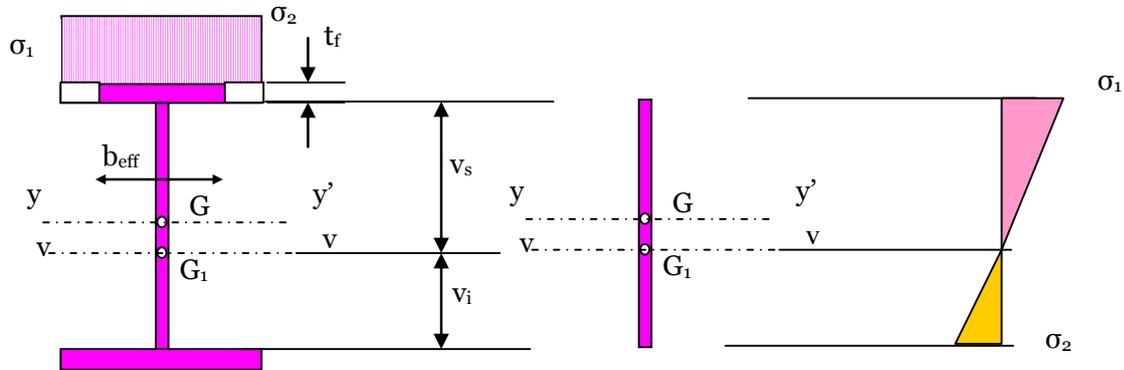
On déterminera la largeur efficace de la semelle b_{eff} . $b_{eff} = \rho \cdot c$ ou ρ est fonction de

l'élanement de la semelle tel que : $\rho = \frac{(\bar{\lambda}_p - 0,22)}{\bar{\lambda}_p^2}$ si $\bar{\lambda}_p \geq 0,673$ ou l'élanement est

défini par : $\bar{\lambda}_p = \frac{c}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}$ ou $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{S_y}}$ et k_σ est tabulé

Le coefficient k_σ est fonction de la distribution des contraintes et du rapport $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$ et il est donné par le tableau suivant 5.3.3.

Ensuite il faudrait définir la nouvelle position du centre de gravité en tenant compte de la réduction de la largeur de la semelle ainsi on définit v_s et v_i



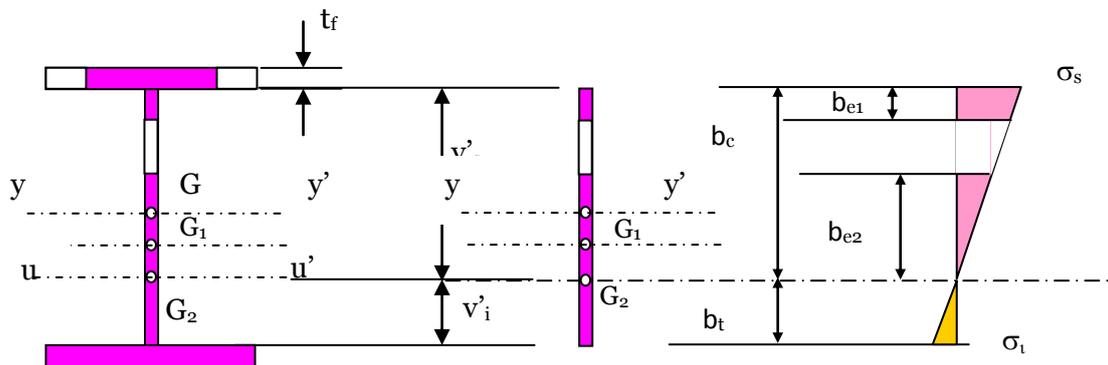
4.2 Ame fléchie

L'âme de la section est en flexion, le rapport des contraintes peut être défini par le rapport des distances $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{v_i}{v_s}$; ce rapport est négatif. Le coefficient k_σ peut être déterminé à partir des abaques et l'élanement de l'âme est :

$$\bar{\lambda}_p = \frac{d}{28,4\epsilon\sqrt{k_\sigma}} ; \text{ la hauteur comprimée efficace de l'âme vaut : } b_{eff} = \rho \cdot b_c = \frac{\rho \cdot \bar{b}}{(1-\psi)}$$

Avec $\bar{b} = b_c + b_t = d$. Les parties comprimées de l'âme sont de hauteur b_{e1} et b_{e2} tel que :

$b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff}$ et $b_{e2} = 0,6 \cdot b_{eff}$; le centre de gravité de la section descend encore (G_2) et il faudrait à nouveau évaluer les distances v'_s et v'_i



Ainsi la section efficace et l'inertie efficace peuvent être déterminées.

5 Détermination des moments de flexion limites ultimes

5.1 Section de classe 1 et 2

Pour les sections de classes 1 et 2 le calcul est de type plastique et le moment de plastification vaut : $M_{pl} = W_{pl} \cdot S_y$ ou W_{pl} est le module de résistance plastique et S_y contrainte d'écoulement plastique. Le module de résistance plastique W_{pl} représente deux fois le moment statique par rapport à l'axe de flexion. $W_{pl} = 2 \cdot \text{moment statique} / Gy$

5.2 Section de classe 3

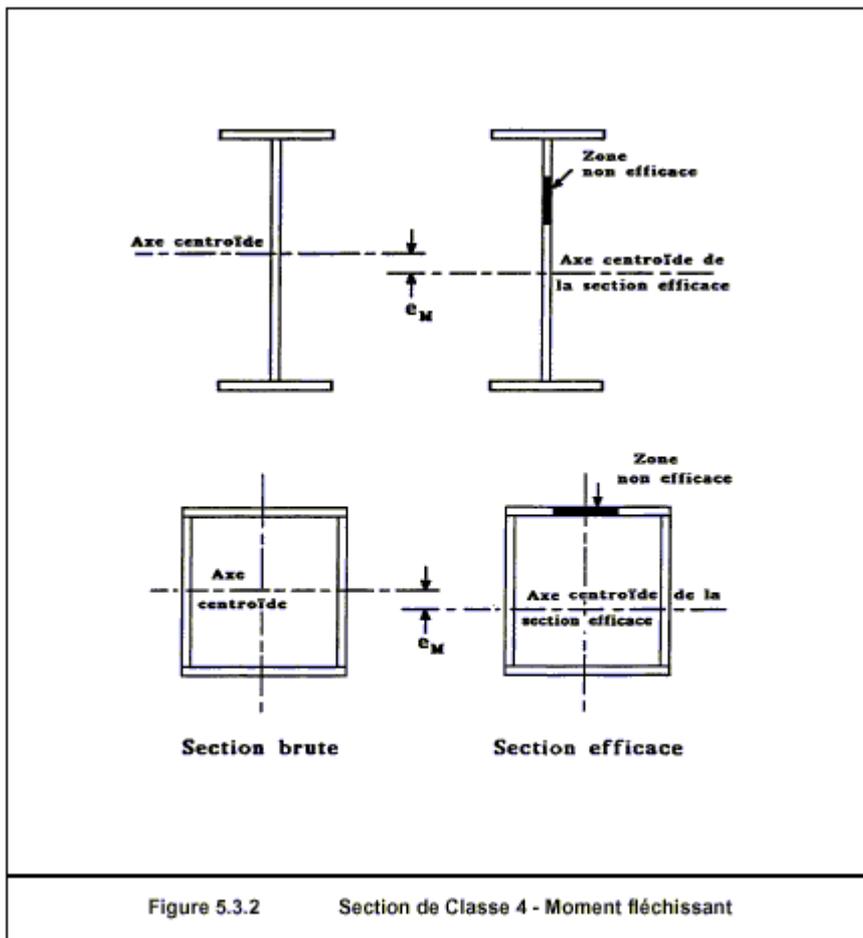
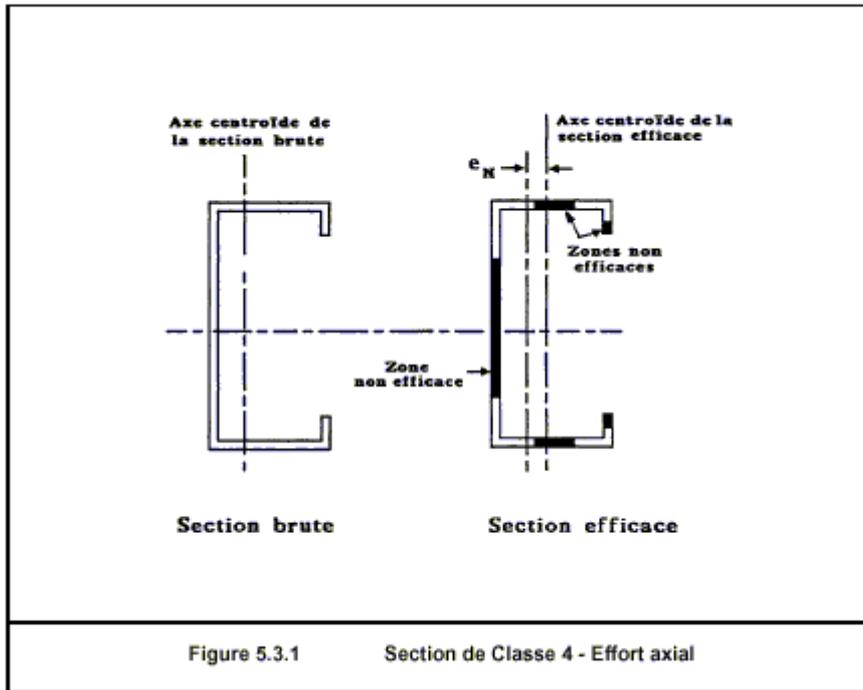
Pour les sections de classes 3 le calcul est de type élastique et le moment élastique vaut : $M_{el} = W_{el} \cdot S_y$ ou W_{el} est le module de résistance élastique et S_y limite élastique. Le module de résistance plastique W_{el} représente le rapport de l'inertie par la distance de G vers la fibre la plus éloignée $W_{ely} = \frac{\text{Moment d'inertie} / Gy}{\max(v_s, v_i)}$

5.3 Section de classe 4

Pour les sections de classes 4 le calcul est de type élastique fictif et le moment élastique vaut : $M_{el} = W_{eff} \cdot S_y$ ou W_{eff} est le module de résistance efficace et S_y limite élastique. Le module de résistance efficace W_{eff} représente le rapport de l'inertie par la distance de G_2 vers la fibre la plus éloignée $W_{ely} = \frac{\text{Moment d'inertie} / Gu}{\max(v'_s, v'_i)}$

Tableau 5.3.2 Parois internes comprimées						
Distribution de contraintes (compression positive)			Largeur efficace b_{eff} de la partie comprimée de paroi			
			$\psi = +1 :$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$			
			$0 \leq \psi < 1 :$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2 b_{eff}}{5 - \psi}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$			
			$\psi < 0 :$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -2$
Coefficient de voilement k_σ	4,0	$\frac{8,2}{1,05 + \psi}$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$
Alternativement, pour $1 \geq \psi \geq -1 :$ $k_\sigma = \frac{16}{[(1 + \psi)^2 + 0,112(1 - \psi)^2]^{0,5} + (1 + \psi)}$						

Tableau 5.3.3 Parois comprimées en console					
Distribution de contraintes (compression positive)			Large efficace b_{eff} de la partie comprimée de paroi		
			$0 \leq \psi < 1$: $b_{eff} = \rho c$		
			$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	0	-1	$+1 \geq \psi \geq -1$	
Coefficient de voilement k_{σ}	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
			$0 \leq \psi < 1$: $b_{eff} = \rho c$		
			$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Coefficient de voilement k_{σ}	0,43	$\frac{0,578}{\psi + 0,34}$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8



Chap 5 Justification des sections transversales selon EC3

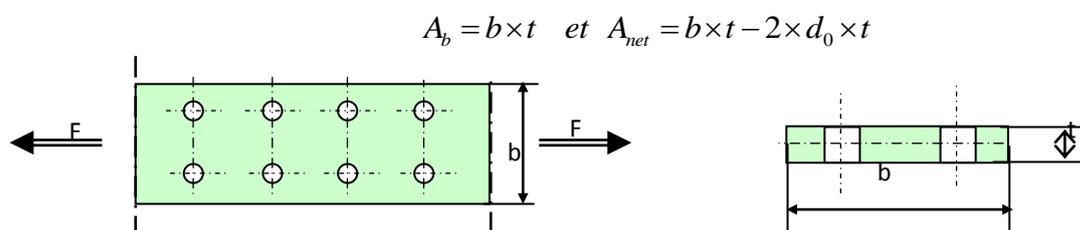
1	Introduction.....	74
2	Caractéristiques des sections transversales.....	74
3	Facteurs partiels de sécurité.....	74
4	Résistance des sections transversales.....	75
4.1	Section soumise à un effort axial de traction (N_T).....	75
4.2	Section soumise à effort axial de compression (NC) : Pièces courtes non élancées.....	75
4.3	Section soumise à un moment fléchissant (M) : flexion pure.....	76
4.4	Section soumise à un effort tranchant (V) :.....	76
4.5	Section soumise à un moment fléchissant et à un effort tranchant (M+V).....	77
4.6	Section soumise à un moment fléchissant et à effort axial (M+N).....	78
4.7	Section soumise à un moment fléchissant, à un effort axial et à un effort tranchant (M + N + V).....	79

1 Introduction

Les sections transversales d'un élément de structure barre ou profilés peuvent être soumises à des sollicitations simples ou composées. Dans ce chapitre on détermine les résistances ultimes des sections sollicitées en traction, en compression pour les pièces courtes, en cisaillement pur, en flexion pure, en flexion simple, en flexion composée et en flexion déviée ou bi-axiale

2 Caractéristiques des sections transversales

- **Section brute** : Les caractéristiques de la section brute (A_b) sont déterminées en utilisant les dimensions nominales sans déduction des trous éventuels.
- **Aire nette** : L'aire nette (A_{net}) d'une section transversale est égale à son aire brute diminuée des aires des trous.



3 Facteurs partiels de sécurité

Les coefficients partiels de sécurité sont appliqués sur les résistances ultimes. Pour vérifier la résistance des sections transversales on utilise le coefficient γ_M qui est donné dans le tableau suivant :

Classe des sections	1,2 et 3	4
Section brute	$\gamma_{M0} = 1$ si les aciers sont agréés $\gamma_{M0} = 1.1$ si les aciers sont non agréés	$\gamma_{M1} = 1.1$
Section nette au droit des trous	$\gamma_{M2} = 1.25$	

Pour le calcul des pièces à l'instabilité élastique : flambement, déversement et voilement on applique le coefficient partiel de sécurité $\gamma_{M1} = 1,1$

Pour le calcul des assemblages par boulons ordinaires on applique $\gamma_{MB} = 1,25$ en cisaillement et $\gamma_{MB} = 1,5$ en traction

Pour le calcul des assemblages par boulons précontraints on applique :

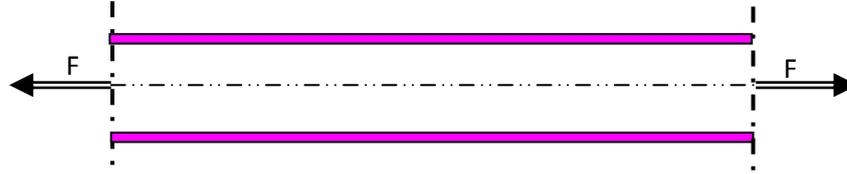
	ELU	ELS
Trous de tolérance normale	$\gamma_{MS} = 1.25$	$\gamma_{MS} = 1.1$
Trous oblongs	$\gamma_{MS} = 1.4$	$\gamma_{MS} = 1.1$

Pour le calcul des assemblages soudés on applique :

Acier	S235	S275	S355
γ_{MS}	1.25	1,3	1,35

4 Résistance des sections transversales

4.1 Section soumise à un effort axial de traction (N_T)



Dans un élément sollicité en traction axiale, l'effort de traction N_T dans chaque section transversale doit satisfaire la condition : $N_T \leq N_R$

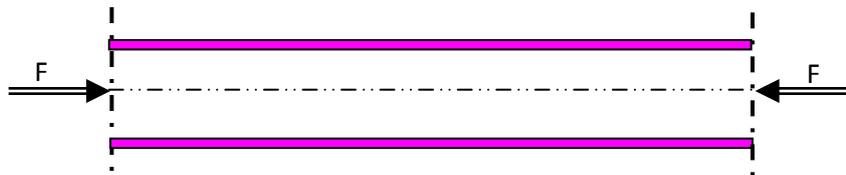
avec $N_R = \min(N_{pl}; N_u; N_{net})$ l'effort de plastification N_{pl} , l'effort ultime N_u en tenant compte de la réduction de la section au droit des trous de fixation et l'effort plastique à l'ELU N_{net} en tenant compte de la section nette (A_{net}) sont définies dans le tableau suivant :

$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	Résistance plastique de la section brute
$N_u = \frac{0.9 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$	Résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation
$N_{net} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	Résistance plastique de la section nette pour les assemblages par boulons précontraints à l'ELU

f_y : limite d'élasticité d'un acier (ou S_y yield stress).

f_u : contrainte de rupture d'un acier (ou S_u ultimate stress).

4.2 Section soumise à effort axial de compression (NC) : Pièces courtes non élancées



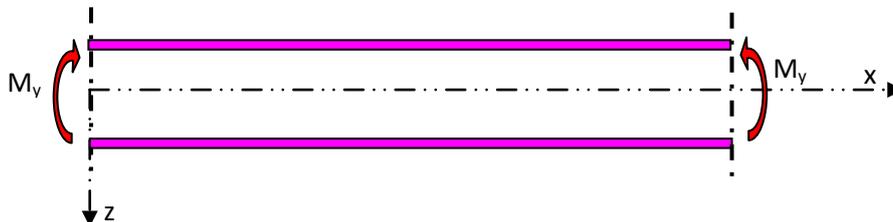
Dans un élément sollicité en compression axiale, l'effort de compression N_C dans chaque section transversale doit satisfaire la condition : $N_C \leq N_R$

Avec N_R est défini dans le tableau suivant :

Classes	N_R	
1,2 et 3	$N_R = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	Résistance plastique de la section brute
4	$N_R = N_o = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$	Résistance de calcul de la section brute au voilement local

A_{eff} = aire efficace de la section.

4.3 Section soumise à un moment fléchissant (M) : flexion pure



En l'absence d'effort tranchant, le moment fléchissant M dans chaque section transversale doit satisfaire la condition :

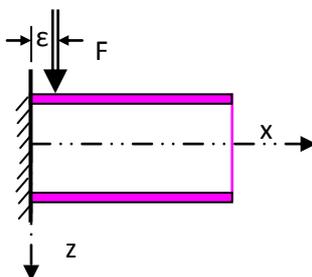
$$M \leq M_R$$

Avec M_R est défini dans le tableau suivant :

Classes	M_R	Résistance au moment fléchissant
1 ou 2	$M_{PL} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	Moment de résistance plastique de la section brute
3	$M_{el} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	Moment de résistance élastique de la section brute
4	$M_o = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$	Moment de résistance de la section brute au voilement local

W_{el} : module de résistance élastique, W_{pl} : module de résistance plastique et W_{eff} : module de résistance efficace

4.4 Section soumise à un effort tranchant (V) :



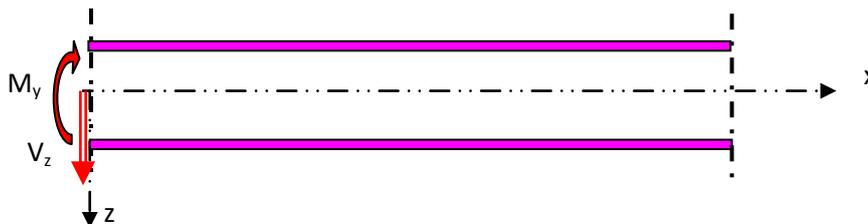
L'effort tranchant T dans chaque section transversale doit satisfaire la condition :

$$V \leq V_{pl} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{M0}}$$

(A_v : Aire de cisaillement qui peut être déterminé à partir du tableau suivant.)

Type de profilés	$A_v =$ aire de cisaillement (effort parallèle à l'âme)
Profilés laminés I ou H	$A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f$
Profilés laminés U	$A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f$
Profilés reconstitués soudés I ou H	$(h - 2 t_f) t_w$

4.5 Section soumise à un moment fléchissant et à un effort tranchant (M+V)



Le moment de résistance plastique d'une section transversale est réduit par l'existence du cisaillement.

Si l'effort tranchant est faible $V \leq 0.5 V_{pl}$, cette réduction est négligeable (elle est compensée par l'écroutissement du matériau).

$$M \leq M_R$$

Mais, lorsque l'effort tranchant $V > 0.5 V_{pl}$, il faut prendre en compte son interaction sur le moment de résistance plastique

$$M \leq M_v$$

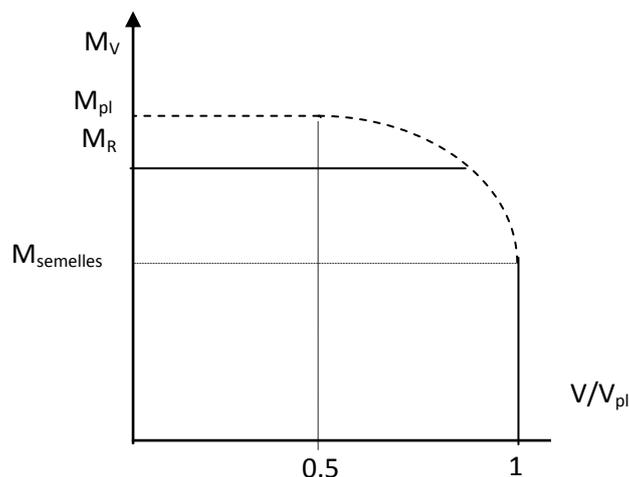
M_v : moment résistant plastique réduit du fait de l'effort tranchant, déterminé en utilisant une limite d'élasticité réduite f_{red} pour l'aire de cisaillement seule, soit :

$$f_{red} = (1-\rho) f_y \quad \rho = \left[\frac{2V}{V_{pl}} - 1 \right]^2$$

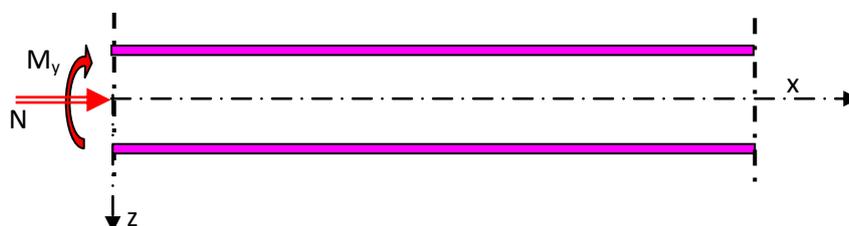
Pour les sections transversales à semelles égales et fléchies suivant l'axe de forte inertie, on obtient :

$$M_v = \left[W_{pl} - \frac{\rho A_v^2}{4t_w} \right] \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Qui peut se représenter graphiquement comme ci-dessous :



4.6 Section soumise à un moment fléchissant et à effort axial (M+N)



4.6.1 Sections de classe 1 et 2

On doit vérifier que : $M \leq M_N$

M_N = moment résistant plastique réduit par effet de l'effort axial ;

- Pour un plat : $M_N = M_{pl} [1 - (N/N_{pl})^2]$; On doit donc vérifier : $M/M_{pl} + (N/N_{pl})^2 \leq 1$
- Pour une section comportant des semelles : L'aire de l'âme : $A_w = A - 2 b t_f$
 - Si l'effort normal est faible $N \leq \min [0.25 N_{pl} ; 0.5 A_w f_y / \gamma_{M0}]$ alors $M_N = M_{pl}$
 - Si l'effort normal est important $N > \min [0.25 N_{pl} ; 0.5 A_w f_y / \gamma_{M0}]$, les valeurs de M_N sont données au tableau suivant :

Mode de flexion	Valeur de M_N
Autour de yy	$M_N = M_{pl} \frac{(1-n)}{(1-0,5a)}$
Autour de zz	$M_N = M_{pl} \left[1 - \frac{(n-a)^2}{(1-a)^2} \right]$
Flexion bi axiale pour des sections en I ou H	$(M_Y/M_{Ny})^\alpha + (M_Z/M_{NZ})^\beta \leq 1$ $\alpha = 2$ et $\beta = 5n$ et $(\beta \geq 1)$
$a = \min (A_w/A ; 0.5) ; \quad n = N / N_{pl}$	

4.6.2 Sections de classe 3

Les sections de classes 3 sont considérées comme satisfaisante, si la contrainte normale maximale σ vérifie la condition :

$$\sigma = \left| \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_{ely}} + \frac{M_z}{W_{elz}} \right| \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

4.6.3 Sections de classe 4

Les sections de classe 4 sont considérées comme satisfaisante, si la contrainte normale maximale σ calculée en utilisant les largeurs efficaces des parois comprimées, vérifie la condition :

$$\sigma = \left| \frac{N}{A_{eff}} + \frac{(M_y + Ne_y)}{W_{ely(eff)}} + \frac{(M_z + Ne_z)}{W_{elz(eff)}} \right| \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

A_{eff} : aire de la section transversale supposée soumise à une compression uniforme ($M=0$)

W_{eff} = module de résistance de la section efficace, la section transversale étant supposée soumise uniquement à un moment fléchissant suivant l'axe concerné ($N = 0$)

e : décalage de l'axe neutre concerné, la section transversale étant supposée soumise à une compression uniforme ($M = 0$).

4.7 Section soumise à un moment fléchissant, à un effort axial et à un effort tranchant ($M + N + V$)

Si l'effort tranchant est faible $V \leq 0.5 V_{pl}$; le calcul s'effectue pour une section soumise à un ($M+N$)

Mais, lorsque l'effort tranchant $V > 0.5 V_{pl}$; il faut prendre en compte son effet, ainsi que celui de l'effort axial, pour calculer le moment résistant plastique réduit.

La résistance de calcul de la section transversale aux combinaisons de moment et effort axial doit être calculée en utilisant une limite d'élasticité réduite f_{red} pour l'aire de cisaillement A_v .

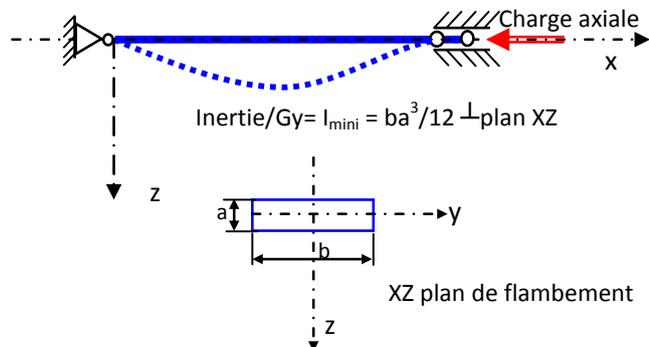
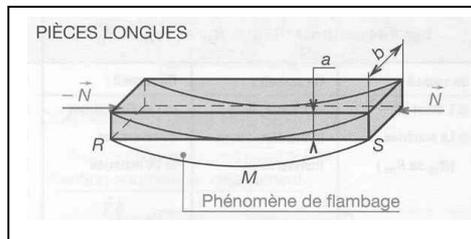
$$f_{red} = (1-\rho) f_y \quad \text{et} \quad \rho = \left(\frac{2V}{V_{pl}} - 1 \right)^2$$

Chap 6 Les phénomènes d'instabilité élastique

1	Introduction.....	81
2	Flambement simple d'Euler.....	82
3	Aspects réglementaires du flambement simple.....	83
4	Aspects réglementaires du flambement avec flexion.....	87
4.1	Sections de classe 1 et 2.....	87
4.2	Sections de classe 3.....	88
4.3	Sections de classe 4.....	88
5	Flambement des pièces composées.....	89
5.1	Effort dans les membrures à mi-hauteur N_f	90
5.2	Effort dans les treillis N_d	91
5.3	Vérification au flambement poteau sur toute sa hauteur.....	91
6	Longueur de flambement.....	91
6.1	Coefficient d'encastrement en un nœud.....	91
6.2	Longueur de flambement dans les bâtiments à nœuds fixes.....	92
6.3	Longueur de flambement dans les bâtiments à nœuds libres de se déplacer.....	93

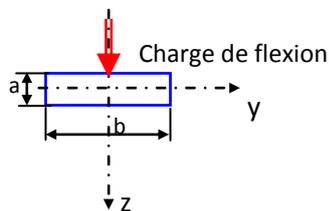
1 Introduction

Le flambement simple est une déformation de flexion latérale due à la géométrie de la barre : la longueur est importante devant l'une des dimensions de la section. La déformée de flambement s'inscrit dans le plan de flambement qui est orthogonal à l'axe d'inertie la plus faible.

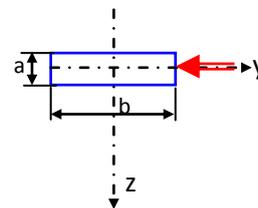


Le flambement élastique se manifeste pour des contraintes de compression faibles et le comportement du matériau reste élastique. Le flambement simple est dû à une action normale de compression. Le flambement avec flexion est le résultat de l'application d'un effort normal de compression et d'un moment fléchissant. On distingue deux cas :

- Déformée de flambement et déformée de flexion s'ajoutent (elles sont dans le même plan)
- Déformée de flambement et la déformée de flexion sont deux plans orthogonaux

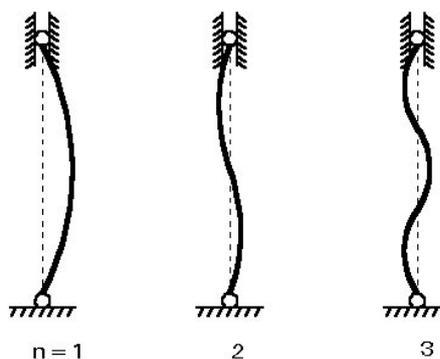


Cas 1 : flambement et flexion dans un même plan



Cas 2 : flambement dans un plan et flexion dans l'autre plan

Il serait indispensable de déterminer la charge critique de flambement dans ces cas de chargement. La charge critique dépend du matériau, de l'élançement de la pièce, des conditions de liaisons aux extrémités. En effet, Euler a étudié le flambement des barres élancées et il a montré qu'il y'a plusieurs modes de flambement.



2 Flambement simple d'Euler

La force critique à partir de laquelle apparaît le phénomène de flambement a été définie par Euler par l'expression suivante :

$$F_c = N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_c^2}$$

F_c : force critique qui produit l'instabilité.

E : module d'élasticité longitudinale, caractéristique du matériau.

I : moment d'inertie minimal de la section de la pièce.

L_c : longueur libre de flambement dépendant de la longueur réelle de la pièce et du mode de fixation des extrémités. C'est la longueur sur laquelle se produit le flambement.

Conditions d'appuis	bi-articulée	articulé - encastré	libre- encastrée	bi-encastrée	bi-encastrée avec translation
Flambement simple					
L_c	L	$0.7L$	$2L$	$L/2$	L
F_c	$F_c = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$	$F_c = \frac{2\pi^2 EI}{L^2}$	$F_c = \frac{\pi^2 EI}{4L^2}$	$F_c = \frac{4\pi^2 EI}{L^2}$	$F_c = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$

On remarquera que la force critique dépend de :

- la géométrie de la section à travers le moment d'inertie.
- la longueur de la pièce (longueur réelle et du mode de fixation des extrémités).
- du matériau à travers son module d'élasticité

La contrainte critique d'Euler s'écrit alors :

$$\sigma_c = \frac{F_c}{A} = \frac{\pi^2 EI_{\min}}{AL_c^2} = \frac{\pi^2 E}{\frac{L_c^2}{\frac{I_{\min}}{A}}} = \frac{\pi^2 E}{\frac{L_c^2}{i_{\min}^2}} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

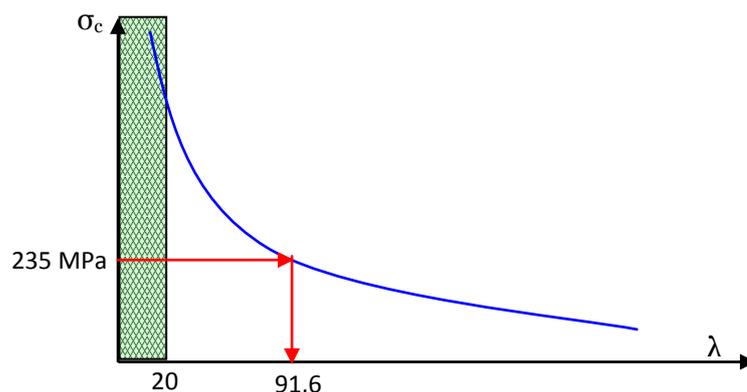
Où i_{\min} représente le rayon de giration minimal :

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}}$$

et λ l'élancement défini par

$$\lambda = \frac{L_c}{i_{\min}}$$

La variation de la contrainte d'Euler en fonction de l'élancement et de type hyperbolique. Pour un acier S235 la limite élastique est de 235 MPa ce qui donne un élancement de l'ordre 92. Ainsi le flambage est de type élastique si l'élancement est supérieur à 100. Expérimentalement il a été montré que le flambement n'apparaît pas pour des élancements faibles de l'ordre de 20 dans ce cas la ruine est plutôt plastique et le comportement est celui des pièces courtes soumises à la compression.



3 Aspects réglementaires du flambement simple

La théorie d'Euler, établie pour des structures idéales, est très insuffisante, en regard des imperfections de centrage, de rectitude, de verticalité et de la présence de contraintes résiduelles. Il est donc nécessaire de prendre en compte ces imperfections ou leurs effets. Les règlements ont notamment défini un facteur d'imperfection α .

Le risque de flambement n'est à considérer que si $\bar{\lambda} > 0,2$ (ou λ de l'ordre de 20) ; dans ce cas, l'effort normal à l'ELU de compression doit satisfaire à :

$$N_u \leq N_R = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec : N_R l'effort résistant selon EC3 vis-à-vis du phénomène de flambement qui est fonction de coefficient de flambement χ , de la classe de la section β_A , de la section de la pièce A , de la limite élastique du matériau f_y .

- $\beta_A = 1$: pour les sections transversales de classe 1, 2 ou 3
- $\beta_A = \frac{A_{\text{eff}}}{A}$: pour les sections transversales de classe 4
- χ : est le coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer et fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$.

L'élancement réduit est défini par :

$$\bar{\lambda} = \left[\beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{N_{cr}} \right]^{0,5} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0,5} \quad \text{et} \quad \lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5}$$

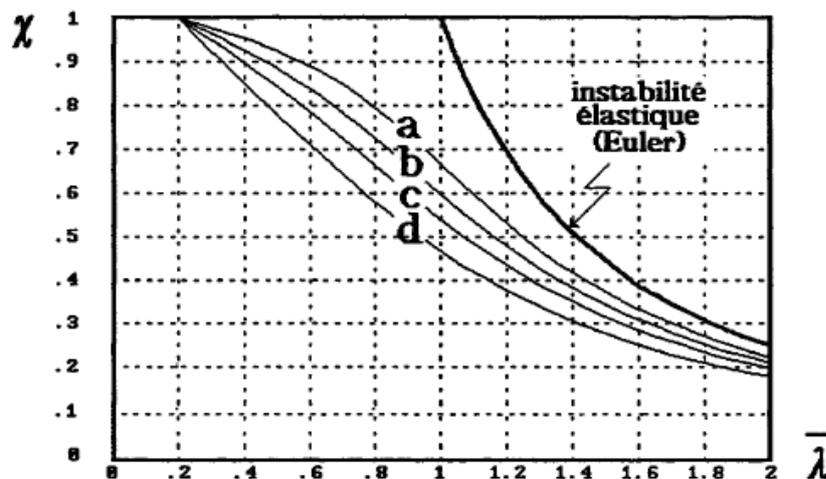
ou $\lambda_1 = (93,9 \cdot \varepsilon)$ tel que : $\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5}$ (f_y en N/mm^2).

Pour les éléments à section transversale constante, sollicités en compression axiale constante, la valeur de χ pour l'élancement réduit $\bar{\lambda}$, peut être déterminée par la formule :

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \lambda^2)^{0,5}} \quad \text{avec } \chi \leq 1 \text{ toujours ; et la fonction } \phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

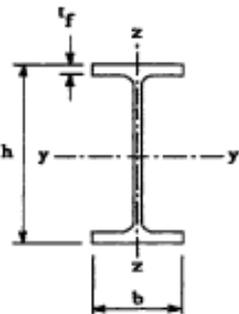
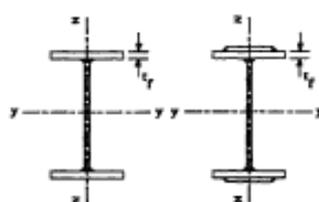
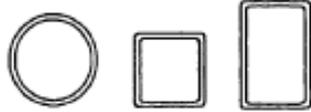
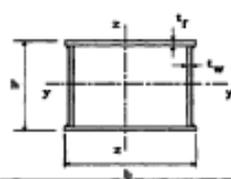
Le facteur d'imperfection α correspondant à la courbe appropriée du flambement envisagé. Le tableau 5.5.3 donné ci-après définit la courbe à retenir (a ou b, c, d) selon le type de la section et l'axe de flambement et il vaut :

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,2 1	0,3 4	0,4 9	0,7 6



Les courbes de flambement sont les courbes donnant le coefficient de réduction χ en fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$. Le coefficient χ peut être également obtenu en fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$, au moyen du tableau suivant :

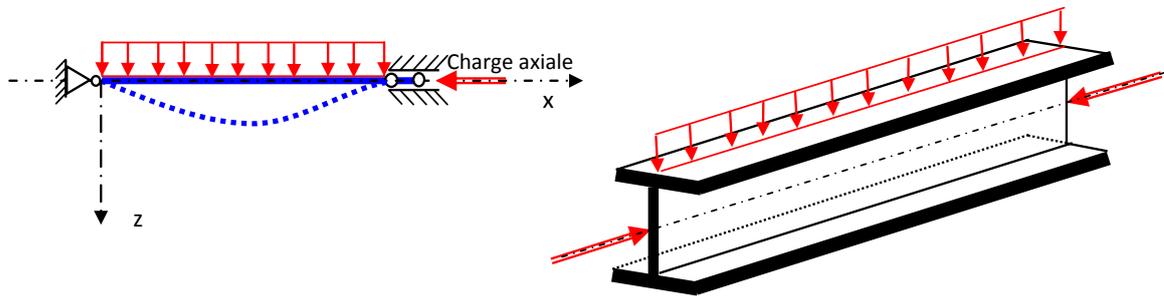
Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$: $t_f \leq 40$ mm	y - y z - z	a b
	40 mm $< t_f \leq 100$ mm	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$: $t_f \leq 100$ mm $t_f > 100$ mm	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40$ mm	y - y z - z	b c
	$t_f > 40$ mm	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ys} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

4 Aspects réglementaires du flambement avec flexion

Les éléments d'une structure métallique peuvent être soumis à des charges pouvant induire de la flexion et à des charges axiales produisant de la compression.



Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, doivent satisfaire à diverses conditions représentées par des rapports des efforts appliqués par des efforts résistants, selon la classe de leur section transversale.

4.1 Sections de classe 1 et 2

- Pour la flexion dans le plan et pour les sections de classe 1 et 2 nous aurons à vérifier :

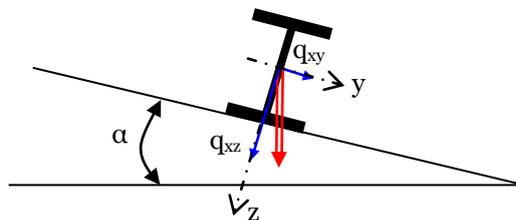
$$\frac{N}{\chi_{\min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_y}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

- Pour la flexion hors du plan et pour les sections de classe 1 et 2 nous aurons à vérifier :

$$\frac{N}{\chi_{\min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_z}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

- Pour la flexion bi-axiale et pour les sections de classe 1 et 2 :

Pour la flexion bi-axiale nous aurons deux moments. En effet La projection de la charge dans le plan xy produit un moment hors du plan M_z par contre la projection de q dans le plan xz produit un moment dans le plan M_y .



Ainsi pour les sections de classe 1 et 2 soumises à N , M_y , M_z nous aurons à vérifier :

$$\frac{N}{\chi_{\min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_y}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_z}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Ou N_{pl} représente l'effort de plastification $N_{pl} = A \cdot f_y$; et M_{pl} le moment de plastification $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$; le coefficient de réduction χ_{\min} est la valeur minimale de χ_y et de χ_z . Les

coefficients d'amplification de la flexion k_y ou k_z du à l'effort normal appliqué qui produit une déformée latérale de flexion valent : $k_{z,ouy} = 1 - \frac{\mu_{z,ouy} \cdot N}{\chi_{z,ouy} \cdot A \cdot f_y}$ avec $k_z \leq 1,5$ et

$$\mu_{z,ouy} = \bar{\lambda}(2\beta_{Mz,ouy} - 4) + \frac{W_{plz,ouy} - W_{elz,ouy}}{W_{elz,ouy}} \text{ avec } \mu_{z,ouy} \leq 0,9$$

β_{M_y} et β_{M_z} : sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

De plus et si le déversement représente un mode potentiel de ruine, il faut également vérifier :

$$\frac{N}{\chi_z \cdot \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_y}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_z}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

- $k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N}{\chi_z A f_y}$ avec $k_{LT} \leq 1$,
- $\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0,15$ avec $\mu_{LT} \leq 0,9$
- β_{MLT} : facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement (tableau ci après).

4.2 Sections de classe 3

Nous considérons les moments calculés avec l'hypothèse du comportement élastique du matériau M_{el} .

- Pour la flexion dans le plan et pour les sections de classe 3 nous aurons à vérifier :

$$\frac{N}{\chi_{\min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_y}{\frac{M_{ely}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

- Pour la flexion hors du plan et pour les sections de classe 3 nous aurons à vérifier :

$$\frac{N}{\chi_{\min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_z}{\frac{M_{elz}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

- Pour la flexion bi-axiale et pour les sections de classe 3 nous aurons à vérifier :

$$\frac{N}{\chi_{\min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_y}{\frac{M_{ely}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_z}{\frac{M_{elz}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

4.3 Sections de classe 4

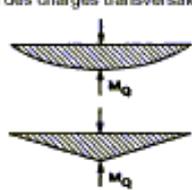
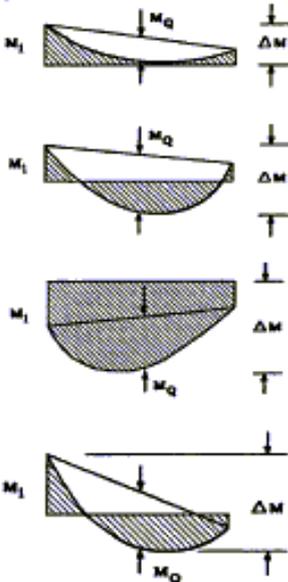
Pour les barres avec âmes très élancées (sujet au voilement local) et soumises à la flexion bi-axiale et à un effort normal. La section efficace et les modules d'inerties efficaces sont introduits pour tenir compte du voilement local et nous aurons à vérifier :

$$\frac{N}{\chi_{\min} \cdot A_{\text{eff}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_y + N \cdot e_{Ny}}{W_{\text{eff},y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_z + N \cdot e_{Nz}}{W_{\text{eff},z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

De plus et si le déversement représente un mode potentiel de ruine, il faut également vérifier :

$$\frac{N}{\chi_z \cdot A_{\text{eff}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_y + N \cdot e_{Ny}}{\chi_{LT} \cdot W_{\text{eff},y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_z + N \cdot e_{Nz}}{W_{\text{eff},z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

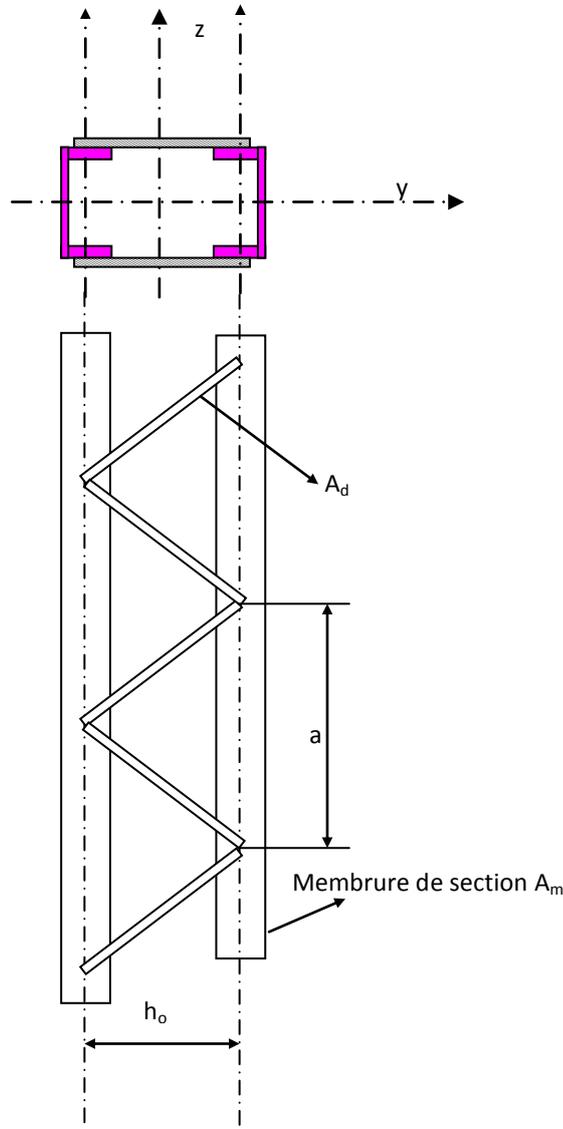
Les facteurs de moment uniforme équivalent β_{My} , β_{Mz} , β_{MLT} doivent être calculés en fonction de l'allure du diagramme des moments fléchissant entre points de maintien.

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémités</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moments dus à des charges transversales</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,3$
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p>$M_Q = \max M$ dû aux charges transversales seulement</p> $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

5 Flambement des pièces composées

Les poteaux de hauteurs importantes peuvent être composés par deux membrures symétriques ou dissymétriques et par un ou deux plans de treillis en V, N, K. Le plan de flambement est supposé être le plan du treillis. Il faudrait donc définir l'inertie efficace

suivant l'axe z et la section composée $A=A_m+A_m'$. $I_{eff,z} = 2I_{z1} + \frac{A \cdot h_0^2}{2}$. Pour une pièce composée à treillis il faudrait vérifier : le flambement du treillis, le flambement des tronçons de membrure et le flambement d'ensemble.



5.1 Effort dans les membrures à mi-hauteur N_f

L'effort à mi-hauteur dans une membrure permet la vérification de la membrure vis-à-vis du flambement simple $N_f \leq N_R = \chi_z \cdot A_m \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$ le coefficient de réduction χ_z est calculé avec

l'élancement de la membrure λ_z . $N_f = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_0}$ avec $M = \frac{N \cdot e_o}{1 - \frac{N}{N_k} - \frac{N}{S_v}}$ ou e_o est la flèche limite : $e_o = \frac{\ell}{500}$, N_k est l'effort critique d'Euler : $N_k = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{eff,z}}{\ell^2}$ et S_v est l'effort de

résistance au cisaillement (déformation du treillis vis-à-vis de l'effort tranchant) la valeur de S_v dépend de la nature du treillis.

Pour le treillis simple en V nous avons :

$$S_v = \frac{\pi \cdot E \cdot A_d \cdot a \cdot h_o^2}{2d^3},$$

pour le treillis en N :

$$S_v = \frac{\pi \cdot E \cdot A_d \cdot a \cdot h_o^2}{d^3}$$

et pour le treillis en K :

$$S_v = \frac{\pi \cdot E \cdot A_d \cdot a \cdot h_o^2}{d^3 \left[1 + \frac{A_d \cdot h_o^3}{A_v \cdot d^3} \right]}$$

5.2 Effort dans les treillis N_d

L'effort dans une diagonale doit être inférieur à l'effort critique de flambement :

$$N_d = \frac{V \cdot d}{n \cdot h_o} \leq N_{Rd} = \chi_{\min d} \cdot A_d \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

avec

$$V = \frac{\pi \cdot M}{\ell}$$

5.3 Vérification au flambement poteau sur toute sa hauteur

L'effort appliqué sur le poteau composé vaut le double de celui appliqué sur une membrure : $N = 2N_f \leq N_R = \chi_{\min} \cdot A \cdot f_y$ l'effort résistant est calculé avec le coefficient de réduction de la section composée $A = A_m + A_m'$ le rayon de giration à considérer i vaut :

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}}$$

6 Longueur de flambement

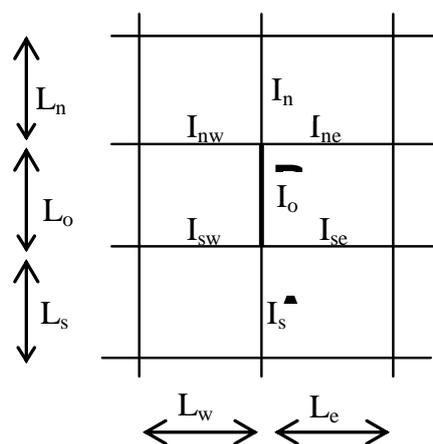
La méthode de détermination de la longueur de flambement est présentée ci après

6.1 Coefficient d'encastrement en un nœud

On définit les rigidités des éléments adjacents, au dessus et au dessous du poteau à étudier :

- rigidité d'un poteau, le rapport du moment d'inertie de sa section pour le plan de flambement considéré à la hauteur d'étage (ℓ_0) ;
- rigidité d'une poutre ou traverse, le rapport du moment d'inertie de sa section, pour une flexion dans un plan vertical, à sa portée (distance entre axes des poteaux qu'elle relie).
- On appelle coefficient d'encastrement K des poteaux en un nœud, le rapport de la somme des rigidités des poutres ou traverses, aboutissant au nœud et situées dans le plan de

flambement du poteau à la somme des rigidités de toutes les barres aboutissant au nœud (y compris le poteau étudié). Toutefois, on ne tient compte que des poutres ou traverses solidarisiées avec le poteau par un assemblage sans jeu dont la hauteur totale, mesurée entre axes des boulons, rivets ou cordons de soudure extrêmes, est au moins égale à trois fois le rayon de giration intervenant dans le calcul du poteau. En cas d'assemblages par des boulons ordinaires avec jeu normal, on ne tient aucun compte d'une poutre n'existant que d'un seul côté du poteau ; s'il existe de part et d'autre du poteau des poutres dont les assemblages satisfont à la condition de hauteur ci-dessus, on ne tient compte que de celle ayant la rigidité la plus faible.



Le coefficient d'encastrement du poteau AB à son nœud inférieur A est :

$$K_A = \frac{\frac{I_{sw} + I_{se}}{L_w} + \frac{I_s}{L_s}}{\frac{I_s}{L_s} + \frac{I_o}{L_o} + \frac{I_{sw} + I_{se}}{L_w} + \frac{I_s}{L_s}}$$

Le coefficient d'encastrement du poteau AB à son nœud supérieur B est:

$$K_B = \frac{\frac{I_{nw} + I_{ne}}{L_w} + \frac{I_n}{L_n}}{\frac{I_n}{L_n} + \frac{I_o}{L_o} + \frac{I_{nw} + I_{ne}}{L_w} + \frac{I_n}{L_n}}$$

Pour une articulation, on a $\mathbf{K=0}$

Pour un encastrement parfait, $\mathbf{K=1}$.

6.2 Longueur de flambement dans les bâtiments à nœuds fixes

Lorsque la stabilité dans la direction du flambement est assurée par des contreventements ou des murs de refend, le rapport l/l_0 est donné par la formule suivante, en fonction des coefficients d'encastrement K_A et K_B aux extrémités du tronçon AB de poteau considéré :

$$\frac{l}{l_0} = \frac{3 - 1.6(K_A + K_B) + 0.84K_AK_B}{3 - (K_A + K_B) + 0.28K_AK_B}$$

Cette formule se réduit à :

- $\frac{l}{l_0} = \frac{3 - 1.6K_A}{3 - K_A}$ si l'extrémité B est articulée
- $\frac{l}{l_0} = \frac{0.7 - 0.38K_A}{1 - 0.36K_A}$ si l'extrémité B est parfaitement encadrée

- $\frac{l}{l_0} = \frac{1-0.6K_A}{1-0.2K_A}$ si les deux extrémités ont le même coefficient d'encastrement ($K_A=K_B$)

6.3 Longueur de flambement dans les bâtiments à nœuds libres de se déplacer

Lorsque la stabilité dans la direction du flambement n'est assurée que par l'encastrement des poutres sur les poteaux, le rapport $\frac{l}{l_0}$ est donné par la formule suivante, en fonction des coefficients d'encastrement K_A et K_B aux deux extrémités du tronçon AB de poteau considéré :

$$\frac{l}{l_0} = \sqrt{\frac{1.6+2.4(K_A+K_B)+1.1K_AK_B}{K_A+K_B+5.5K_AK_B}}$$

Cette formule se réduit à:

- $\frac{l}{l_0} = \sqrt{\frac{1.6+2.4K_A}{K_A}}$ si l'extrémité B est articulée
- $\frac{l}{l_0} = \sqrt{\frac{4+3.5K_A}{1+6.5K_A}}$ si l'extrémité B est parfaitement encastree
- $\frac{l}{l_0} = \sqrt{\frac{0.8+0.2K_A}{K_A}}$ si les deux extrémités ont le même coefficient d'encastrement ($K_A=K_B$)

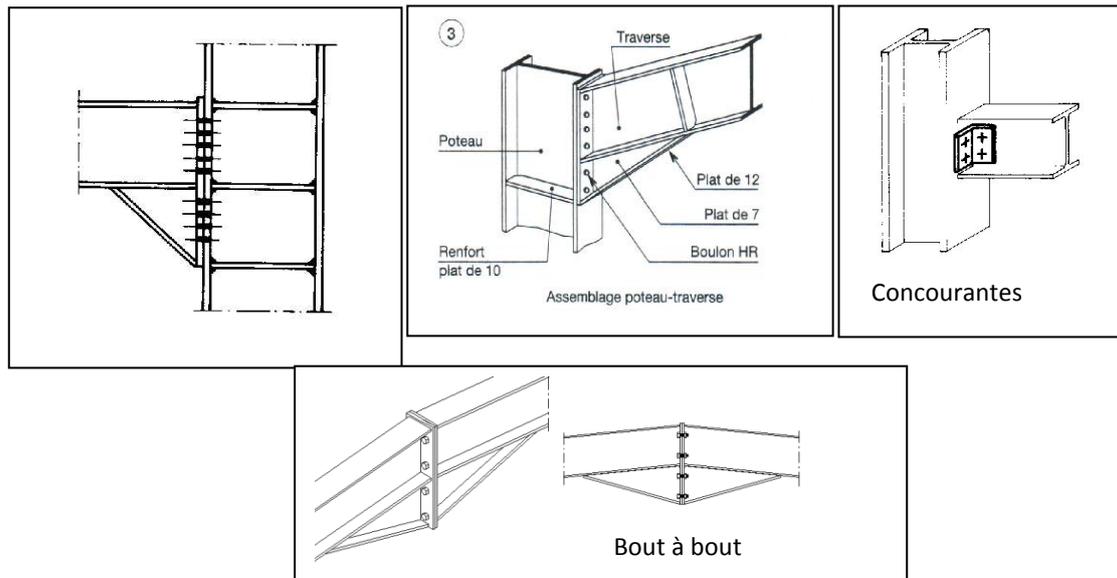
Chap 7 Conception et calcul des assemblages boulonnés

1	Généralités sur les assemblages	95
2	Types et fonctionnement d'un assemblage	95
3	Conception des assemblages	96
3.1	Assemblages dans un portique	96
3.2	Assemblages dans une ferme ou dans une poutre reconstituée	96
4	Calcul des assemblages rivés	97
5	Calcul des assemblages par boulons ordinaires	98
5.1	Dispositions constructives	98
5.2	Caractéristiques des boulons	99
5.3	Coefficients partiels de sécurité.....	100
5.4	Assemblages sollicités au cisaillement.....	100
5.5	Assemblages sollicités à la traction.....	101
5.6	Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction	102
6	Calcul des assemblages par boulons Haute Résistance ou Précontraints.....	102
6.1	Assemblages résistant au glissement.....	103
6.2	Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction	104
6.3	Assemblages par platines sollicités par un moment fléchissant, un effort tranchant	104

1 Généralités sur les assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites, notamment de torsion. Une structure métallique est composée de pièces individuelles assemblées entre elles, on distingue les assemblages suivants :

- Bout à bout : deux traverses d'un portique
- Concourantes : traverse-montant, attaches poutre / poteau, treillis et systèmes réticulés.



2 Types et fonctionnement d'un assemblage

On dispose de trois types d'assemblages :

- L'assemblage riveté
- L'assemblage boulonné par boulons ordinaires ou par boulons HR ou BP
- L'assemblage soudé.

Ces trois types d'assemblages correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et /ou adhérence.

- **Fonctionnement par obstacle** : c'est le cas des boulons ordinaires dont les tiges reprennent les efforts tranchants et le fonctionnement est en cisaillement.
- **Fonctionnement par adhérence** : dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.
- **Fonctionnement mixte** : c'est le cas du rivetage, à savoir que les rivets assurent la transmission des efforts par adhérence des pièces jusqu'à une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée, fait intervenir les rivets par obstacle, au cisaillement. L'assemblage par boulons HR permet de reprendre l'effort de traction et l'effort tranchant.

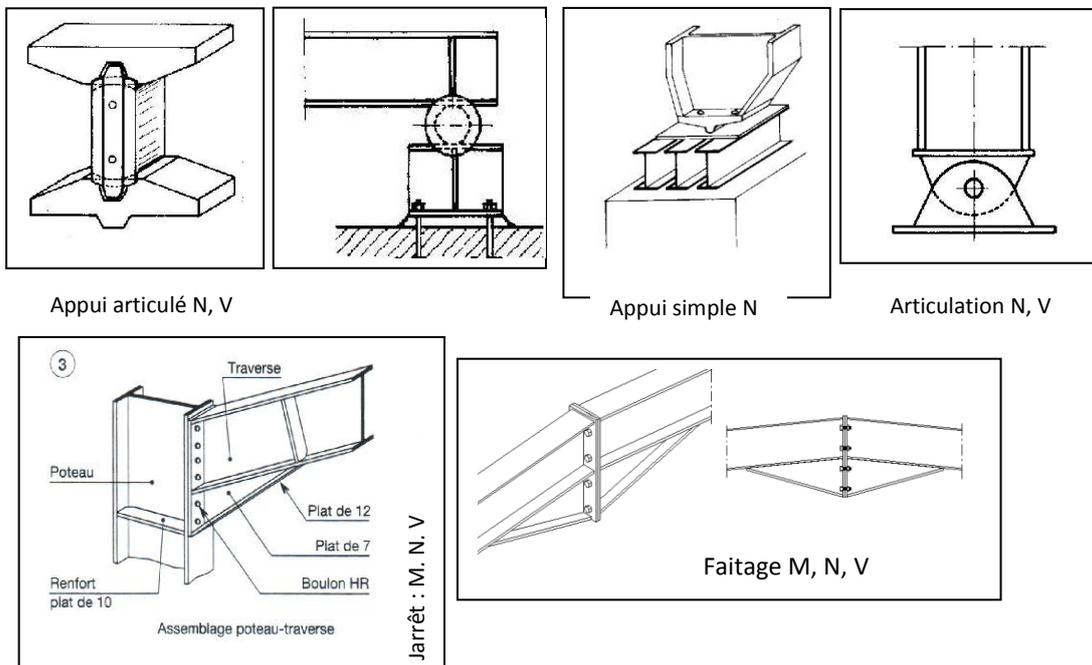
Un assemblage peut être souple ou rigide. L'assemblage souple doit permettre la transmission d'un effort normal, d'un effort tranchant. L'assemblage rigide permet de transmettre toutes les sollicitations (M, N, V).

3 Conception des assemblages

3.1 Assemblages dans un portique

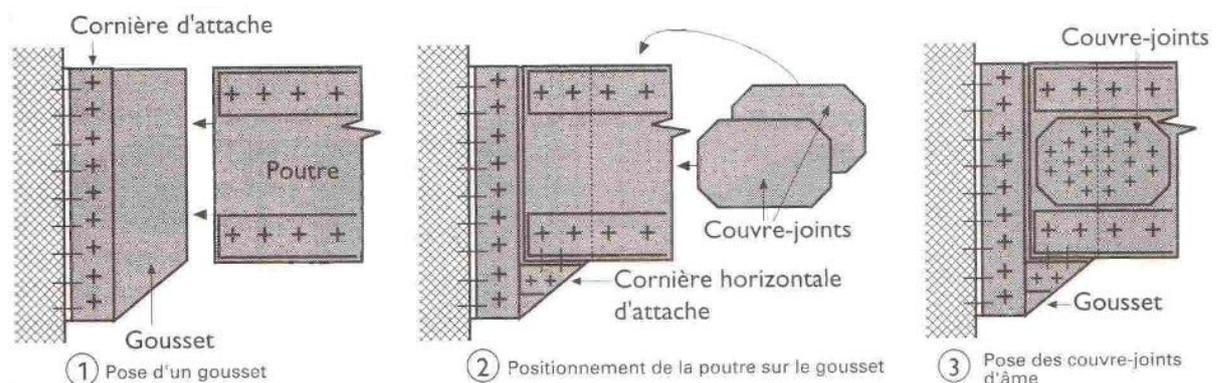
Les assemblages dans un portique peuvent être souples ou rigides selon la conception structurale choisie, on distingue trois assemblages courants

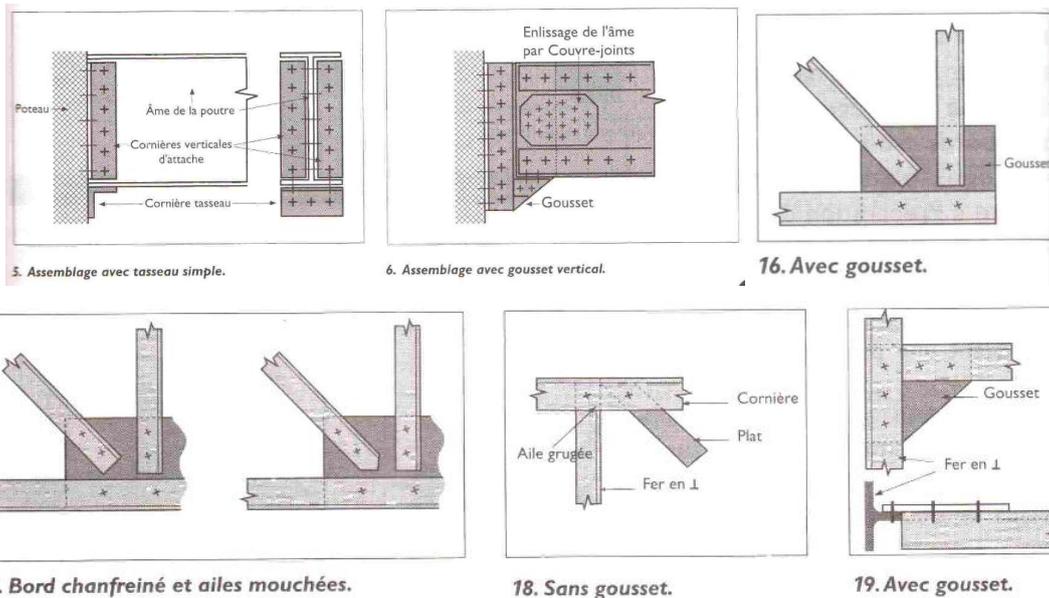
- Assemblage aux pieds des poteaux : encastrement, ou appui articulé ou encore appui simple
- Assemblages au faitage : souvent en liaison complète, ou articulation
- Assemblage au jarret : liaison complète, ou articulation



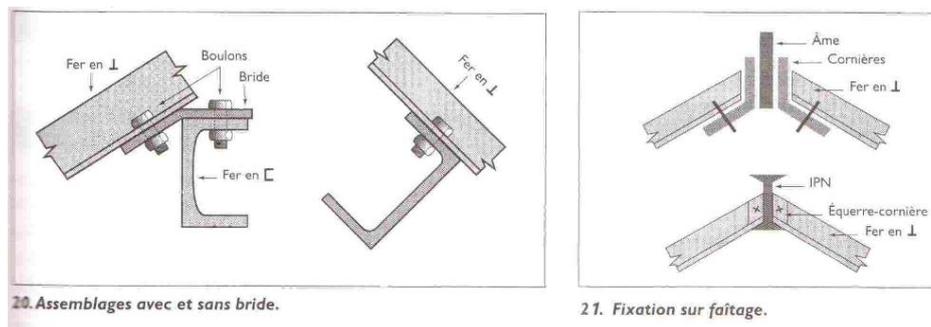
3.2 Assemblages dans une ferme ou dans une poutre reconstituée

Les éléments d'une ferme seront assemblés généralement par des goussets. Les goussets sont disposés entre les cornières doubles, l'ensemble est boulonné (16, 17, 19). On peut dans certains cas (cornières avec ailes larges) ne pas utiliser des goussets (19). La ferme ou la poutre reconstituée est fixée sur le poteau par des éléments en cornières double fixées sur un gousset l'ensemble est fixé par double couvre joints (1, 2, 3, 5, 6).



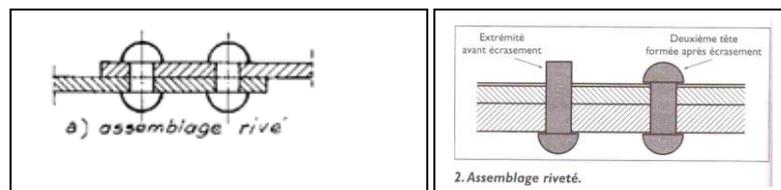


La fixation sur faitage peut être réalisée par utilisation d'une âme et des brides ou cornières les brides seront fixées d'une part sur l'âme et d'autre part sur les éléments de la ferme(20, 21)



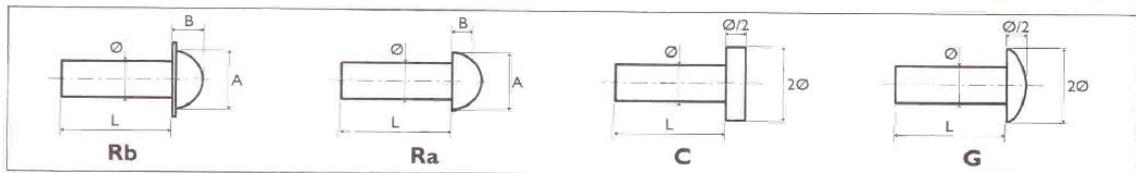
4 Calcul des assemblages rivés

Le rivet est une pièce métallique constituée d'un corps (le collet) et d'une tête qui est mise en place dans un percement et dont l'extrémité est ensuite matée du côté opposé à la tête afin de relier deux pièces ayant un contact plan. Aujourd'hui, le rivetage n'est plus utilisé en dehors de la restauration des ouvrages anciens ou dans le cadre d'une utilisation à des fins esthétiques.



NOMENCLATURE DES RIVETS R

∅	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	7	8	9	10	12	14
A	3,5	4,5	5,5	6,5	7	8	9	10	11	14	14	16	17	21	24
B	1,5	2	2,5	2,5	3	3,5	4	4	4,5	5	5,5	6	7	8	10



3. Rivets courants.

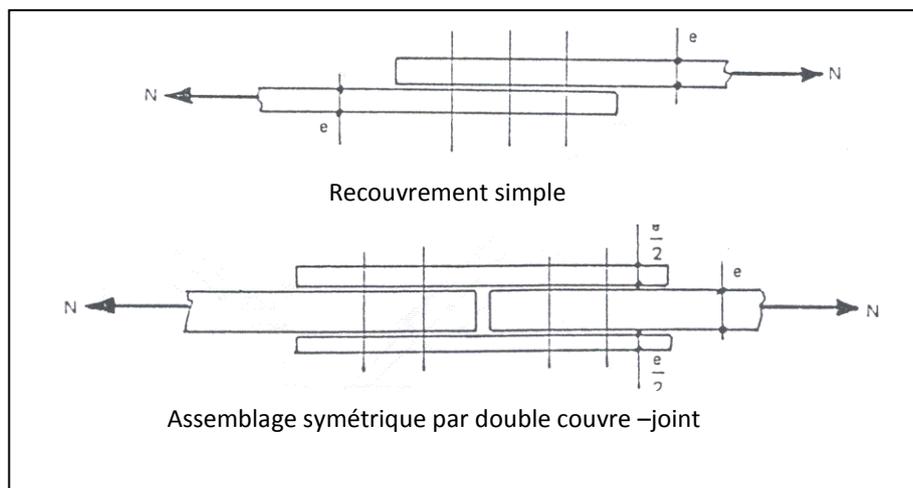
Le rivet travaille principalement au cisaillement la section du rivet doit satisfaire la condition : $V_1 = \frac{V}{n} \leq 0,58.A.f_y$ tel que : $A = \frac{\pi\phi^2}{4}$ le rivet est cisailé sur une seule face.

5 Calcul des assemblages par boulons ordinaires

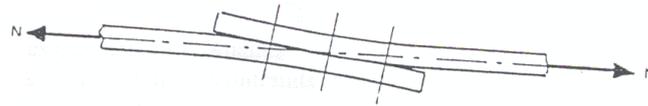
5.1 Dispositions constructives

Les assemblages constituent des zones particulières plus fragiles que les zones courantes des pièces, car les sections sont réduites du fait des perçages (ou par perte de résistance de l'acier due à l'échauffement lors du soudage). En outre, les assemblages sont soumis à des sollicitations qui peuvent s'inverser et les contraintes peuvent changer de sens (une poutre de charpente peut fléchir dans le sens positif sous charge de neige et dans le sens négatif sous soulèvement par le vent). C'est pourquoi il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages, afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale. Il faut assurer, au travers de l'assemblage la transmission parfaite des forces, afin de ne pas créer d'effort ou de moments secondaires parasites. Pour cela, quelques précautions élémentaires sont à prendre :

Il faut proscrire tout assemblage par recouvrement simple (schéma en haut de la figure suivante) et utiliser un assemblage symétrique par double couvre-joint (schéma en bas de la même figure).



En effet, dans le cas de la figure ci-dessus, la dissymétrie crée un moment de flexion parasite et l'assemblage se déforme, comme le montre la figure suivante.



La contrainte maximale de traction vaut, pour une largeur b de tôle : $\sigma = \frac{N}{S} + \frac{M.v}{I}$ si

$$S = b.e ; M = N \times e \quad \text{et} \quad I = \frac{be^2}{6} \quad \text{La valeur de la contrainte est donc : } \sigma = \frac{7.N}{b.e}$$

La contrainte augmente considérablement et les têtes de boulons risquent l'arrachement. Il faut par ailleurs s'assurer que les axes neutres des barres soient concourants aux nœuds des treillis, dans les systèmes réticulés. Ce n'est souvent pas le cas pour les treillis réalisés en cornières.

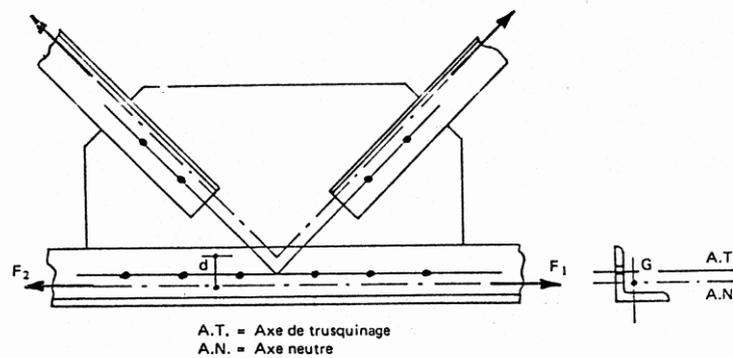
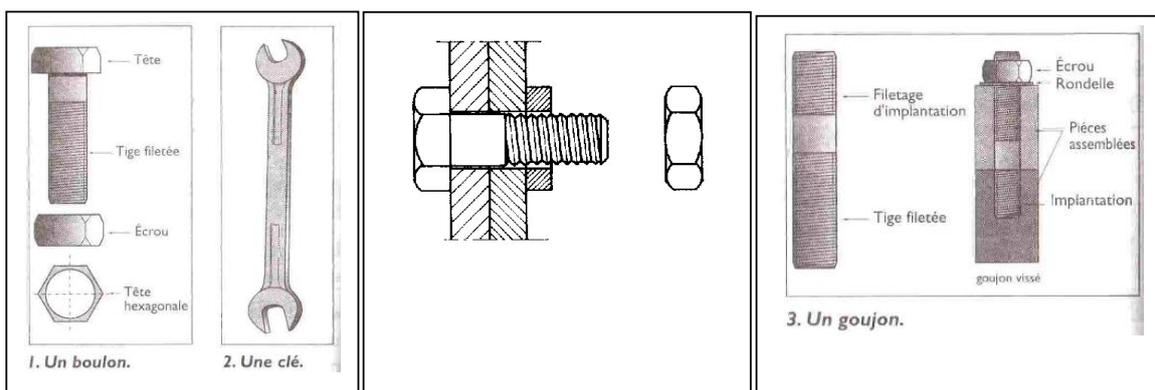


Fig. 4

Les assemblages par boulons ordinaires peuvent être sollicités au cisaillement, à la traction ou simultanément à la traction et au cisaillement.



5.2 Caractéristiques des boulons

5.2.1 Caractéristiques géométriques

désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d ₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante A _s (mm ²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561
d : diamètre de la partie non fileté de la vis (mm) d ₀ : diamètre nominal du trou -tolérance normalisée- (mm) A : section nominale du boulon (mm ²) A _s : section résistante de la partie fileté de la vis (mm ²)											

Pour les boulons sollicités à la traction, on considère la section résistante A_s de la partie fileté et pour les boulons sollicités au cisaillement on considère la section nominale A.

Si le plan de cisaillement se trouve sur la partie fileté et A_s autrement.

5.2.2 Caractéristiques mécaniques

Les caractéristiques mécaniques des boulons sont d'une part la limite élastique f_{yb} et la limite ultime f_{ub}, on distingue plusieurs classes de qualité selon la nuance de l'acier.

Classe de qualité	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f _{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f _{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

La classe est définie par deux nombres **X.Y** sachant que : f_{yb} = 10XY et f_{ub} = 100X en MPa.

5.3 Coefficients partiels de sécurité

Selon le type de sollicitation le règlement a défini deux valeurs :

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{Mb} = 1.25$.
- Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1.50$.

5.4 Assemblages sollicités au cisaillement

Le critère de vérification consiste à écrire :

$$V_1 \leq \min (F_v, F_B)$$

où F_v représente la résistance au cisaillement des boulons et F_B est la résistance à la pression diamétrale des pièces.

V_1 : effort de cisaillement appliqué à un boulon ($V_1 = \frac{V}{n}$) ; n : nombre de boulons.

5.4.1 Résistance au cisaillement d'un boulon F_v

Si le plan de cisaillement passe par la partie fileté nous aurons :

- Pour les classes de qualité 4.6 – 5.6 – 6.6 et 8.8 : $F_v = 0.6 f_{ub} \frac{A_s \cdot m}{\gamma_{Mb}}$
- Pour les classes de qualité 4.8 – 5.8 - 6.8 et 10.9: $F_v = 0.5 f_{ub} \frac{A_s \cdot m}{\gamma_{Mb}}$

Si le plan de cisaillement passe par la partie non fileté nous aurons :

$$F_v = 0.6 f_{ub} \frac{A \cdot m}{\gamma_{Mb}}$$

Où m est le nombre de sections cisillées par boulon.

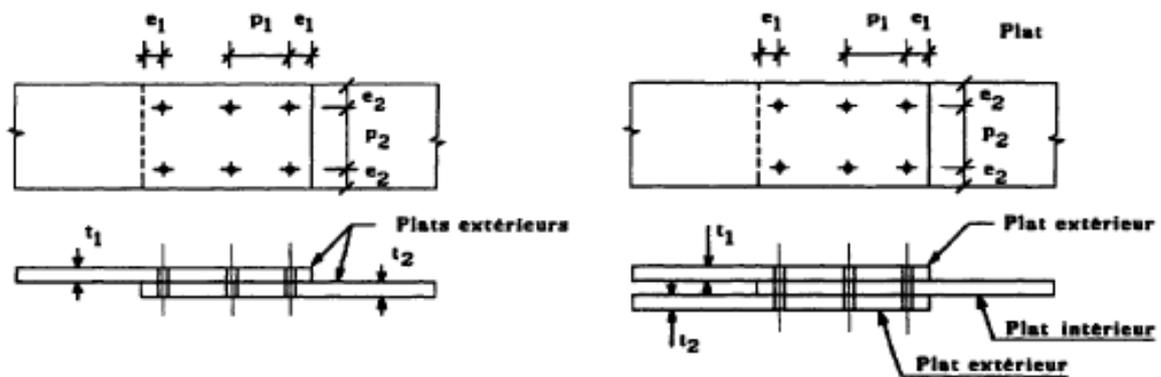
5.4.2 Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées F_B

La pression diamétrale est fonction de la limite ultime du matériau du diamètre de perçage d_o de l'épaisseur minimale de l'assemblage t et des conditions géométriques

telles que la pince transversale, l'entre axes des perçages (...): $F_B = 2.5 \alpha f_u d_o \frac{t}{\gamma_{Mb}}$

Où α est la plus petites des valeurs suivantes.

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_o}, \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right]$$

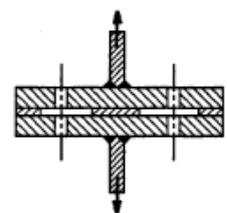


5.5 Assemblages sollicités à la traction

Le critère de vérification consiste à écrire : $T_1 = \frac{T}{n} \leq F_T$

T_1 : effort de traction appliqué à un boulon.

La résistance à la traction d'un boulon vaut :



$$F_T = 0.9 f_{ub} \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

5.6 Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction

Critère de vérification :

Les boulons sont soumis à des efforts combinés de cisaillement V et de traction T ,

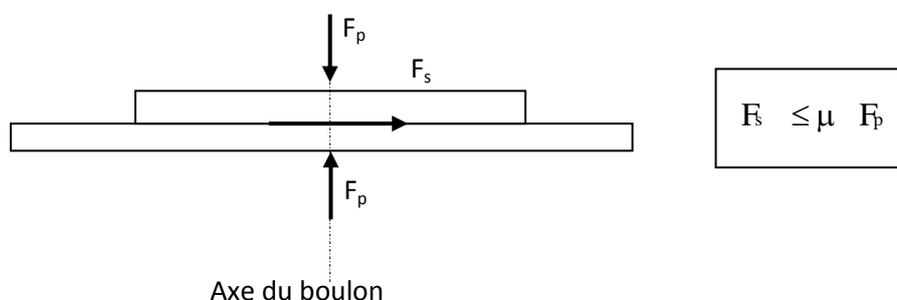
doivent satisfaire la condition suivante :
$$\frac{V_1}{F_v} + \frac{T_1}{1.4F_T} \leq 1$$

V_1 : effort de cisaillement appliqué à un boulon.

T_1 : effort de traction appliqué à un boulon.

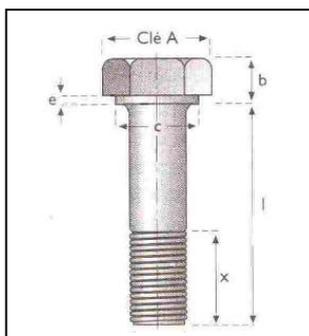
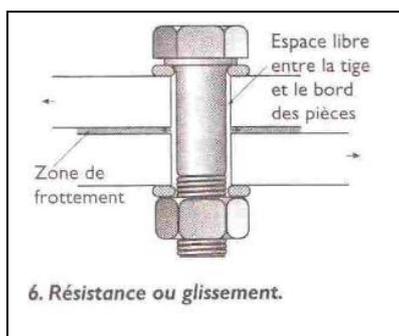
6 Calcul des assemblages par boulons Haute Résistance ou Précontraints

Si F_p est l'effort de précontrainte axial dans un boulon et F_s l'effort de cisaillement transmis par l'assemblage et sollicitant le dit boulon, il faut vérifier que l'interface des pièces en contact puisse transmettre l'effort tangent, sans glissement, soit :



Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille et de calamine, de graisse, etc...

Classement	Description du traitement	μ
classe A	Surfaces décapée par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium.	$\mu = 0.50$
	Surfaces décapée par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garanti d'assurer un coefficient de glissement qui ne doit pas être inférieur à 0.5	
classe B	Surfaces décapée par grenailage ou sablage et peintes	$\mu = 0.40$
classe C	Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes.	$\mu = 0.30$
classe D	Surfaces non traitées.	$\mu = 0.20$



Le boulon précontraint est caractérisé par sa résistance au cisaillement et sa résistance à l'arrachement (tête renforcée)

Caractéristiques mécaniques des boulons HR

Il existe deux classes de boulons HR, définies en fonction de leur contrainte limite d'élasticité f_{yb} et de leur contrainte de rupture f_{ub} .

- Les boulons HR1 ou HR 10.9
- Les boulons HR2 ou HR 8.8

Désignation	Classe de qualité	f_{ub} (MPa)	f_{yb} (MPa)	$\Delta L/L$ (%)
HR 1	HR 10.9	1000	900	≥ 8
HR 2	HR 8.8	800	640	≥ 12

6.1 Assemblages résistant au glissement

La résistance au glissement F_s d'un boulon HR précontraint vaut : $F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot \frac{F_p}{\gamma_{MS}}$

Avec F_p est l'effort de précontrainte autorisé dans les boulons vaut : $F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$;
 m est le nombre d'interfaces de frottement et k_s est un coefficient dépend des trous de perçage et vaut :

Types de trous	k_s
Trous normalisés (tolérances normales) 1 mm pour les boulons d12 et d14 2 mm pour les boulons d16 à d 24 3 mm pour les boulons d27 et plus	1
Trous circulaires surdimensionnés et les trous oblongs courts	0.85
Trous oblongs longs	0.7

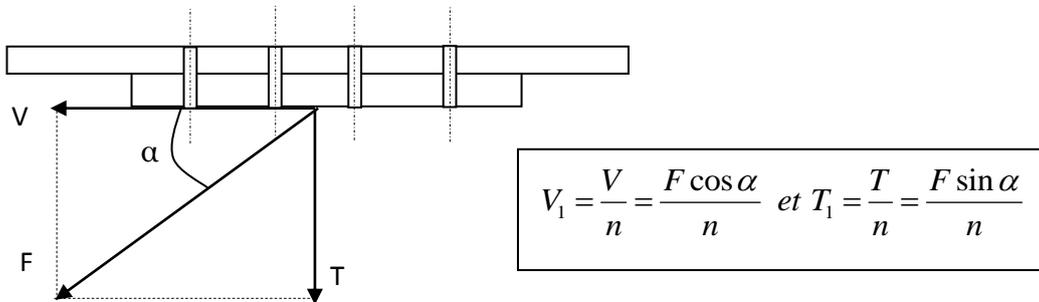
Le coefficient partiel de sécurité γ_{MS} est donné ci après :

Trous normalisés et oblongs dont l'axe de la fente est perpendiculaire à la direction de l'effort	ELU	1.25
	ELS	1.1
Trous circulaires surdimensionnés et oblongs dont l'axe de la fente est parallèle à la direction de l'effort	ELU	1.40

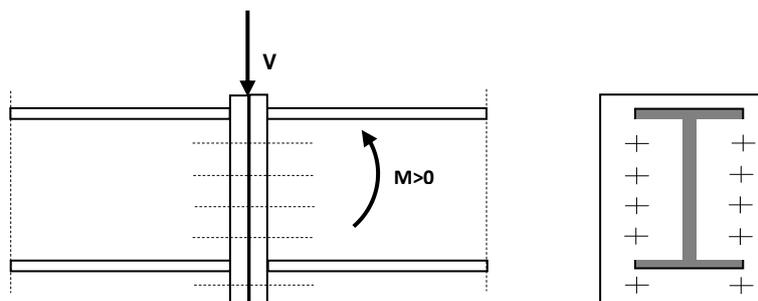
6.2 Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction

Si un assemblage résistant au glissement est soumis à un effort de traction T concomitant à un effort de cisaillement V , qui tend à provoquer le glissement, la résistance au glissement par boulon doit être calculée selon la formule ci-après.

$$V_1 \leq F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot \frac{(F_p - 0,8 \cdot T_1)}{\gamma_{MS}}$$



6.3 Assemblages par platines sollicités par un moment fléchissant, un effort tranchant



Les boulons inférieurs sont tendus, tous les boulons sont soumis au cisaillement.

6.3.1 Résistance de l'assemblage à l'effort tranchant V

Il faut vérifier que l'effort appliqué V_1 à un boulon reste inférieur à l'effort admissible F_s par boulon et par plan de glissement :

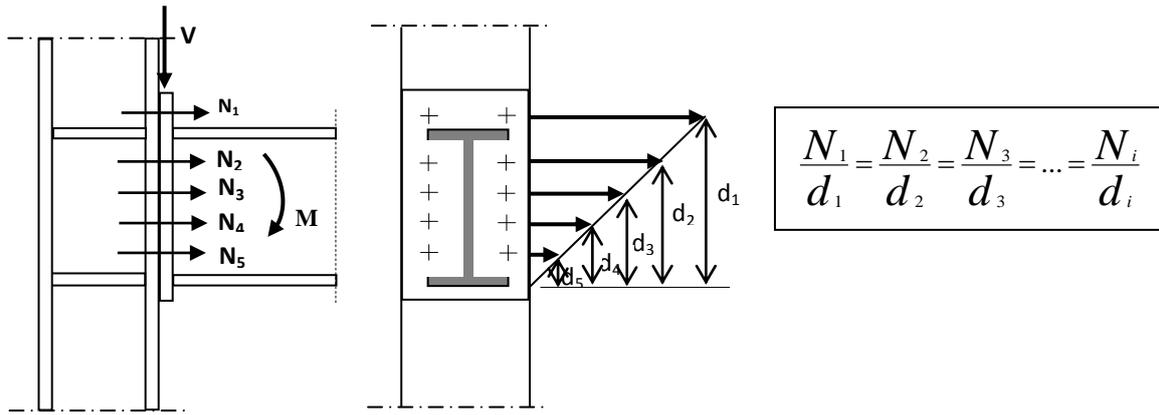
$$V_1 = \frac{V}{n} \leq F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot \frac{F_p}{\gamma_{MS}}$$

n : nombre de boulons.

6.3.2 Résistance de l'assemblage au moment fléchissant

Le moment résistant M_R de l'assemblage est obtenu par la somme des produits des efforts de traction dans les boulons situés dans la zone tendue par la distance des boulons respectifs à la face intérieure de la semelle comprimée:

$$M_R = N_1 \cdot d_1 + N_2 \cdot d_2 + \dots + N_i \cdot d_i = \sum_i N_i \cdot d_i$$



Soit n' le nombre de files verticales de boulons nous aurons :

$$M_R = [N_1 \cdot d_1 + N_2 \cdot d_2 + N_3 \cdot d_3 + N_i \cdot d_i] \cdot n' = n' \cdot \frac{N_1}{d_1} \cdot [d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots + d_i^2]$$

$$M_R = n' \cdot \frac{N_1}{d_1} \cdot \sum_i d_i^2 ; \text{ Si } M_R = n' \cdot \frac{N_1}{d_1} \cdot \sum_i d_i^2 \geq M_u \text{ nous aurons : } N_1 = \frac{M_u \cdot d_1}{n' \cdot \sum_i d_i^2}$$

$$N_1 \text{ est l'effort appliqué sur un boulon et on vérifie : } N_1 = \frac{M_u \cdot d_1}{n' \cdot \sum_i d_i^2} \leq F_p$$

Chap 8 Les assemblages par soudures

1	Introduction	107
2	Les procédés de soudage	107
2.1	Procédé à électrode non fusible TIG	107
2.2	Procédé à électrode fusible.....	107
3	Dispositions constructives.....	108
3.1	Soudures bout à bout	108
3.2	Soudures d'angle ou en T.....	109
4	Calculs des cordons de soudures	110
4.1	Les soudures bout à bout.....	110
4.2	Soudures d'angle.....	110

1 Introduction

Les assemblages soudés ont pour rôle de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces. La réalisation d'un cordon de soudure permet de bloquer dans toutes les directions. Le cordon de soudure doit principalement travailler au cisaillement. Il faudrait éviter de soumettre un cordon à des contraintes de traction toutes fois il est possible de soumettre un cordon à une extension. La réalisation d'un cordon nécessite une source de chaleur puissante et régulière. En effet, la soudure consiste à la mise en place, par élévation de température, d'un bain de métal en fusion qui s'unit aux pièces à relier. La méthode de soudure doit permettre de constituer un assemblage par continuité de matière. Les propriétés mécaniques du métal d'apport doit avoir sensiblement les mêmes caractéristiques que celles des aciers à souder. Le contrôle strict des soudures s'effectue par radiographie. Cette méthode est très performante, mais relativement onéreuse. Les assemblages soudés présentent des inconvénients et des problèmes tel que :

- Apparition de micro fissures dues au refroidissement
- Apparition de déformations géométriques de la pièce dues aux effets de dilatations et aux retraits
- Main d'œuvre qualifiée et matériel spécifique
- Contraintes résiduelles dans le cordon

2 Les procédés de soudage

Les procédés de soudage sont multiples et sont utilisés selon la nature des pièces à souder, on distingue :

- Procédé par pression : Chauffage des pièces et application d'une pression en différents points
- Procédé par résistance électrique : Soudures par points au moyen de deux électrodes presse application pour les tôles minces
- Procédé à l'arc électrique : Intensité avec une tension produit une puissance de chauffage $P=UI=RI^2$, il faut atteindre une température de 4000 °C pour fusionner les lèvres des pièces à souder. Le métal d'apport doit avoir les mêmes caractéristiques mécaniques que les pièces à souder. C'est ce procédé qui est utilisé pour l'assemblage des pièces en charpente métallique.

2.1 Procédé à électrode non fusible TIG

Le procédé TIG signifie : Tungsten ; Inert ; Gaz. Le métal d'apport est obtenu par fusion d'une baguette indépendante. L'Arc produit entre une électrode en tungstène non fusible et les pièces sous jet un gaz: Argon. Il est réalisé en atelier et le procédé est automatique.

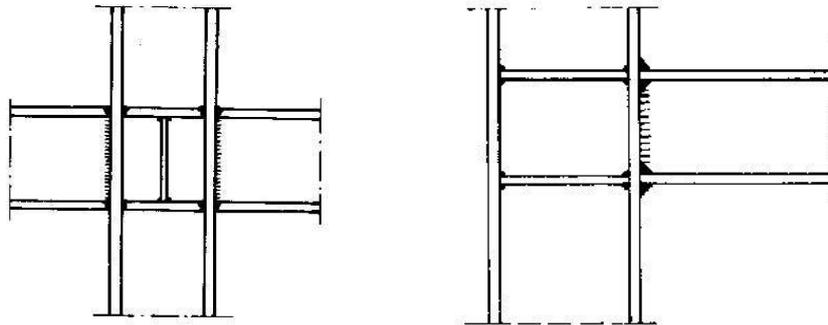
2.2 Procédé à électrode fusible

Un arc électrique est créé entre une électrode fusible (cathode) et les pièces à souder (anode). Un générateur de courant (Intensité = 50 à 600 A et une tension de 220 V ou 380 V) permet de fournir une puissance de chauffage suffisante pour réaliser la soudure. Ce procédé est utilisé en atelier et il peut être automatique ou manuel. Deux types d'électrodes peuvent être utilisés :

- Electrodes enrobées : un enrobage d'une gaine réfractaire lors de la fusion d'où naissance d'un laitier qui permet de ralentir le refroidissement (éviter la trempe) et protéger l'acier contre l'absorption de l'oxygène et de l'azote ce qui peut le rendre fragile.
- Electrodes nues

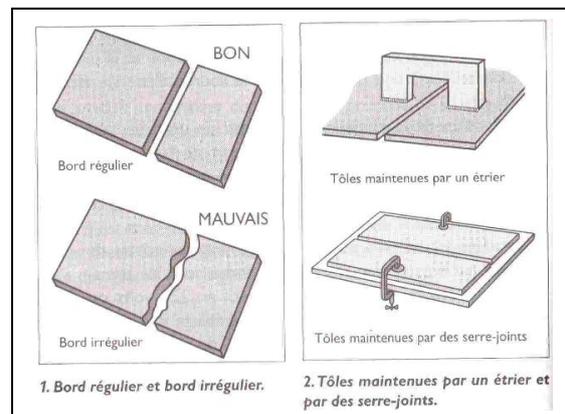
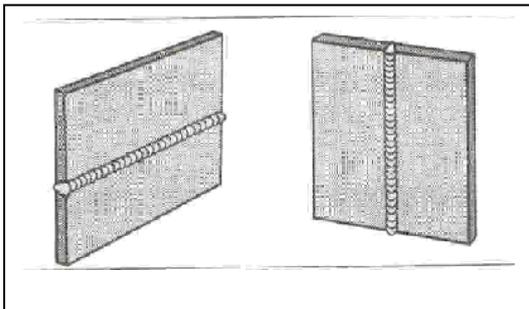
Le procédé MIG ou MAG est utilisé pour réaliser des soudures ordinaires ou particulières (étanches) Procédé MIG : Métal Inert Gaz (argon) atmosphère protectrice. Procédé MAG : Métal Active Gaz (CO₂)

En résumé plus la puissance est élevée plus les déformations seront limitées et le chauffage est localisé. Le procédé soudure à l'arc électrique permet de souder des profilés entre eux.



3 Dispositions constructives

3.1 Soudures bout à bout

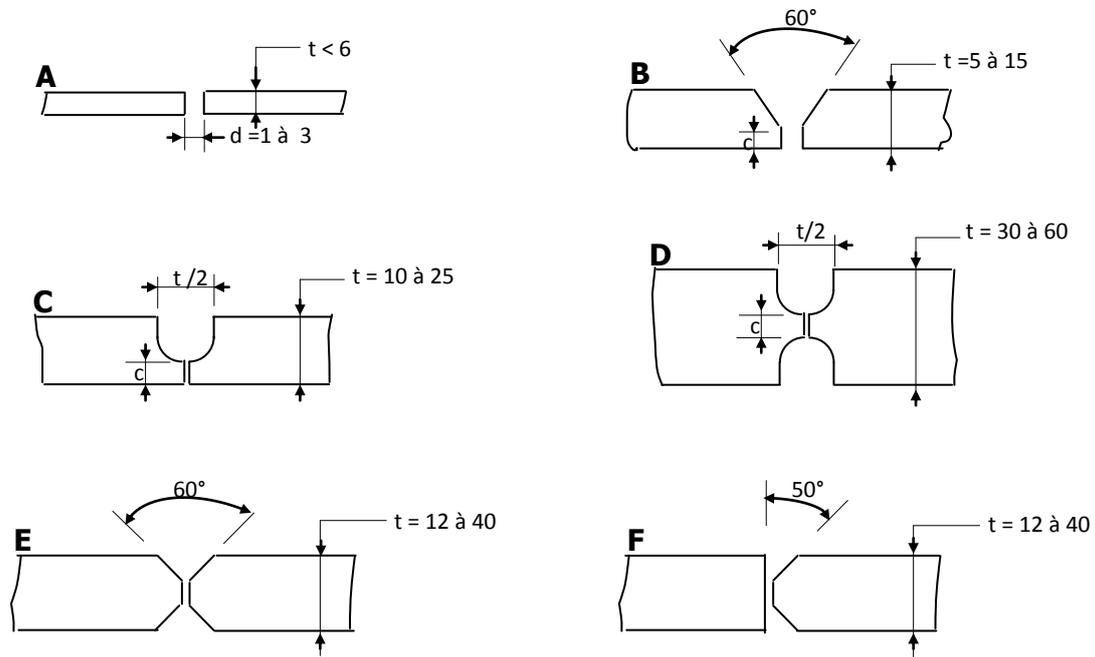


Jusqu'à des épaisseurs de pièces de **5 à 6 mm**, les soudures peuvent être effectuées sur des pièces non chanfreinées, affranchies d'équerre (A). Au-delà de 6 mm, il faut réaliser des chanfreins sur les rives d'assemblage, le talon C devant être inférieure à la plus petite des 2 valeurs : **3 mm** ou **t/5**

- Les chanfreins en V (B) et en U (C) permettent de souder sans retourner la pièce, mais donnent lieu, lors du refroidissement, à des déformations angulaires fortes. Le chanfrein en U est plus onéreux, du fait de l'usinage.
- Les chanfreins en double U (D) ou en double V (E), symétriques, éliminent les phénomènes de déformations ou de contraintes internes, si les cordons sont exécutés simultanément sur les 2 faces, par tronçons alternés. En outre, ils

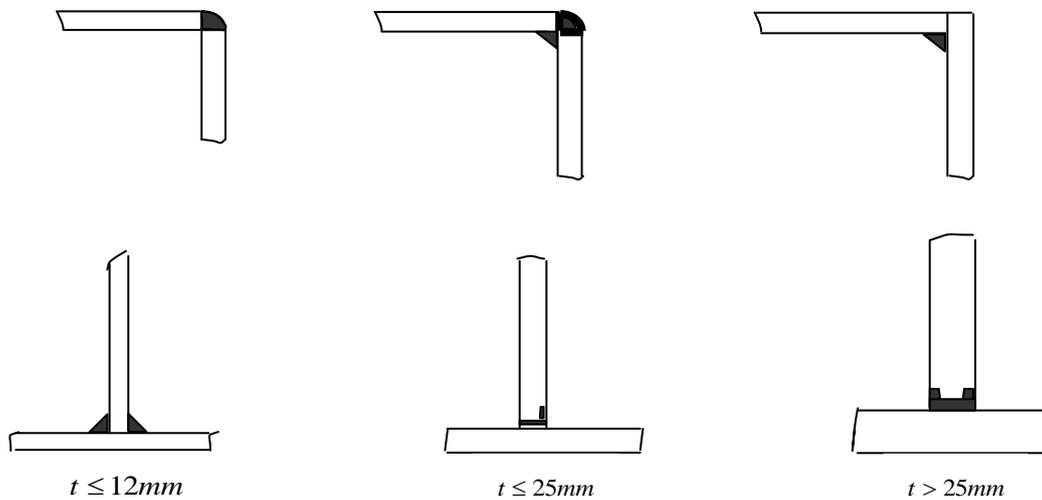
permettent une économie sur le métal d'apport et sur le temps de main-d'œuvre, (nombre de passes).

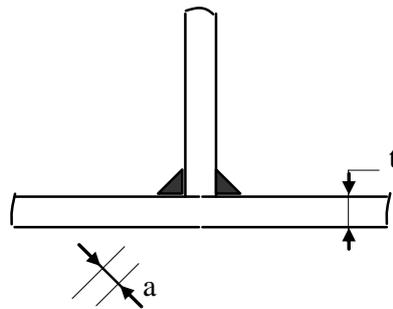
- Les chanfreins en K (F) constituent une solution intermédiaire.



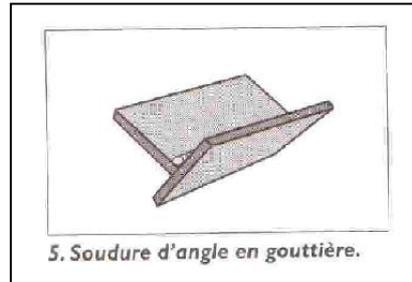
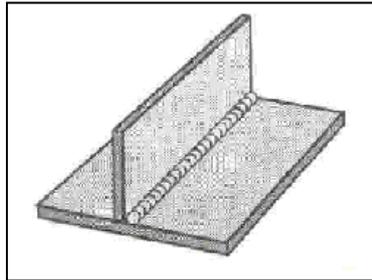
3.2 Soudures d'angle ou en T

Les cordons peuvent être plats et / ou bombés.





t (mm)	4	6	7	8	10	12	14	16	18
a (mm)	3	4	5	6	7	8	10	11	13



4 Calculs des cordons de soudures

4.1 Les soudures bout à bout

Aucun calcul n'est exigé pour les soudures bout à bout. On admet qu'il y a continuité de matière, donc continuité des pièces. Deux conditions doivent être vérifiées :

- l'épaisseur de la soudure est au moins égale à l'épaisseur de la plus faible des pièces assemblées
- le métal d'apport a des caractéristiques mécaniques au moins égale à celle du métal de base.

4.2 Soudures d'angle

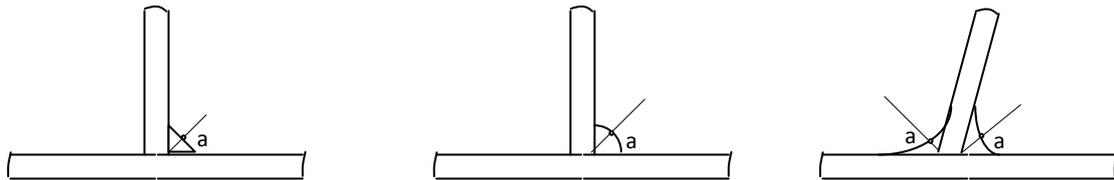
Notations

- a : épaisseur utile ou gorge, distance minimale de la racine à la surface du cordon (figure 32)
- ℓ : longueur utile du cordon.
- N : effort pondéré appliqué à chaque cordon, supposé être centré au milieu de la longueur du cordon.
- τ_{\perp} , σ , τ_{\parallel} sont les composantes de la contrainte moyenne rapportée à la section de la gorge du cordon, al. Soit :

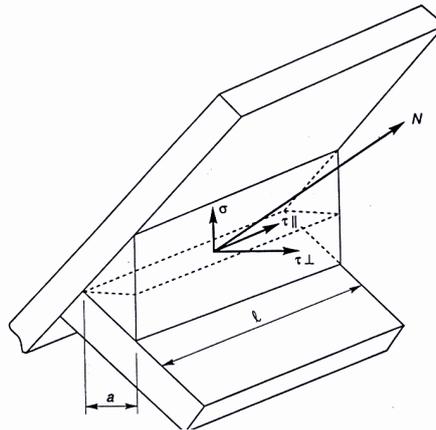
σ : composante perpendiculaire à la section.

τ_{\perp} : composante dans le plan de la section perpendiculaire à l'axe longitudinal du cordon.

τ_{\parallel} : composante dans le plan de la section parallèle à l'axe longitudinal du cordon.



4.2.1 Formule fondamentale



Les dimensions du cordon de soudure doivent satisfaire à la condition :

$$\beta_w \cdot \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}}$$

Les coefficients β_w et γ_{Mw} sont variables selon la nuance d'acier :

Nuances d'acier		γ_{Mw}	β_w	$\beta_w \cdot \gamma_{Mw}$
f_y (MPa)	f_u (MPa)			
235	360	1,25	0,80	1,00
275	430	1,30	0,85	1,10
355	510	1,35	0,90	1,20

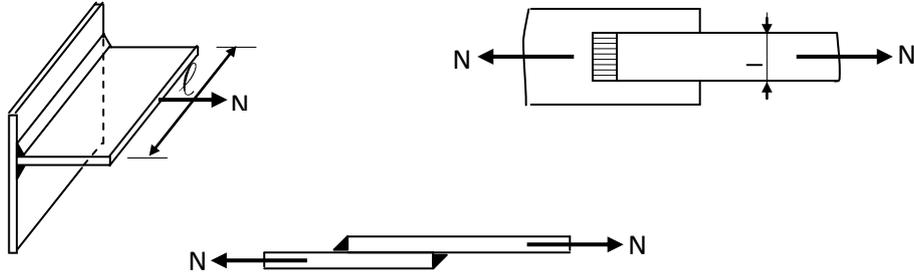
Nous allons établir ci-après des formules de calculs pour des cordons reliant :

- soit des pièces orthogonales
- soit des pièces obliques.

4.2.2 Cordons reliant des pièces orthogonales

Les cordons peuvent être frontaux, latéraux et obliques.

- Cordons frontaux



$$N_n = N \frac{\sqrt{2}}{2}, \text{ d'ou } \sigma = \frac{N_n}{a \cdot \Sigma l} = \frac{N \cdot \sqrt{2}}{2 \cdot a \cdot \Sigma l}$$

$$N_{\perp} = N \frac{\sqrt{2}}{2}, \text{ d'ou } \tau_{\perp} = \frac{N_{\perp}}{a \cdot \Sigma l} = \frac{N \cdot \sqrt{2}}{2 \cdot a \cdot \Sigma l}$$

$$N_{//} = 0, \text{ d'ou } \tau_{//} = 0$$

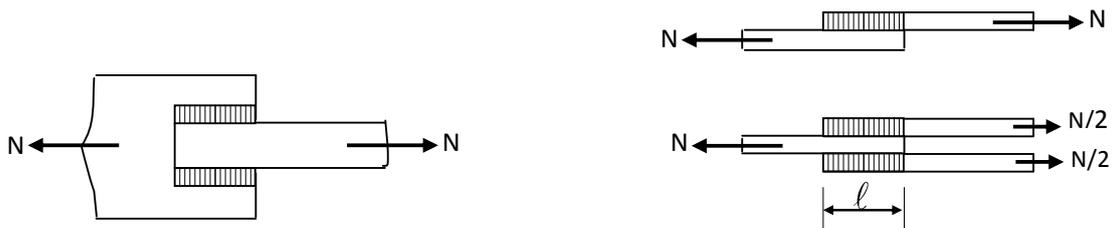
La formule fondamentale s'écrit :

$$\beta_w \sqrt{\frac{2 \cdot N^2}{4 \cdot a^2 \cdot (\Sigma l)^2} + \frac{6 \cdot N^2}{4 \cdot a^2 \cdot (\Sigma l)^2}} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}}$$

Soit :

$$a \cdot \Sigma l \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \frac{N \cdot \sqrt{2}}{f_u}$$

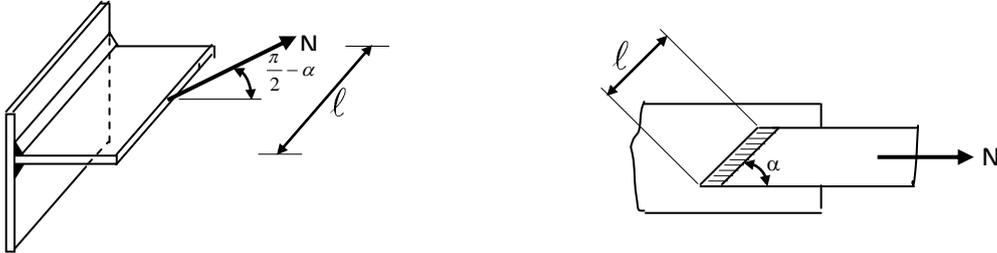
- Cordons latéraux



$\sigma = \tau_{\perp} = 0$ et $\tau_{\parallel} = \frac{N}{a \cdot \Sigma \ell}$ La formule fondamentale s'écrit :

$$a \cdot \Sigma \ell \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \frac{N \cdot \sqrt{3}}{f_u}$$

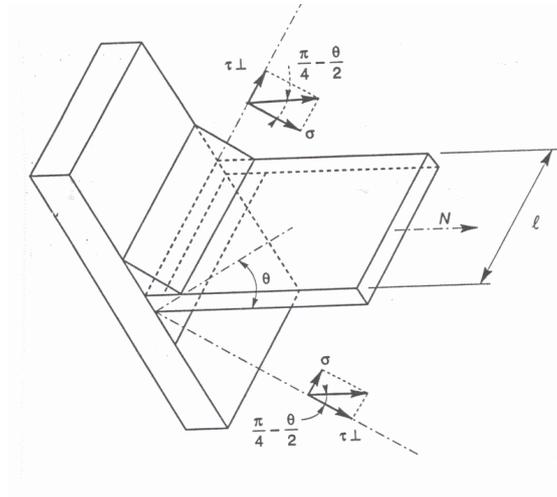
- Cordons obliques



$$\sigma = \tau_{\perp} = \frac{N \cdot \sin \alpha}{\sqrt{2} \cdot a \cdot \Sigma \ell} \quad \text{et} \quad \tau_{\parallel} = \frac{N \cdot \cos \alpha}{a \cdot \Sigma \ell} \quad \text{d'où} : \quad a \cdot \Sigma \ell \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \frac{N \cdot \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}{f_u}$$

4.2.3 Cordons reliant des pièces obliques

Si θ : Désigne l'angle d'une des faces d'assemblage avec la perpendiculaire à l'autre face, on distingue de la même façon des cordons frontaux, latéraux et obliques.



- Cordons frontaux

Nous avons deux cordons, le premier est situé dans l'angle obtus, le second est situé dans l'angle aigu. Pour l'angle obtus on vérifie :

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot \Sigma \ell} \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) ; \quad \tau_{\perp} = \frac{N}{a \cdot \Sigma \ell} \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) ; \quad \tau_{\parallel} = 0 \quad \text{d'où}$$

$$a \cdot \Sigma \ell \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \frac{N \cdot \sqrt{2 - \sin \theta}}{f_u} :$$

De plus et pour l'angle aigu, on vérifie :

$$a.\Sigma l \geq \beta_w \gamma_{Mw} \frac{N \cdot \sqrt{2 + \sin \theta}}{f_u}$$

- Cordons latéraux

De la même façon que pour des pièces orthogonales, on vérifie quel que soit l'angle, obtus ou aigu, que :

$$a.\Sigma l \geq \beta_w \gamma_{Mw} \frac{N \cdot \sqrt{3}}{f_u}$$

- Cordons obliques

Dans le cas de cordons obliques, faisant un angle α avec la direction de l'effort, on a :

Pour un angle obtus :

$$a.\Sigma l \geq \beta_w \gamma_{Mw} \frac{N \sqrt{3 - (1 + \sin \theta) \cdot \sin^2 \alpha}}{f_u}$$

Pour un angle aigu :

$$a.\Sigma l \geq \beta_w \gamma_{Mw} \frac{N \sqrt{3 - (1 - \sin \theta) \cdot \sin^2 \alpha}}{f_u}$$

Formule enveloppe

Il existe une formule enveloppe, qui dispense de tous les calculs précédents, qui place en sécurité, quelle que soit l'orientation de l'effort et du cordon de soudure nous aurons:

$$a.\Sigma l \geq \beta_w \gamma_{Mw} \frac{N \sqrt{3}}{f_u}$$

BIBLIOGRAPHIE

- ITBTP et CTICM : L'institut Technique Du Bâtiment Et Des Travaux Publics Et Le Centre Technique Industriel De La Construction Métallique ; **Règles De Calcul Des Constructions En Acier(C.M. 66)** ; Les Editions EYROLLES (8^{ème} édition) Paris 1979.
- GCTT : Le Groupe De Coordination Des Textes Techniques ; **Règles Définissant Les Effets De La Neige Et Du Vent Sur Les Constructions (NV 65 et N 84 modifiées 95)** ; Les Editions EYROLLES (Douzième édition) Paris 1976.
- LEHEMBRE BERNARD ; **La Construction Métallique** ; Les Editions NATHAN 1997.
- MOREL JEAN ; **Conception Et Calcul Des Structures Métalliques ;** Les Editions EYROLLES (troisième édition) 1995.
- MOREL JEAN ; **Structures Métalliques** ; Les Editions EYROLLES (2ème tirage) 1997.
- D. Didier- M. Le Brazidec- P. Nataf- G. Simon- R. Pralat- J. Thiesset- J.-P. Trotignon ; **Structures de Génie Civil** ; Editions Nathan Paris 1998.
- MOREL JEAN ; **Calcul Des Structures Métalliques Selon L'EUROCODE3** ; (troisième tirage) ; Editions EYROLLES 1997
- RAMAZANOV Eldar ; Charpentes métalliques Calcul des éléments selon l'Eurocode 3 Centre de Publication Universitaire Tunis 1998