

UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA BEJAIA  
FACULTE DE TECHNOLOGIE

COURS DE CHARPENTE METALLIQUE

Abdelhamid BECHEUR

## Préambule

Cet ouvrage est le résultat d'efforts pédagogiques déployés au fil de nombreuses années d'enseignements. Son objectif est de partager un ensemble de connaissances jugées essentielles. Son ambition est de susciter davantage l'intérêt des étudiants pour un domaine aussi prometteur que celui de la construction métallique.

D'autre part, les structures métalliques ont toujours fait l'objet d'intérêts communs aussi bien au secteur de la construction mécanique qu'à celui de la construction en général (architecture, travaux publics et génie civil). En effet, la vérification et le dimensionnement des équipements de levage tels les grues, les palans, les ponts roulants, etc., ne peuvent être effectués sans se référer aux lois et règlements techniques régissant cette filière. D'autre part, il est évident que les structures métalliques utilisées dans le domaine de la construction, comme les hangars industriels, les bâtiments stabilisés par portiques métalliques et/ou par palées de stabilité, les ponts métalliques, etc., sont également conçus et calculés selon les mêmes normes. Ainsi, en abordant les notions de base de la conception, du calcul et du dimensionnement des éléments de structures métalliques, cet ouvrage s'adresse aussi bien aux étudiants de mécanique, du génie civil, des travaux publics que d'architecture.

Il est important de souligner que la maîtrise des différentes méthodes de calcul exposées dans le présent document, ne peut être acquise sans une bonne connaissance préalable de certaines notions fondamentales de la résistance des matériaux, telles que les notions de sections transversales, d'axes principaux d'inertie, de traction simple, de compression simple, de flexion simple et composée, de cisaillement, etc. Par ailleurs, à travers des explications de certains phénomènes physiques ainsi que de brefs rappels de certaines notions importantes de la RDM, cet ouvrage a pour objectif de servir d'aide à l'acquisition de connaissances, à la préparation des examens et à la réalisation de projets de fin d'études.

De nombreuses améliorations et enrichissements seront effectués à l'avenir. Pour cela, toutes remarques et suggestions seront les bienvenues.

L'auteur

Abdelhamid BECHEUR

<b>Chapitre 01 :</b>	<b>6</b>
<b>Critères généraux de conception et de calcul</b>	<b>6</b>
1. Notion de paroi	6
2. Les Profilés laminés	7
3. Les profilés reconstitués soudés (PRS)	7
4. Les poutres en treillis	8
5. Les poteaux en treillis	10
6. Les poutres en arc	11
7. Les poutres Vierendeel	11
8. Les portiques métalliques à cadres, avec palées de stabilité et en treillis	12
9. Les phénomènes d'instabilités	16
10. Les domaines d'utilisation	17
11. Avantages et inconvénients de la construction métallique	18
11.1 Avantages :	18
11.2 Inconvénients	19
12. Le matériau acier	19
12.1 Fabrication de l'acier	19
12.2 Nuances normalisées des aciers de construction	22
13. Les produits utilisés en construction métallique	23
13.1 Les Produits sidérurgiques	23
13.2 Les produits de première transformation :	25
<b>Chapitre 02 :</b>	<b>26</b>
<b>Eléments de calcul des actions s'exerçant</b>	<b>26</b>
<b>sur les structures métalliques</b>	<b>26</b>
1. Situations de projets	26
2. Les actions en situations durables	26
2.1 Les actions permanentes	26
2.2 Les actions variables dues aux surcharges d'exploitation	27
2.3 Les actions variables dues au vent	28
2.4 Les actions variables dues à la neige	30
3. Les actions variables en situation accidentelles : le cas du séisme	34
3.1 Aspects théoriques	34
3.2 Ductilité et résistance sismique des structures métalliques	35
3.3 Les prescriptions réglementaires du RPA 99version 2003	35
4. Les combinaisons d'actions	38
4.1 Combinaisons d'actions en situation durable	38
4.2 Combinaisons d'actions à L'ELU en situation accidentelle : cas du séisme	39

4.3	Valeurs limites des déformations - calculs à l'état limite de service ELS	41
<b>Chapitre 03 :</b>		<b>43</b>
<b>Bases des calculs et de dimensionnements</b>		<b>43</b>
<b>1.</b>	<b>Introduction</b>	<b>43</b>
<b>2.</b>	<b>Calculs aux états limites ultimes, de service et notions de sécurité</b>	<b>43</b>
2.1	Etats limites ultimes ELU	43
2.2	Etats limites de service	44
2.3	Coefficients partiels de sécurité	44
<b>3.</b>	<b>Dimensionnement des éléments</b>	<b>44</b>
<b>4.</b>	<b>Voilement local et classification des sections</b>	<b>45</b>
<b>5.</b>	<b>Les éléments tendus</b>	<b>50</b>
<b>6.</b>	<b>Vérification vis-à-vis de la flexion simple</b>	<b>52</b>
<b>7.</b>	<b>Vérification vis-à-vis du risque de flambement simple (sous compression seule).</b>	<b>54</b>
<b>8.</b>	<b>Vérification vis-à-vis du risque de flambement flexion (sous effort de compression et moment fléchissant).</b>	<b>58</b>
8.1	Eléments comportant des sections de classe 01 et 02 :	58
8.2	Eléments comportant des sections de classe 3	60
8.3	Eléments comportant des sections de classe 4	60
<b>9.</b>	<b>Vérification vis-à-vis du risque de déversement</b>	<b>60</b>
9.1	Cas des poutres soumises à la flexion seule	60
9.2	Cas d'éléments soumis à une combinaison d'effort de compression et de moments de flexion	62
<b>10.</b>	<b>Calcul d'assemblages</b>	<b>63</b>
10.1	Généralités	63
10.2	Transmission d'efforts par cisaillement	65
10.3	Transmission d'efforts par traction	67
10.4	Transmission d'efforts par traction et cisaillement	68
10.5	Les assemblages soudés : Calcul des cordons de soudure	69
<b>Chapitre 04</b>		<b>72</b>
<b>Conception et calcul des halles industrielles métalliques</b>		<b>72</b>
<b>1.</b>	<b>Introduction</b>	<b>72</b>
<b>2.</b>	<b>Rôle des systèmes de contreventement</b>	<b>72</b>
<b>3.</b>	<b>Les techniques de contreventement des ossatures</b>	<b>72</b>
3.1	Terminologie et désignations des systèmes de contreventements	72
3.2	Le principe de rigidification d'un panneau	73
3.3	Les techniques de rigidification d'un panneau vertical	73
<b>4.</b>	<b>Conception de la stabilité d'un bâtiment de type Halle</b>	<b>82</b>
4.1	Stabilité longitudinale	83
4.2	Stabilité transversale	85

<b>5. Cheminement des efforts internes</b>	<b>86</b>
5.1 Cas d'un vent transversal	86
5.2 Cas d'un vent longitudinal	88
<b>6. Dimensionnement des éléments structuraux d'un bâtiment de type Halle</b>	<b>89</b>
6.1 Dimensionnement des couvertures de toiture	89
6.2 Dimensionnement des bardages des parois verticales.	90
6.3 Les pannes de toiture	91
6.4 Les lisses de bardage	94
6.5 Dimensionnement des potelets	96
6.6 Les portiques transversaux	97
<b>Chapitre 5</b>	<b>101</b>
<b>Conception des ossatures de bâtiments à étages</b>	<b>101</b>
1. Introduction	101
2. Contreventement horizontal par planchers rigides ou diaphragmes :	101
3. Le contreventement vertical : nombre minimal de palées verticales et leur orientation	102
4. Analyse des différentes possibilités de contreventement	103
5. Exemple d'analyse de stabilité d'une ossature de bâtiment à deux niveaux	104
5.1 Stabilité transversale :	104
5.2 Stabilité longitudinale:	105
<b>Chapitre 06</b>	<b>106</b>
<b>Les pieds de poteaux</b>	<b>106</b>
1. Introduction	106
2. Les pieds de poteaux articulés:	106
3. Les pieds de poteaux encastés:	108
4. Pieds de poteaux encastés dans une direction et articulés dans l'autre:	108
5. Dimensionnement des pieds de poteaux :	109
5.1 Pied de poteau articulé :	109
5.2 Pied de poteau encasté :	112
<b>Références Bibliographiques</b>	<b>117</b>

# Chapitre 01 :

## Critères généraux de conception et de calcul

### 1. Notion de paroi

La particularité des éléments de structures métalliques réside dans le fait qu'ils soient composés uniquement de parois. Le terme paroi désigne ici l'élément dont l'épaisseur est relativement faible devant ses autres dimensions (ie : sa largeur et sa longueur). A titre d'exemple, une poutre métallique horizontale (connue sous le nom d'IPE ou de HEA que nous verrons plus loin) est généralement constituée de (voir figure 01):

- deux parois horizontales, l'une appelée semelle supérieure et l'autre semelle inférieure
- d'une paroi verticale appelée âme.

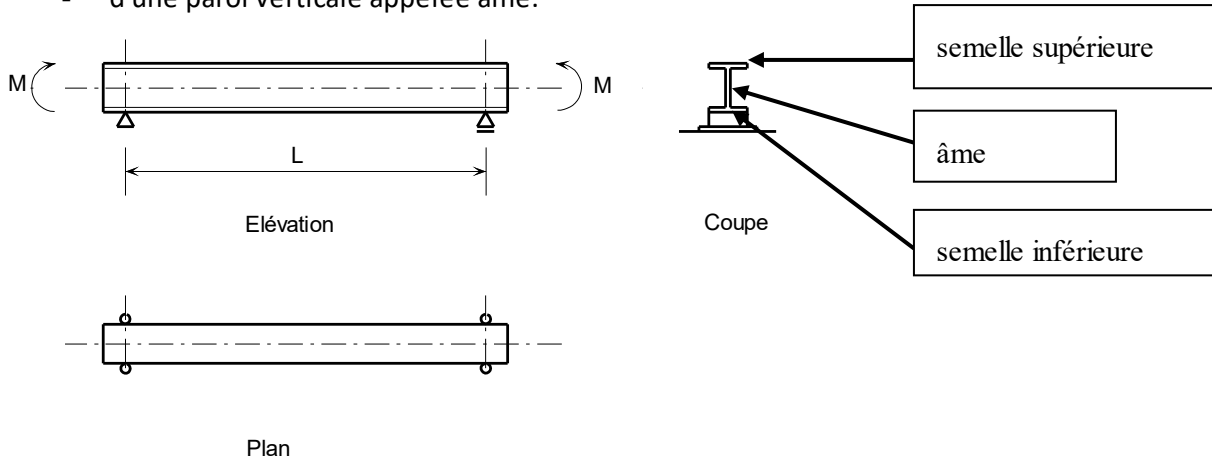


Figure 01 : Poutre métallique en double T

L'autre exemple que nous pourrions citer, est celui d'un poteau vertical constitué de (voir figure 02) :

- deux parois verticales et parallèles appelées semelles
- d'une paroi verticale appelée âme.

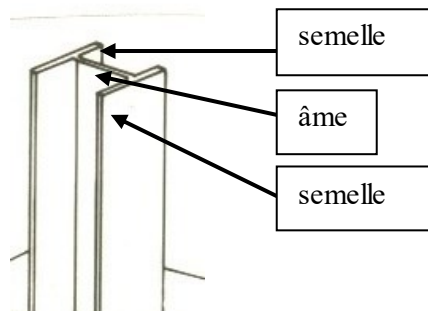


Figure 02 : Poteau métallique en double T

Cette forme de section métallique "en parois" est due aux deux principales caractéristiques de l'acier, à savoir : sa grande densité (matériau lourd dont la masse volumique  $\rho \approx 7850 \text{ Kgf/m}^3$ ) et sa haute résistance (généralement comprise entre 230 et 500 MPa). Ainsi, il serait inadmissible (voir aberrant) de concevoir un élément de structure métallique dont la section transversale soit de forme rectangulaire pleine ou circulaire pleine.

Par ailleurs, étant liée par ses deux extrémités aux deux semelles, l'âme est considérée comme une **paroi interne**. Tandis que les semelles sont considérées comme des **parois externes**. Toutefois, chaque semelle est constituée de deux ailes. Ces ailes sont considérées comme des parois externes "**en console**". Ces notions de parois internes, externes et en console sont très importantes. Nous les reverrons en détail plus loin dans la classification des sections transversales.

## 2. Les Profilés laminés

La réalisation (ou l'obtention) de ce type d'élément à parois (appelé également profilé) peut être effectuée par une série de laminages successifs (figure 03) qui peuvent se faire soit à chaud (pour les éléments à parois épaisses appelés profilés laminés à chaud ou PAC), soit à froid (pour les éléments à parois minces appelés profilés laminés à froid ou PAF). Il est à noter que l'épaisseur de ce dernier type de profilé laminé à froid ne doit pas dépasser une épaisseur d'environ 3 mm.

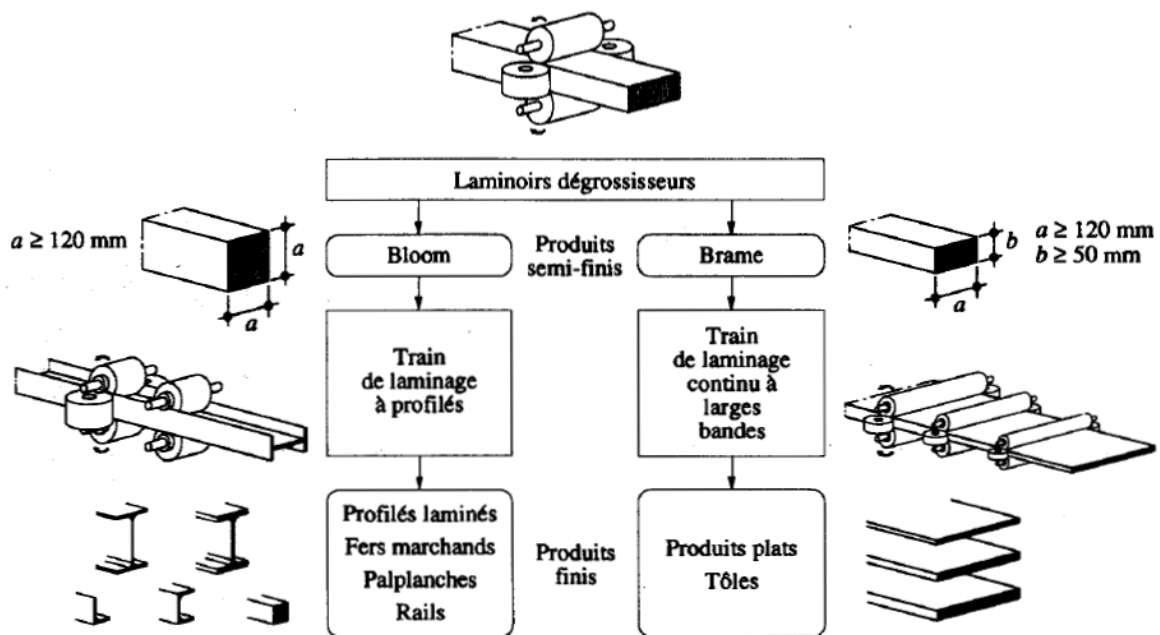


Figure 03 : opérations de laminage à chaud pour profils en double T et larges plats  
(Extrait du Traité de G civil EPFL Hirt et Bez)

## 3. Les profilés reconstitués soudés (PRS)

Un autre type de profilé à parois peut être obtenu par soudage. Ce sont les profilés reconstitués soudés ou bien très connus sous le pseudonyme de "PRS" (figure 04). En effet, la réalisation de ces profilés est obtenue grâce au soudage des extrémités de l'âme aux semelles. Ce procédé possède deux avantages majeurs. Le premier réside dans la réalisation de profilés dont les sections transversales sont de grande hauteur (on entend ici par hauteur : la distance entre les faces extérieures des semelles) : c'est le cas des poutres de ponts métalliques dont la hauteur est généralement comprise entre 1.50 m et

2.00 m. Le second avantage réside dans la possibilité de réaliser des profilés à sections variables (en fuseaux par exemple) donc plus esthétiques. Par contre, l'inconvénient majeur des PRS réside dans le soudage lui-même où la zone de soudage appelée également ZAT (zone affectée thermiquement) nécessite un grand soin et beaucoup de précautions. En effet, des amorces de fissures peuvent se produire et se propager et donner lieu à des ruptures brutales (appelées également ruptures fragiles).

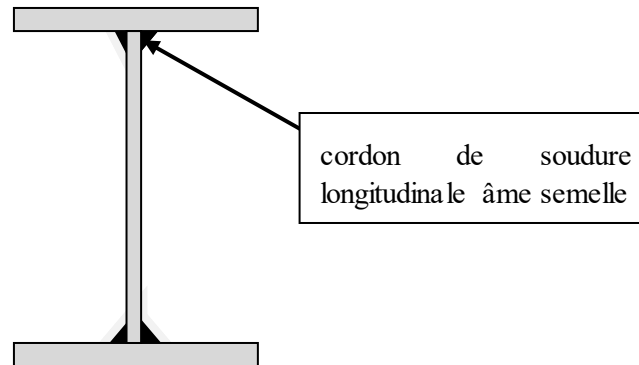


Figure 04 : section transversale d'une poutre PRS

#### 4. Les poutres en treillis

Une autre conception de système structural consiste à utiliser des éléments de type barres reprenant uniquement les efforts normaux (ou axiaux) qui sont soit de traction, soit de compression. La disposition de ces barres est effectuée de sorte à former de façon juxtaposée des triangles successifs dont les nœuds sont des articulations (figure 07). Elle donne lieu à une poutre nommée "poutre en treillis" (figure 05). Il est important de noter que ce système est basé sur le principe de la triangulation. En effet, prenons l'exemple d'une structure constituée de trois barres articulées et formant un triangle. Celle-ci est stable et peut équilibrer tout effort appliqué sur ses trois nœuds et ce, quels que soient le sens et la direction de la force appliquée (figure 06). Evidemment, il s'agit d'une structure plane (bidimensionnelle) qui ne peut reprendre que les efforts agissant dans son plan. Des exemples de poutres (ou de fermes) en treillis sont illustrés en figure 05.

On peut constater les différentes formes de ces poutres pour lesquelles les distances entre les membrures varient en longueur. Ainsi, on peut affirmer qu'une poutre en treillis rectangulaire est une poutre en treillis à section constante (ou à hauteur constante) tandis qu'une poutre en arc, triangulaire ou trapézoïdale est une poutre à section variable.

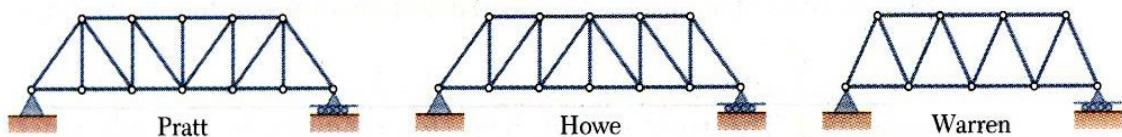


Figure 05 : Exemple de poutres ( ou de fermes) trapézoïdales en treillis



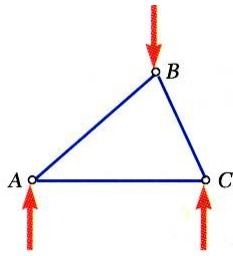


Figure 06 triangle stable formé de trois barres articulées

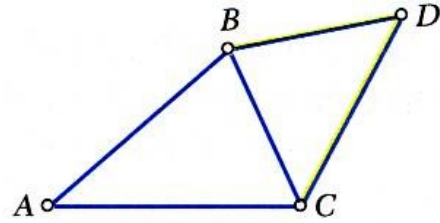


Figure 07 : juxtaposition de deux triangles

Par contre, si on considère une structure formée de quatre barres articulées, celle-ci est instable et le mécanisme de ruine peut s'enclencher pour de très faibles efforts appliqués sur ses nœuds. (figure 08).

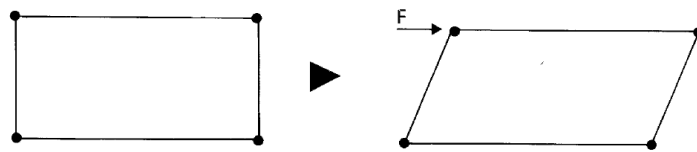


Figure 08 : quadrangle instable formé de quatre barres articulées aux extrémités.

Par ailleurs, les poutres en treillis peuvent être considérées comme étant formées de :

- barres horizontales continues nommées membrures supérieures et membrures inférieures
- barres verticales nommées montants
- et de barres inclinées nommées diagonales.

Par analogie à une poutre continue (de type laminée ou PRS), les membrures supérieures et inférieures équilibrent les moments fléchissants. Ainsi, dans les zones où le moment fléchissant est maximal (à mi travée par exemple), les efforts normaux dans ces membrures sont également maximaux. Par contre dans les zones où l'effort tranchant  $y$  est maximal (au voisinage des appuis), les efforts de compression dans les montants et les efforts de traction dans les diagonales de type PRATT (figure 05) ou bien les efforts de compression dans les diagonales de type Howe (figure 05) sont maximaux.

Cela étant dit, l'augmentation de la hauteur de la poutre en treillis dans les zones de moments max (autrement dit l'augmentation du bras de levier du couple d'efforts normaux agissant sur les membrures) contribue à réduire considérablement les intensités de ces efforts normaux et donc à augmenter la capacité portante de cette poutre. Ceci contribue également à l'augmentation de la rigidité flexionnelle (en augmentant le moment d'inertie de la section composée des membrures seules). Ce qui fait diminuer la flèche à mi portée.

Toutefois, l'un des inconvénients de ces fermes de grande hauteur, réside dans le fait que certaines barres soient très élancées et pour lesquelles une très grande vigilance doit être accordée aussi bien au niveau des calculs qu'au niveau de la réalisation. Du point de vue calculs, la non prise en considération de tous les cas possibles de chargement relatifs aux actions climatiques (vent et neige) constitue l'une des causes majeures des cas de ruine. En effet, le cas de charge de soulèvement dû au vent (cas de dépression en toiture) provoquant la flexion vers le haut de la poutre et engendrant la compression de toutes les barres initialement tendues et qui se voient exposées parfois à des risques

de flambement entraînant la ruine. Aussi des dégâts peuvent se produire suite à des accumulations de neige provoquant des efforts locaux de compression supplémentaires non prévus par les calculs.

## 5. Les poteaux en treillis

Le poteau en treillis peut être défini à priori comme étant une poutre en treillis verticale composée de membrures à la fois verticales et parallèles reliés par des montants horizontaux et des diagonales formant des plans de triangulation (figures 09 et 10). Toutefois, cette première définition n'est pas "très exacte", car si le principe de la triangulation doit être vigoureusement respecté pour la poutre horizontale, il n'en est pas de même pour le cas du poteau. La raison fondamentale de cette différence, réside au niveau des liaisons des montants et des diagonales avec les membrures verticales. En réalité, ces liaisons sont de type soudé et les extrémités des montants et des diagonales ne sont pas articulées. C'est pour cette raison que nous retrouvons souvent sur le terrain (ou dans les projets) des poteaux en treillis sans diagonales (poteaux dits en étrépillons composés uniquement de membrures verticales et de montants horizontaux : figure 10 ).

Par ailleurs, l'intérêt d'utiliser le poteau en treillis s'est révélé d'une grande importance dès l'apparition de la construction métallique. En effet, vu les grandes valeurs des moments d'inertie procurées par la distance entre les centres de gravité des membrures (cf. théorème d'Huygens), l'intensité de l'effort normal de compression résistant au flambement est d'une grande valeur. Autrement dit, une grande stabilité au flambement est obtenue rien qu'en augmentant la distance entre les membrures (c'est-à-dire la hauteur de la section transversale du poteau).

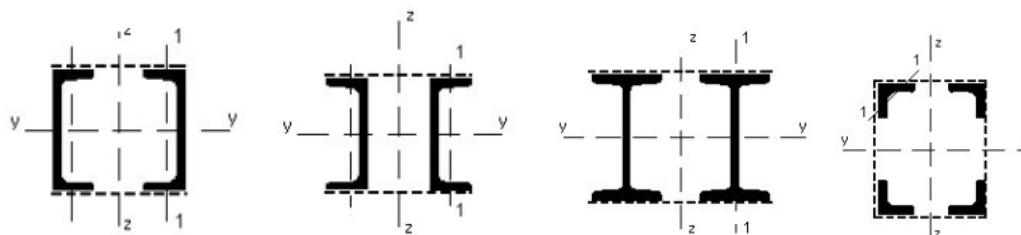


Figure 09 : Différents types de poteaux en treillis composés de deux membrures en U ou en I ou de 04 cornières. Les pointillés représentent les plans de triangulation

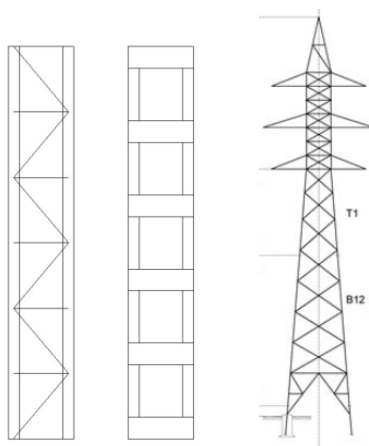


Figure 10 : Vue en élévation de quelques poteaux en treillis

## 6. Les poutres en arc

L'arc a joué un rôle historique civilisationnel très important. En effet, les premiers ouvrages en arc en maçonnerie furent construits par les romains car les arcs travaillent essentiellement en compression. Toutefois, une poutre en forme d'arc soumise le long de sa travée et dans son plan à des charges gravitaires, est soumise à la fois à des efforts de compression ainsi qu'à des moments fléchissants. Si la courbure (ou bien la flèche  $f$ ) de l'arc augmente (figure 11), les efforts normaux de compression augmentent tandis que les moments fléchissants ont tendance à diminuer. Par contre, si la flèche de l'arc diminue, l'effort normal de compression diminue et le moment fléchissant augmente. Cela étant dit, la forme de l'arc a été initialement choisie en vue de minimiser les moments de flexion. Une autre technique est parfois adoptée pour minimiser ou annuler le moment fléchissant. Il s'agit de l'arc avec deux articulations à ses extrémités sur lesquelles les moments sont annulés. Il existe aussi un autre type d'arc à trois articulations (deux aux extrémités) et la troisième au milieu. Cette dernière fait annuler le moment à mi-travée. Signalons également que la réaction aux appuis possède deux composantes, l'une verticale et l'autre horizontale. Cette dernière exerce des poussées sur l'appui et peut s'avérer particulièrement préjudiciable en cas d'appui souple déplaçable (par exemple : sommet de poteau élancé)

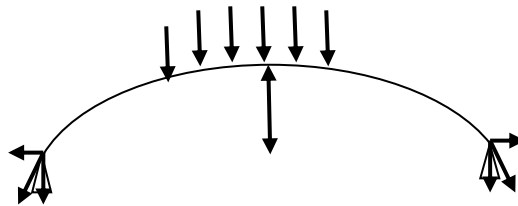


Figure 11 : arc à deux articulations soumis à des charges gravitaires (du haut vers le bas)

## 7. Les poutres Vierendeel

Cette poutre est constituée de deux membrures continues reliées par des montants verticaux encastrés (figure 12). Appelée également poutre échelle, la poutre Vierendeel est une poutre qui utilise la rigidité des nœuds reliant les montants et les membrures (pas de diagonales et donc pas de triangulations) pour équilibrer les charges appliquées transversalement. Ainsi, la flexion des montants et des membrures assurent la transmission de l'effort tranchant. Comme les barres sont soumises à la flexion à cause de l'absence de diagonales, elles sont beaucoup plus importantes que celles des poutres en treillis. Ce qui conduit à des poutres plus lourdes et à des assemblages soudés plus coûteux. Par contre, les passages au travers de la poutre sont plus dégagés.



Figure 12 : Poutre Vierendeel avec des liaisons rigides aux nœuds reliant les montants et les membrures

## 8. Les portiques métalliques à cadres, avec palées de stabilité et en treillis

Un portique métallique à cadres (dit également autostable) est constitué d'un ensemble de poteaux et de poutres liés rigidement. Pour bien comprendre cette notion de liaison rigide, considérons un portique constitué de deux poteaux et d'une poutre horizontale chargée verticalement dans son plan par une charge gravitaire (dirigée du haut vers le bas) provoquant ainsi la flexion vers le bas de cette poutre (figures 13, 14 et 15). Deux questions peuvent alors être posées. La première consiste à tracer les déformées des deux poteaux suite à ce chargement. La seconde (plus importante) consiste à expliquer comment s'est effectuée cette déformée.

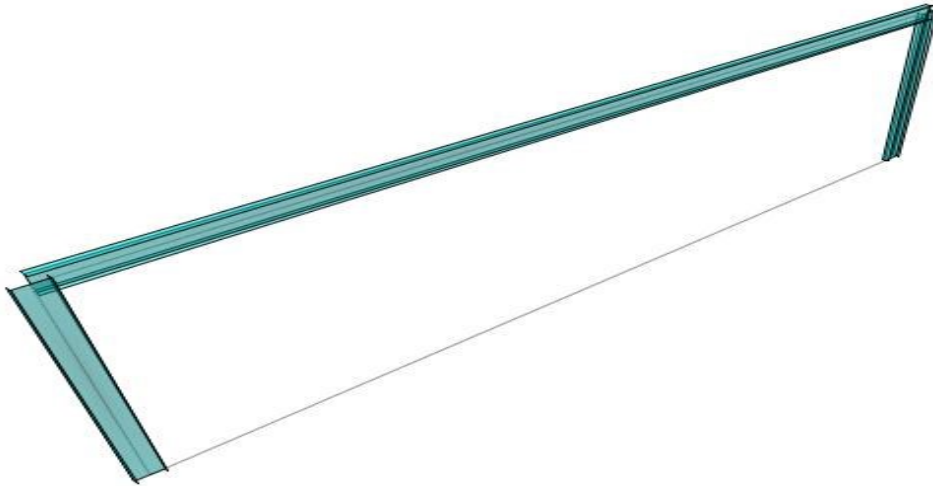


Figure 13 : Vue du portique (orientation des sections transversales)

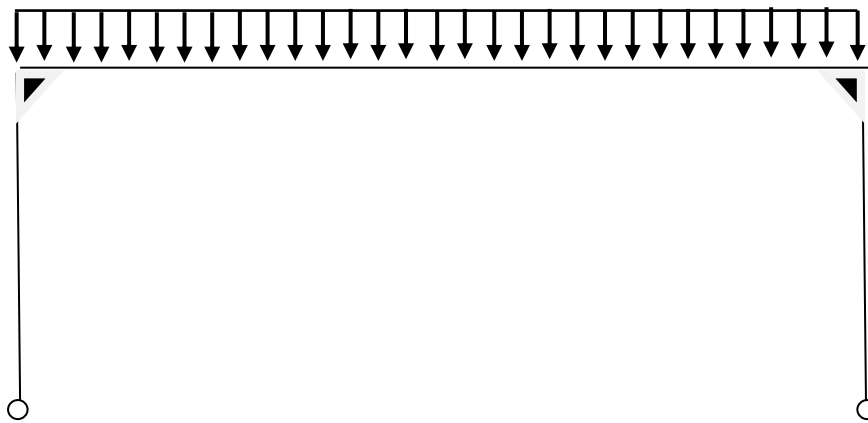


Figure 14 : schéma statique du portique uniformément chargé avec liaisons rigides aux nœuds

La réponse à la première question est illustrée sur la figure 15 ci-dessous où les poteaux fléchissent vers l'extérieur.

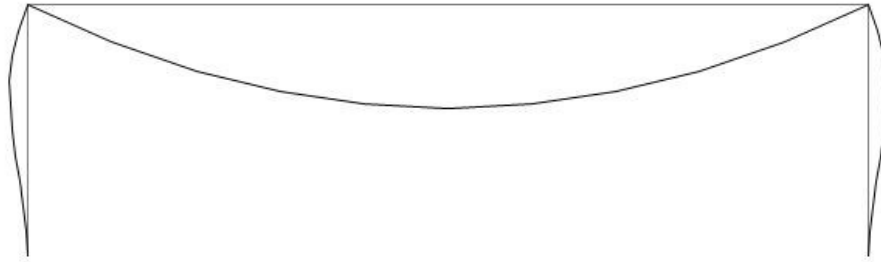


Figure 15 : Déformée du portique sous le chargement de la figure 14 précédente

Par contre si le chargement change de sens (dirigé du bas vers le haut), la poutre va fléchir vers le haut et la déformée des poteaux se fera vers l'intérieur comme montré sur la figure 16 suivante.

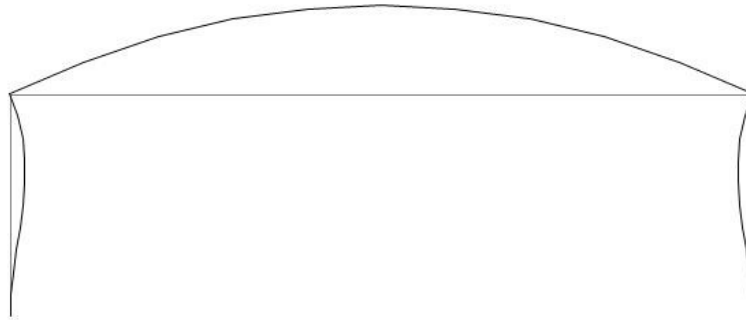


Figure 16 : Déformée du portique sous  $G + 1.5 W$

En réponse à la seconde question, l'interprétation de ces deux déformées des figures 15 et 16, consiste en le fait que lorsque la poutre fléchit, sa section d'extrémité subit une rotation. Par exemple, la section d'extrémité située à gauche de la poutre de la figure 15 tournera dans le sens des aiguilles d'une montre. Vu que les sections d'extrémités de la poutre et du poteau sont liées rigidement, alors la section d'extrémité de la poutre qui a tourné entrainera avec elle en mouvement de rotation la section d'extrémité du poteau dans le même sens (sens des aiguilles d'une montre). Ce qui fait fléchir le poteau vers l'extérieur. Cela étant dit, et en suivant le même raisonnement, il est clair que la flexion de la poutre vers le haut, entrainera la flexion des poteaux vers l'intérieur.

Signalons également qu'en cas d'un chargement horizontal  $H$  (dû au vent ou au séisme par exemple), appliqué sur ce portique (figure 17), ce sont ces liaisons rigides qui équilibreront (ou qui reprendront) cet effort  $H$ . En effet, en résistant aux moments créés en ces nœuds suite à l'application de cette force  $H$ , ces deux nœuds reliant les sections d'extrémités s'opposeront à leur rotation. On dit alors que ce portique cadre est contreventé grâce à ses liaisons rigides situées dans ces zones nodales. Pour comprendre davantage l'importance et l'utilité de ces liaisons rigides, essayons de remplacer ces deux liaisons par des liaisons articulées. Ce qui signifie que la rotation de l'extrémité de la poutre

n'entraînera pas avec elle celle de la section d'extrémité du poteau. Dans ce cas, le portique poteau-poutre deviendra instable (hypostatique) et subira un mécanisme de ruine (voir figure 18)

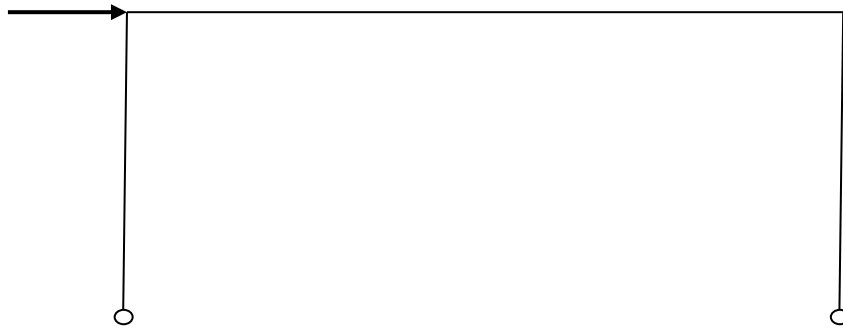


Figure 17: schéma statique du portique chargé horizontalement

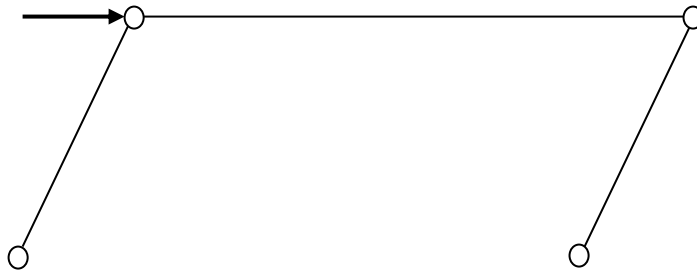


Figure 18 : Mécanisme de ruine pour cause de système hypostatique (ici les liaisons rigides poteaux poutres ont été supprimées)

Par ailleurs, faute d'avoir des liaisons rigides entre la poutre et les poteaux, l'insertion d'une barre en diagonale rendra le système isostatique et deviendra stable (figure 19 ci-dessous)

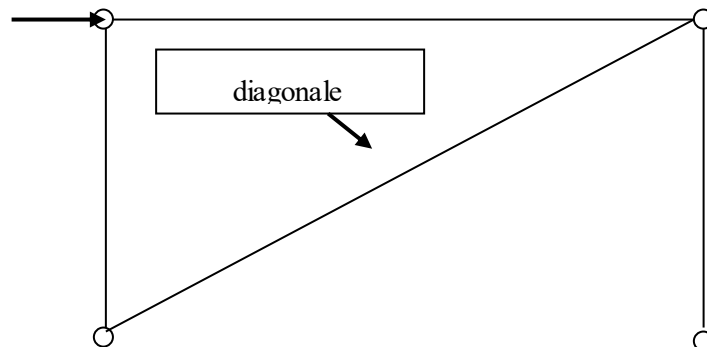


Figure 19 : panneau stabilisé grâce à l'insertion d'une barre en diagonale

Cette barre insérée équilibrera l'effort H appliqué tout en étant tendue (soumise à la traction). Si l'effort H change de sens, cette barre deviendra comprimée. Etant généralement élancée, cette barre comprimée risque de subir le phénomène de flambement. Ce qui provoquera la ruine de la structure. Pour remédier à ce problème, essayons de rajouter une seconde barre en diagonale et le système deviendra comme illustré en figure 20 où quel que soit le sens de la force H, il y aura toujours une barre tendue.

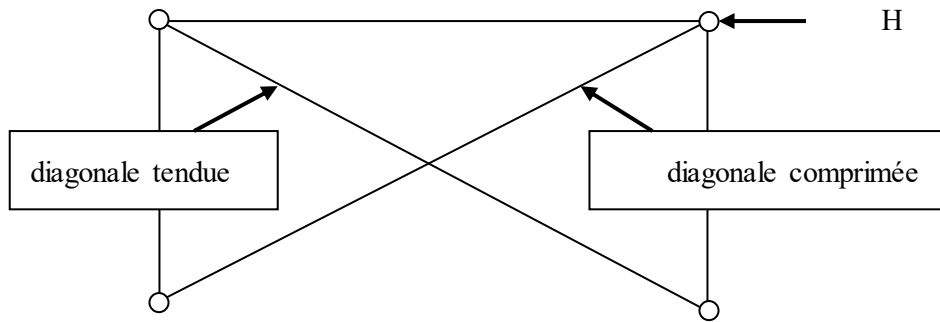


Figure 20 : portique poteau poutre à liaison articulée et stabilisé par palée de stabilité

L'ensemble de ces deux barres diagonales, les deux poteaux et la poutre forment un système en treillis stable appelé : **palée de stabilité**.

Cela étant dit, on pourra stabiliser toute une file de poteau et de poutres liées par des articulations par une seule palée de stabilité (figure 21).

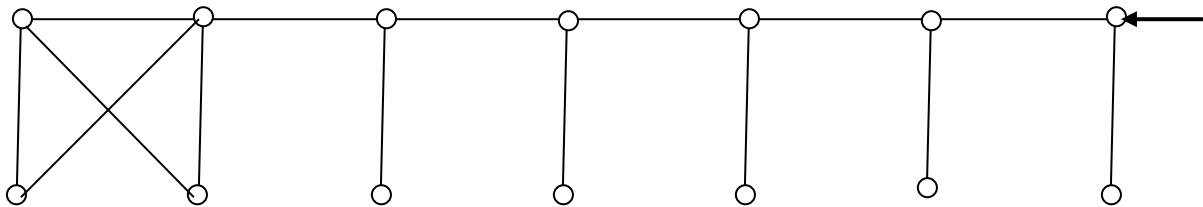


Figure 21 : Portique poteau-poutres à liaisons articulées et contreventé par une seule palée de stabilité

En ce qui concerne le détail des schémas des liaisons rigides et des liaisons articulées, nous renvoyons le lecteur au chapitre relatif aux calculs d'assemblages.

Par ailleurs, les portiques en treillis sont composés de poteaux en treillis et de poutres en treillis. Il est important de noter que la triangulation dans ce type de portique doit être continue. Plus précisément, il ne doit y avoir aucune interruption de cette triangulation de l'extrémité du portique à l'autre extrémité opposée. En particulier, cette triangulation doit impérativement être présente dans les zones de liaison entre le poteau et la poutre en treillis, comme illustré dans la figure 22 suivante :

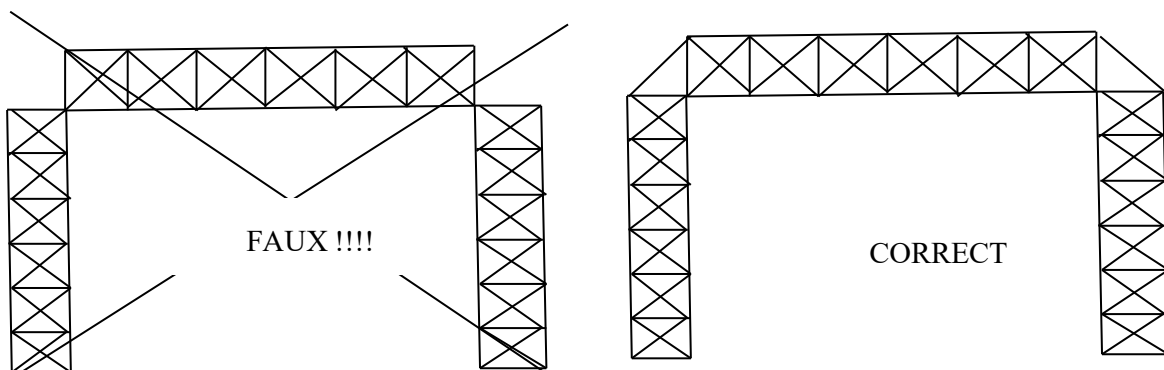


Figure 22 : Schéma de portique en treillis : la triangulation doit être continue

## 9. Les phénomènes d'instabilités

Certains constructeurs ont tendance à opter pour des éléments contenant des parois de plus en plus minces (épaisseurs très faibles). Toutefois, ces éléments devenus élancés grâce à leurs parois minces, se trouvent généralement exposés au risque de voilement local sous l'effet des contraintes de compression (figure 23). Ce phénomène de voilement local consiste en une perte locale de planéité de certaines zones comprimées (initialement planes) de la paroi. Ce qui fait diminuer considérablement la résistance de la paroi ou bien de l'élément. Nous verrons plus loin que ce phénomène (de voilement) influe considérablement sur les calculs et constitue un "obstacle majeur" à cette tendance "d'amincissement des parois".



Figure 23 : voilement de la semelle comprimée et de la partie comprimée de l'âme d'une poutre fléchie

Il est important de signaler que le phénomène de voilement ne se produit pas dans les zones soumises à des contraintes de traction. Il concerne uniquement les zones comprimées dues soit à des efforts normaux de compression, soit à des moments fléchissants, ou enfin à des efforts tranchants (par exemple : les bandes comprimées et inclinées situées au voisinage des appuis).

Considéré comme un phénomène d'instabilité (ou plus précisément de perte de stabilité), ce phénomène de voilement local peut être à l'origine de mécanismes de ruines, et ce, au même titre que les deux autres phénomènes d'instabilités que sont : le flambement et le déversement.

Le flambement (figure 24) consiste en perte de rectitude de la poutre (initialement droite ou rectiligne) et qui devient subitement courbe et ce, sous l'effet d'un effort normal de compression agissant sur cette poutre. Ce phénomène d'instabilité présente un caractère dangereux (ruine immédiate) et se produit souvent lorsque la poutre présente un rapport (longueur / rayon de giration de la section transversale) élevé. Ce rapport est connu sous le nom d'élancement de la poutre.

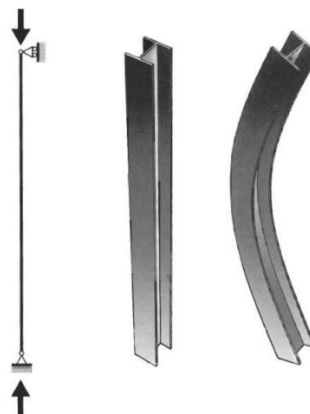


Figure 24 : Flambement d'un poteau sous l'effet d'un effort normal de compression

Quant au déversement des poutres, celui-ci consiste en un flambement latéral de la partie comprimée entraînant une rotation de la section transversale autour de l'axe longitudinal. En effet, lorsque la poutre repose sur deux appuis et fléchit vers le bas (cas de la figure 25), la semelle



supérieure comprimée flambe latéralement. Par contre, lorsque la poutre travaille en console, le flambement latéral se produit au niveau de la semelle inférieure comprimée tel qu'illustré en figure 26.

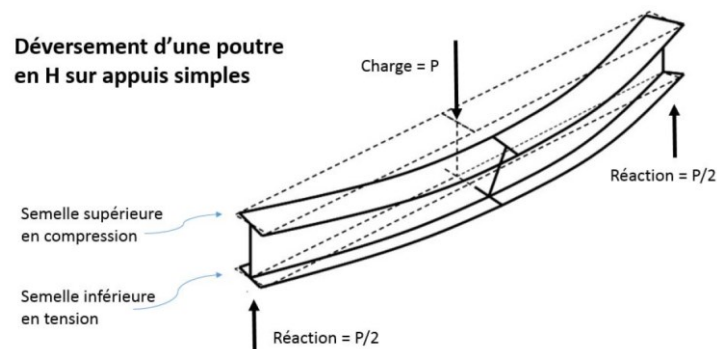


Figure 25 : déversement d'une poutre sur deux appuis soumise à une charge transversale engendrant la flexion.

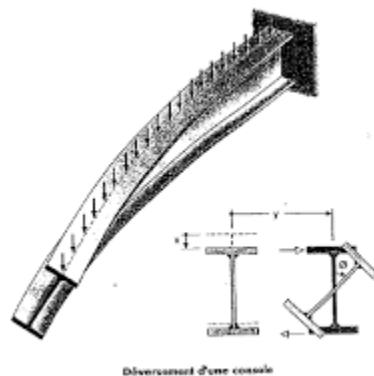


Figure 26 : déversement d'une poutre en console travaillant en flexion.

## 10. Les domaines d'utilisation

Les profilés laminés sont généralement utilisés dans les structures de bâtiments, de halles ou (de hangars) industrielles, de palans, de ponts roulants. Toutefois, concernant les profilés laminés à froid, il se produit souvent durant l'opération de laminage à froid, un phénomène appelé écrouissage qui affecte (ou qui réduit) l'une des principales qualités de l'acier à savoir : sa ductilité. Ainsi, dans les zones où le besoin en ductilité est d'une importance majeure (zone sismique par exemple), l'usage de profilé laminé à froid est parfois interdit (voir le règlement parasismique algérien 1999 version 2003). Nous reviendrons sur cette notion de ductilité plus loin.

Pour leur part, les PRS détiennent encore l'exclusivité du monopole des ponts métalliques. Toutefois, avec l'évolution aussi bien de la technologie que des moyens de laminage, certains fournisseurs de profilés sont arrivés à mettre sur le marché des profilés laminés de grande hauteur et de meilleure qualité que les PRS. Toutefois, la différence réside non seulement niveau des coûts mais également au niveau des possibilités de transport donc de la disponibilité de ces profilés laminés de grandes dimensions. Autrement dit, il est clair que les PRS soudés en atelier sont plus disponibles.

Les poutres en treillis sont utilisées dans de nombreuses structures de ponts métalliques de grandes portées ainsi que dans les structures de Hangars (ou de Halles) de grandes portées (par exemple les hangars de maintenance aéronautique dont la portée dépasse 100 m). Par contre, pour des

raisons de rentabilités et de couts, elles sont moins utilisées dans les bâtiments car elles les opérations de découpage et de soudage sont nombreuses.

Quant aux poteaux en treillis, ceux-ci sont rencontrés dans les cas d'éléments de structures de très grande hauteur tels que les étais provisoires utilisés pour le coffrage des tabliers de ponts ou bien dans les poteaux de portiques en treillis de hangars aéronautiques qui nécessitent des hauteurs assez importantes en vue de permettre les entrées et les sorties des avions. Par ailleurs, en contribuant à la manutention des câbles de hautes, moyennes et basses tensions, des poteaux en treillis dits télescopiques ( dont la section est de hauteur variable) constituent des éléments essentiels dans le transport de l'électricité et ce à cause de leur performance; car ils peuvent résister à des vents pouvant atteindre des vitesse de l'ordre de 160 Km/h.

Les ponts en arcs sont très utilisés pour les grandes et moyennes portées (figure 27). Les arcs modernes en acier atteignent des portées de l'ordre de 300m. Dans les régions montagneuses, les ponts en arc constituent souvent une excellente solution tant du point de vue esthétique que du point de vue structural. Les arcs sont également utilisés pour les halles et les bâtiments et offrent de grands gabarits d'espace libre sur de longues portées

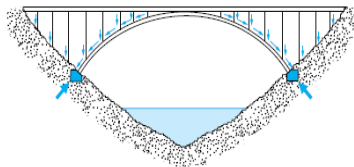


Figure 27 : Ponts à arc métallique à tablier supérieur

## 11. Avantages et inconvénients de la construction métallique

### 11.1 Avantages :

Essentiellement, on recense les avantages suivants :

a - **La fiabilité** : Les constructions métalliques étant fabriquées le plus souvent en acier. L'acier étant un matériau très homogène. Ce qui nous permet de garantir la composition chimique et les qualités mécaniques. Les contraintes réelles et celles calculées sont voisines les unes des autres. Comparé au matériau béton, c'est un matériau qui exige moins de contrôle.

b - **la ductilité** : Une ossature métallique peut subir des surcharges accidentelles (séisme par exemple) d'une intensité assez forte, et ce, sans aller à la ruine. Les déformations élastiques suivies de déformations plastiques n'engendrent pas de fissures.

c - **La Transformation** : On peut modifier un bâtiment par simple démontage de certains éléments et ce, sans immobiliser l'ensemble du bâtiment. On peut également renforcer certains éléments sur place.

d - **Avantages de la légèreté** : Il est bien connu que les structures métalliques sont plus légères que les structures en béton. Toutefois, cette légèreté possède des avantages et également des inconvénients. Cela étant dit, il existe deux avantages essentiels, à savoir :

- la possibilité de réaliser des ouvrages en acier sur des sols de très mauvaises qualités (sols à faible capacité portante)

- Les structures métalliques ne contenant pas de plancher en béton ont des masses assez faibles. Ces masses mises en vibration lors d'une excitation sismique engendrent des forces d'inertie

(ou sismiques) de faibles intensités puisque ces forces d'inertie sont directement proportionnelles aux masses et aux accélérations :  $f_i = m_i \gamma_i$

e - **Préfabrication et rapidité d'exécution** : L'acier nous confère le pouvoir de réaliser des bâtiments et des ouvrages en des temps records. C'est un produit qui s'adapte bien à la préfabrication et à l'industrialisation de la construction. Le travail en chantier peut être réduit aux opérations de montages et d'assemblages simples.

## 11.2 Inconvénients

a - **Faible résistance au feu** : L'acier perd 50 % de la valeur de sa résistance limite lorsque sa température atteint  $T \approx 500$  °C. La température de fusion de l'acier est  $T \approx 1550$  °C. La température de fusion des aciers fortement alliés est  $T \approx 650$  °C. Des moyens pratiques existent pour augmenter la résistance au feu tel que l'enrobage des structures métalliques par un isolant placé entre l'acier et l'atmosphère ambiante pour retarder l'élévation de température.

Ces isolants placés doivent être incombustibles, des faibles conducteurs de chaleur et doivent également résister à l'élévation de la température. On peut citer à titre d'exemple : les fibres minérales, les ciments de vermiculite, la perlite, le plâtre (pour le plâtre il faut faire attention au risque de corrosion : c'est un produit qui n'est pas très conseillé dans des atmosphères humides). Ces isolants sont appliqués soit par projection, soit par plaques vissées.

b - **Faible résistance à la corrosion** : La corrosion est un phénomène électrochimique qui consiste en la formation d'oxydes (oxyde de fer) dans un milieu humide et en présence d'oxygène. Pour la plupart des aciers, la rouille est plus ou moins pulvérulente et poreuse. Ce qui permet la progression de cette corrosion en profondeur tant que l'humidité et l'oxygène y sont présents.

Les surfaces métalliques peuvent être efficacement protégées par des peintures (par exemple : les peintures anti rouille contenant du plomb, du Chrome, du zinc, etc..) ou par galvanisation qui consiste en une immersion de l'acier dans un bain de zinc. Ce qui permet la formation d'une couche résistante et protectrice mais dont la durée d'efficacité est limitée dans le temps. Ainsi, il ne faut pas perdre de vue que les structures galvanisées ne sont pas "éternellement protégées".

c- **Inconvénient de la légèreté** : A cause de leur légèreté, les ossatures métalliques doivent être vigoureusement vérifiées vis-à-vis des risques de renversement et de soulèvement par le vent. Aussi dans certains cas de remontées d'eaux de nappes phréatiques, des risques de soulèvement (par flottaison) due à la poussée hydrostatique sont à prendre en considération en réalisant des dispositifs d'ancrage de la construction par des blocs de béton.

d- **Risques d'instabilités de forme (flambement, déversement et voilement)** Les éléments de structures métalliques étant souvent élancés et / ou à parois minces, les risques d'apparition d'instabilités citées précédemment sont élevés. Une vigilance particulière doit être accordée aussi bien au niveau de la conception, des calculs que de la réalisation.

## 12.Le matériau acier

### 12.1 Fabrication de l'acier

L'acier est généralement obtenu par une opération en deux phases :

- **Première phase** : L'introduction et la combustion de minerai de fer, de coke et de castine dans un haut fourneau, permet d'obtenir de la fonte liquide (matériau à plus de 2 % de teneur en carbone)

- **Seconde phase** : Il est procédé à la conversion de cette fonte liquide en acier à une température de 1500°C environ. L'acier obtenu possède une teneur en carbone ne dépassant pas 1%. Pour cela, il existe plusieurs procédés de conversion (THOMAS, MARTIN, etc.). De nos jours, il existe des procédés électrochimiques de conversion qui sont moins polluants.

### **12.1.1 Classification selon la teneur en carbone**

Suivant leur teneur en carbone, les métaux ferreux se subdivisent en fonte et en acier :

- **La Fonte** : alliage fer + carbone dont la teneur en carbone C :  $2\% \leq C \leq 4.3\%$
- **L'acier** :  $C \leq 2\%$

Contrairement à la fonte qui est fragile et difficilement soudable, l'acier possède un comportement élastoplastique avec un large palier plastique et se distingue par ses hautes qualités technologiques (possibilités de soudage et d'usinage). Ainsi selon sa destination, on distingue :

- **les aciers de construction** :  $0.02\% \leq C \leq 0.85\%$  : cette catégorie possède une bonne plasticité (large palier plastique), une bonne soudabilité ainsi qu'une bonne ductilité (pas de ruptures brutales ou bien fragiles)
- **les aciers à outils** :  $0.65\% \leq C \leq 1.4\%$  ces aciers possèdent une bonne dureté mais sont plus fragiles.

### **12.1.2 Classification selon la teneur en éléments d'alliages**

Selon les quantités additionnées d'éléments, on distingue :

- les aciers faiblement alliés : contenant jusqu'à 2 % d'éléments d'alliage
- les aciers moyennement alliés : de 2 à 10 % d'éléments
- les aciers fortement alliés contenant plus de 10 %

### **12.1.3 Caractéristiques des aciers de construction**

#### **12.1.3.1 Propriétés physiques**

Les propriétés physiques sont caractérisées par la couleur, le poids spécifique, la température de fusion, le coefficient de dilatation thermique, la chaleur massique, la conductibilité thermique, électriques, acoustique, etc.

- Le poids spécifique ou volumique de l'acier est  $\rho_{\text{acier}} = 7800 \text{ kg / m}^3$
- Le coefficient de dilatation thermique de l'acier  $\alpha = 11.10^{-06}$  (à 20°C)
- La température de fusion comprise entre 1300 et 1550 °C
- La conductibilité thermique de l'acier  $k = 40 \text{ à } 45 \text{ Kcal / (m h } ^\circ\text{C)}$
- La conductibilité thermique des alliages légers  $k = 175 \text{ Kcal / (m h } ^\circ\text{C)}$

#### **12.1.3.2 Propriétés mécaniques**

Les propriétés mécaniques de l'acier sont déterminées par les essais de résistance aux sollicitations extérieures, en particulier :

- **l'essai de traction** qui est très significatif en raison de sa fiabilité reconnue à travers son isotropie et son homogénéité. En fonction de la teneur en carbone, l'essai de traction peut être représenté sur le graphe de la figure 28 suivante :

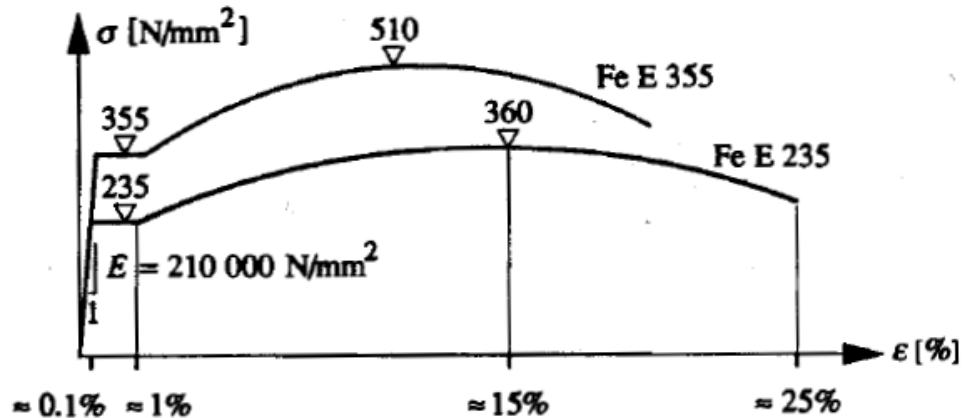


Figure 28 : courbe contraintes déformations selon la nuance (ou bien la teneur en carbone)  
(extrait du traité de génie civil vol 10 EPFL auteurs : Manfred A Hirt et Rolf Bez)

Ces courbes présentent deux domaines différents : le premier élastique qui est restreint avec  $0\% \leq \varepsilon \leq 1\%$  et un second domaine dit plastique large  $1\% \leq \varepsilon \leq 20$  à  $25\%$  selon la nuance d'acier. Certains paramètres nécessaires pour effectuer les calculs, peuvent être relevés à savoir :

- le module d'Young ou d'élasticité longitudinale  $E = 210\,000\text{ MPa}$
- la contrainte limite d'élasticité  $f_y = 235\text{ MPa}$  (pour l'acier de nuance S235)  
et  $f_y = 355\text{ MPa}$  (pour l'acier de nuance S355)
- la contrainte limite à la rupture  $f_u = 360\text{ MPa}$  (pour l'acier de nuance S235)  
et  $f_u = 510\text{ MPa}$  (pour l'acier de nuance S355)
- l'allongement relatif élastique  $\varepsilon_y \approx 1\%$  pour les deux nuances d'acier
- l'allongement relatif ultime  $\varepsilon_u \approx 25\%$  pour l'acier S235  
et  $\varepsilon_u \approx 20\%$  pour l'acier S355

A partir de cet essai, le coefficient de Poisson mesurant le rapport de la déformation transversale sur la déformation longitudinale  $\nu = 0.3$  et en utilisant la formule

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

on aura  $G = 80769.23\text{ MPa}$ .

Par ailleurs, ces courbes mettent clairement en évidence les qualités essentielles de l'acier à savoir : une bonne résistance dépassant les  $200\text{ MPa}$ , une bonne raideur  $E = 210\text{ GPa}$  et enfin un palier plastique assez large qui permettra au phénomène d'adaptation plastique ( ou bien au phénomène de redistribution favorable des efforts internes dans la structure) d'avoir lieu.

Notons également l'existence d'un intervalle assez large entre la contrainte ultime et la limite élastique. Toutefois, il ne faut perdre de vue **qu'en cas d'écrouissage**, cet intervalle aura tendance à se rétrécir. Il y a lieu de rappeler que l'écrouissage du matériau se produit lorsque le matériau rentre dans le domaine plastique tout en faisant augmenter la limite élastique tandis que la résistance ultime ainsi que l'allongement ultime demeurent inchangés. Ceci a pour effet de faire diminuer l'écart entre  $f_y$  et  $f_u$  pour les contraintes ainsi que le palier plastique représentant l'écart entre  $\varepsilon_y$  et  $\varepsilon_u$

- **L'essai de dureté** donne la résistance à l'abrasion. Cet essai n'est nécessaire qu'en cas de présence de forces tangentielles de frottement de forte intensité (par exemple : cas de forces de freinages de forte intensité des galets sur rail des ponts roulants)

- **L'essai de résilience** : qui est un essai qualitatif qui permet de donner la classe de qualité de l'acier utilisé (voir norme EN 10 025) et d'en fixer son prix. Par ailleurs, cet essai permet de donner une meilleure appréciation sur la ductilité du matériau utilisé selon trois situations :

- 1°) situation de chargement brusque et de forte intensité : choc ou séisme,
- 2°) situation de concentration de contraintes : cas de changement brusque de section ou au voisinage des trous de perçage,
- 3°) situation de haute et basse températures : auxquelles certaines impuretés (soufre et phosphore) qui en cas de taux de présence élevé, influenceront considérablement sur la fragilité du matériau.

- **L'essai de fatigue** : Lorsqu'on soumet un matériau à des efforts répétés, alternés et variables, il peut se fissurer et se rompre alors que le niveau de sollicitations est inférieur à la limite de rupture à la traction. Cette perte de résistance qui se produit au cours du temps est appelée « fatigue ». Dans le cas où la structure est soumise à des cycles de chargements déchargements, l'acier utilisé doit subir des tests de fatigue. C'est le cas par exemple des poutres métalliques de ponts qui sous un trafic routier de forte intensité subissent quotidiennement des cycles alternés de chargement déchargements qui au bout d'un certain temps pourront provoquer une rupture par fatigue. En particulier, les cordons de soudure doivent faire l'objet de contrôles réguliers vis-à-vis de ce phénomène.

### **12.1.3.3 Propriétés chimiques**

Les propriétés chimiques de l'acier sont déterminées par sa composition chimique et par sa technologie de fabrication. En vue de réduire le poids spécifique et d'améliorer la résistance à la corrosion, on utilise les alliages d'aluminium.

L'introduction de certains éléments tels que le Manganèse, le Silicium, le cuivre, le Nickel, le Chrome et l'Aluminium peuvent augmenter la résistance mécanique sans trop diminuer de sa plasticité. Pour sa part, le carbone améliore la résistance mécanique mais nuit à la plasticité et à la soudabilité. L'exemple de la fonte en est très significatif.

Par ailleurs, les impuretés présentes dans l'acier exercent une influence négative sur ses qualités. En effet, le soufre provoque la fragilité à haute température. Par contre, le phosphore provoque la fragilité à basse température. Cela étant dit, les teneurs en impuretés doivent être strictement limitées.

## **12.2 Nuances normalisées des aciers de construction**

Au niveau européen, les divers aciers de construction sont réglementés par la norme européenne EN 10 025 qui concerne les aciers non alliés et laminés à chaud et destinés à la fabrication d'éléments de construction métallique. Cette norme définit les nuances d'acier qui correspondent à leurs caractéristiques mécaniques.

Elle définit également pour une nuance donnée les classes de qualité (JR, JO, J2, G3) qui se distinguent entre elles par leur ductilité et leur soudabilité

En construction, il existe trois nuances essentielles d'acier à savoir :

- l'acier de nuance S235 ( $f_y = 235$  MPa et  $f_u = 340$  MPa ) qui est de loin la plus utilisée en CM
- l'acier de nuance S275 ( $f_y = 275$  MPa et  $f_u = 430$  MPa) qui est rarement utilisée
- l'acier de nuance S355 ( $f_y = 355$  MPa et  $f_u = 510$  MPa) très utilisé dans les ouvrages d'art.

- l'acier de nuance S420 ( $f_y = 420 \text{ MPa}$  et  $f_u = 540 \text{ MPa}$ )
- l'acier de nuance S460 ( $f_y = 460 \text{ MPa}$  et  $f_u = 570 \text{ MPa}$ )

Ces nuances d'acier satisfont aux exigences de calcul en plasticité à savoir :

- 1- La contrainte ultime  $f_u$  doit dépasser d'au moins 20 % la limite élastique  $f_u \geq 1.2 * f_y$
- 2- L'allongement relatif ultime doit être supérieur à 15 % :  $\epsilon_u \geq 15 \%$
- 3- L'allongement relatif ultime (à la rupture) doit être supérieur à 20 fois l'allongement relatif élastique  $\epsilon_u \geq 20 * \epsilon_y$

## 13. Les produits utilisés en construction métallique

### 13.1 Les Produits sidérurgiques

Les produits sidérurgiques résultent du processus de laminage à chaud. Introduits sous forme de lingots (ou brames) dans les laminoirs, ils en ressortent sous une variété de formes de sections diverses, produits plats et barres. Ils sont habituellement livrés selon des longueurs standards. La désignation courante de ces produits s'articule généralement autour de la configuration de leur section.

#### 13.1.1 Les laminés marchands

Ce sont des éléments à petites sections qu'on peut trouver aisément sur le marché. Ces produits sont généralement utilisés par les ferronniers. Ce sont les ronds, les carrés, les hexagones, les fers plats, les petits U, les cornières, les Tés, et les palplanches. Tous ces produits ont une section pleine (figure 29).

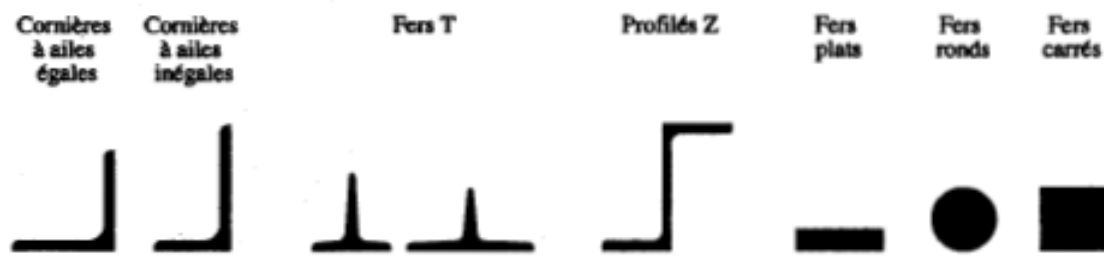


Figure 29 : sections transversales de quelques laminés marchands (Traité génie civil vol 10 epfl)

#### 13.1.2 Les tôles et larges plats

Les larges plats sont des feuilles d'acier laminées à chaud sur les deux faces. Leurs dimensions varient dans les limites suivantes : largeur 160 à 600 mm et épaisseurs de 5 à 50 mm.

Quant aux tôles, celles-ci sont laminées à chaud seulement sur les grandes faces. A titre indicatif, on relève essentiellement trois catégories :

- les tôles fortes dont l'épaisseur  $t \geq 5 \text{ mm}$
- les tôles moyennes :  $3 \text{ mm} \leq t \leq 5 \text{ mm}$
- les tôles fines :  $t \leq 3 \text{ mm}$

#### 13.1.3 Les profilés en double T

Les profilés en double T peuvent être classés en deux catégories :

- les profilés à ailes étroites tels que les profilés en I et qui sont connus sous les noms d'IPE et d'IPN

- et les profilés à ailes larges tels les profilés en H et qui sont connus sous les noms de HEA, HEB et HEM

**Les profilés en double Té à ailes étroites** (figure 30) ont un moment d'inertie  $I_z$  (par rapport à l'axe faible  $z$ ) petit vis-à-vis du moment d'inertie  $I_y$  (par rapport à l'axe fort  $Y$ ). Ils sont utilisés principalement comme éléments fléchis. On distingue la série légère d'IPE dont les ailes sont d'épaisseur constante, et la série IPN légèrement plus lourde avec les faces internes des ailes inclinées.

**Les profilés en double Té à larges ailes** (figure 30) ont un moment d'inertie  $I_z$  plus élevé que celui des profilés à ailes étroites. Ils sont utilisés aussi bien en flexion simple, déviée, composée ainsi qu'à un effort normal. On distingue trois types de sections : les HEA, les HEB et les HEM. Pour une distance égale entre les deux ailes, le HEA est le plus léger et le HEM est le plus lourd. Les profilés HEA présentent le meilleur rapport performance poids et sont les plus utilisés.

	Ailes étroites		Larges ailes		
	INP 300	IPE 300	HEA 300	HEB 300	HEM 300
$m$ [kg/m]	54.2	42.2	88.3	117	238
$A$ [mm <sup>2</sup> ]	6900	5380	11 300	14 900	30 300
$I_y$ [10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup> ]	98.0	83.6	182.6	251.7	592.0
$I_z$ [10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup> ]	4.51	6.04	63.1	85.6	194.0

Figure 30 : Exemples de profilés en double Té (extrait du Traité de génie civil vol 10 epfl)

### 13.1.4 Les profilés en U

Les profilés en U sont souvent utilisés comme éléments secondaires. On distingue la série UPN avec les faces internes des ailes inclinées et la série UAP à épaisseur d'ailes constante (figure 31 ci-dessous).

	UNP 300	UAP 300
$m$ [kg/m]	46.2	42.2
$A$ [mm <sup>2</sup> ]	5880	5860
$I_y$ [10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup> ]	80.03	81.7
$I_z$ [10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup> ]	4.95	5.62

Figure 31 : Exemples de profilés en U



### 13.2 Les produits de première transformation :

Parmi ces produits, on peut citer :

**Les demi-poutrelles** sont obtenues par découpage de profilés en double T suivant l'axe longitudinal. Ces demi-poutrelles sont parfois utilisées comme membrures de poutres en treillis.

**Les poutres reconstituées soudées PRS** (déjà expliqué dans les paragraphes précédents) peuvent être symétriques ou dissymétriques (cas des poutres métalliques de ponts). Elles peuvent également avoir des hauteurs constantes ou variables, des largeurs d'ailes constantes ou variables.

**Les tôles et profilés à froid** : Ils sont caractérisés par leur faible épaisseur. Des exemples de sections sont illustrés en figure 32.

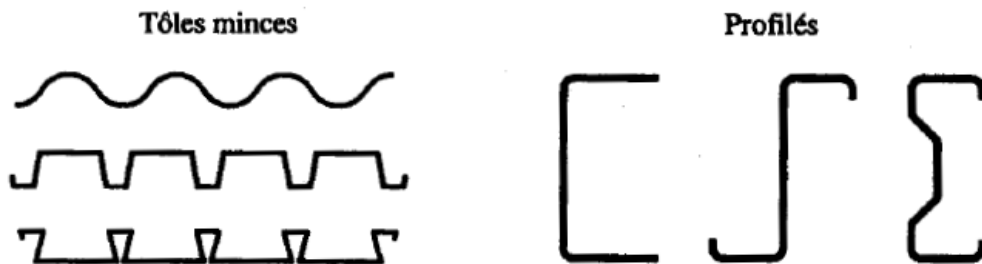


Figure 32 : exemple de produits façonnés à froid

**Les profils creux** : Ils sont en général fabriqués à partir de tôles minces ou moyennes. Ils subissent un formage suivi d'un soudage généralement automatique. Si le soudage est effectué selon la génératrice, les profils creux obtenus ont des diamètres ne dépassant pas les 400mm. Pour des diamètres plus grands, la ligne de soudure est de forme hélicoïdale. Les profilés creux sont de plus en plus utilisés en construction métallique. Les tubes en particulier ont la particularité d'avoir une bonne résistance vis-à-vis du flambement vu que tous les axes passant par leur CDG sont principaux (la même inertie). Ils sont souvent préférés car ils présentent un aspect plus esthétique

## Chapitre 02 :

# Eléments de calcul des actions s'exerçant sur les structures métalliques

## 1. Situations de projets

Les situations de projet peuvent être classées comme suit :

- Situations durables, qui se réfèrent aux conditions d'utilisation normale.
- Situations transitoires, qui se réfèrent à des conditions temporaires applicables à la structure, par exemple en cours d'exécution, de montage ou de réparation.
- Situations accidentelles, qui se réfèrent à des conditions exceptionnelles applicables à la structure ou à son exposition (par exemple à un incendie, à une explosion, à un choc). Le séisme est considéré comme une situation accidentelle.

Dans le présent chapitre, nous allons décrire les actions agissant en situation durable, ainsi que les actions sismiques considérées, par les normes en vigueur, comme accidentelles. Par ailleurs, on peut distinguer, en situation durable, les actions permanentes de celles classées comme variables. Les actions permanentes sont caractérisées par leur faible variabilité au cours du temps aussi bien en sens, direction, intensités que zones d'application. Les actions variables sont dues aux surcharges d'exploitation de l'ouvrage ainsi qu'aux actions climatiques telles que le vent et la neige. Davantage de détails sont donnés dans les paragraphes suivants.

## 2. Les actions en situations durables

### 2.1 Les actions permanentes

Les charges permanentes correspondent aux actions qui agissent de manière constante tout au long de la durée de vie d'une structure. Comme mentionné plus haut, leur variation temporelle est négligeable. Ces charges permanentes comprennent le poids propre des éléments de la structure (ossature et autres éléments) ainsi que le poids des équipements et des installations qui restent quasiment constants pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. On peut citer d'autres exemples d'actions permanentes tels que : l'action des câbles de précontrainte, les déplacements différentiels des appuis, etc.

En Algérie, le DTR BC 2.2 intitulé "Charges permanentes et surcharges d'exploitation", qui tient compte des forces de pesanteur, définit les charges à prendre en compte lors des calculs. En général, ces charges sont évaluées en fonction des densités des matériaux. Quelques valeurs de charges permanentes, tirées de la littérature, sont fournies ci-dessous.

Généralement, les façades et les murs rideaux sont pris en considération par le biais d'une charge linéaire répartie agissant sur l'élément de structure porteur. Les cloisons légères de distribution, non porteuses, de poids inférieur à  $250 \text{ daN/m}^2$ , qui subdivisent les locaux et dont la densité est relativement importante et régulière dans certains types de bâtiments (habitation, bureaux, etc.), peuvent être prises en compte comme une charge uniformément répartie de  $100 \text{ daN/m}^2$ .

Désignation	Valeur (daN/m <sup>2</sup> )
<b>Plancher</b>	
• Dalle pleine en béton armé (par cm d'ép.)	25
• Béton non armé (par cm d'ép.)	22
• Planchers préfabriqués à partir de dalles alvéolées	
- 12 cm	200 - 250
- 16 cm	240 - 290
- 20 cm	280 - 330
- 24 cm	320 - 370
• Planchers mixtes collaborants (bac acier - béton)	
Cofradal 60 :	
- ép 10 cm	170
- ép 12 cm	220
- ép 15 cm	295
- ép 16 cm	320
<b>Revêtement de plancher</b>	
• Chape de mortier de ciment (par cm d'ép.)	20
• Carrelages scellés	
- grès cérame 50 x 50 x 4,5	50
- carrelages ou dallages collés (par cm d'ép.)	20
• Parquets de 23 mm, y compris lambourdes	25
<b>Couverture</b>	
• Tôle ondulée d'acier galvanisée 8/10 mm	6
• Plaques ondulées en amiante-ciment	17

## 2.2 Les actions variables dues aux surcharges d'exploitation

Pour le calcul d'un élément structural (poutre, poteau, solive, dalle), les charges d'exploitation ou d'entretien sont affectées à une surface d'influence directement liée à cet élément. La figure 33 ci-dessous illustre des exemples de détermination de ces surfaces d'influence, utilisées pour le calcul des poteaux ou des poutres.

Les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'utilisation des espaces. Elles comprennent le mobilier, l'équipement, le stockage et la présence de personnes dans des conditions normales d'occupation des locaux. Les charges d'entretien, de rénovation et de modification correspondent aux matériaux et équipements qui peuvent être utilisés lors de ces travaux.

Le DTR BC 2.2 établit des règles de réduction des valeurs des charges d'exploitation en fonction de l'étendue de la surface d'influence utilisée dans le calcul d'un élément porteur, ou en fonction du nombre d'étages.

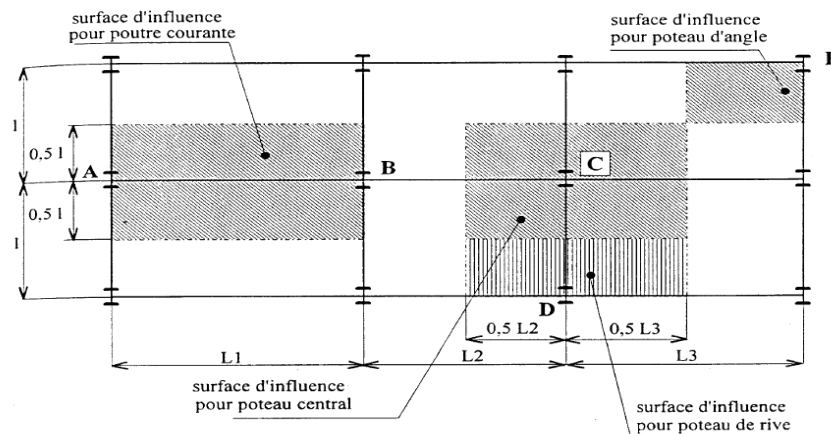


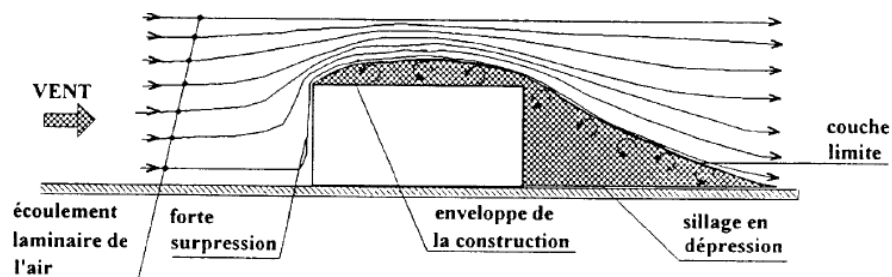
Figure 33 : Surfaces d'influence pour l'application de la charge d'exploitation à prendre en compte dans les calculs

À titre d'information, sont données au tableau ci-après les valeurs des charges d'exploitation usuellement prises en compte dans le calcul de certaines catégories de bâtiments.

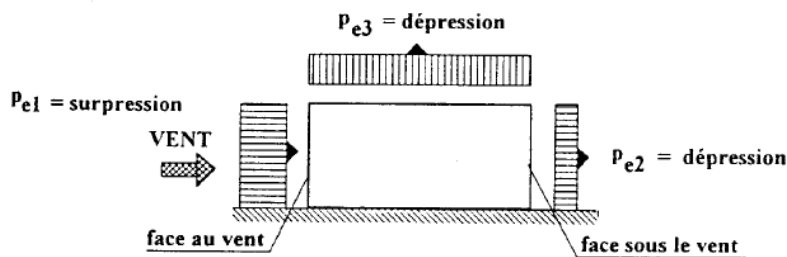
Nature du local ou de la charge	Valeur (daN/m <sup>2</sup> )
<b>Bureaux</b>	
• Bureau proprement dit	250
• Bureau paysagé	350
• Salle de réunion	250
• Salle de conférence ou de projection ( $\leq 50 \text{ m}^3$ )	350
• Circulation et escalier	250
• Bibliothèque (50 % d'occup. au sol du rayonnage)	800
• Archives (50 % d'occup. au sol du rayonnage)	600
<b>Bâtiments à usage d'habitation</b>	
• Logement, y compris combles aménageables	150
• Balcon	350
• Escalier, hall d'entrée, circulation	250
<b>Surface de vente</b>	
• Stockage des produits mis en vente	350
<b>Terrasse et toiture</b>	
• Terrasse privée accessible aux usagers	150
• Terrasse recevant du public (selon usage, restaurant, salle de spectacles...)	250 - 600
• Terrasse et toiture non accessibles recevant une étanchéité	100
• - Terrasse technique (en plus des équipements fixes)	150
• - Charge d'entretien sur couverture	100 daN placé aux 1/3 et 2/3 des portées

### 2.3 Les actions variables dues au vent

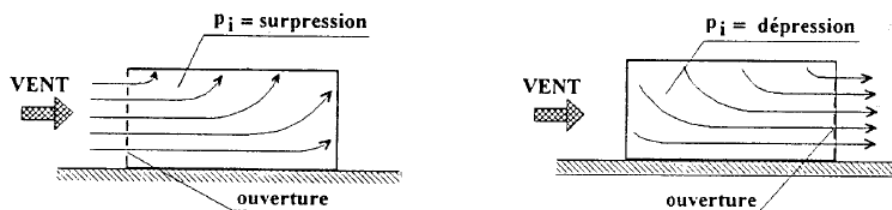
Considérons une construction exposée aux actions du vent. Ces actions se manifestent par des pressions exercées normalement aux surfaces. Ces pressions (figure 34 ci-dessous) peuvent être soit positives (surpression ou, tout simplement, « pression ») ou négatives (dépression ou « succion »).



a): écoulement d'air autour d'une construction



b): Pressions extérieures dues au vent



c): Pressions intérieures dues au vent

Figures 34: Effets du vent sur une construction

Le vent est susceptible de « frapper » les quatre faces d'une construction. On doit considérer tour à tour les pressions extérieures exercées sur les parois par le vent lorsque celui-ci provient des quatre directions géographiques (Nord, Sud, Est et ouest) (figure 35). On distingue d'abord les pressions extérieures qui agissent sur les faces de la construction: pignons, longs pans, versants. Si les faces sont « au vent », il s'exerce une pression sur celles-ci comptée positivement. Si elles sont « sous le vent », les faces seront soumises à des suctions comptées négativement

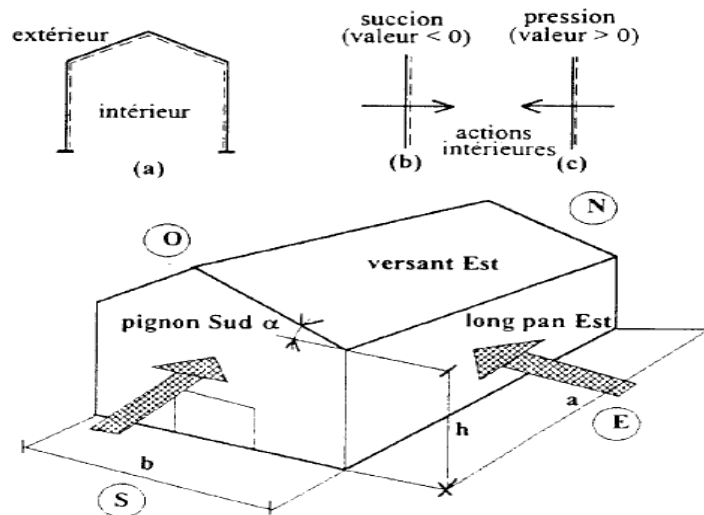


Figure 35 : terminologie des différentes façades de Hangars

Il existe également des pressions intérieures au bâtiment engendrées par le vent qui varient selon la perméabilité à l'air du bâtiment. Les parois intérieures sont soumises à des surpressions (lorsque la pression agit vers l'extérieur) ou à des dépressions (suctions agissant vers l'intérieur). Si l'action élémentaire unitaire intérieure exercée sur une paroi est orientée de la face extérieure vers la face intérieure, la valeur du coefficient de pression est négative. Si l'action élémentaire unitaire intérieure exercée sur une paroi est orientée de la face intérieure vers la face extérieure, la valeur du coefficient de pression est positive.

L'action résultante unitaire du vent sur une paroi est la combinaison des actions élémentaires unitaires sur chacune des faces de la paroi. Elle est donnée par l'expression algébrique suivante :

$$p = (c_e - c_i)q = c . q$$

Dans cette expression,  $c$  est le coefficient de pression unitaire résultant ;  $q$  est la pression du vent donnée en fonction de « la vitesse  $V$  du vent en mètre par seconde (m/s).

Les actions intérieures dépendent essentiellement de la perméabilité des parois. C'est ainsi que si toutes les parois et la toiture sont parfaitement étanches, il n'existera pas de pression intérieure du fait de l'écoulement du vent et la construction se comporte comme si le volume intérieur était plein.

Dans les constructions non étanches, la perméabilité (ouvertures, fenêtres, portes, etc.) peut influencer considérablement sur la pression intérieure. Cette dernière peut être soit positive soit négative selon la position des ouvertures prépondérantes dans l'enveloppe de la structure (façades et toiture) par rapport à la direction et au sens du vent. En effet, si le vent s'engouffre dans la construction, par des ouvertures face au vent, la pression intérieure est en surpression, donc positive (voir la figure 34c précédente). Si, au contraire, les ouvertures (portes ou fenêtres) se trouvent sur la face sous le vent,

l'air est aspiré hors de la construction, la construction est en dépression et la pression intérieure est négative.

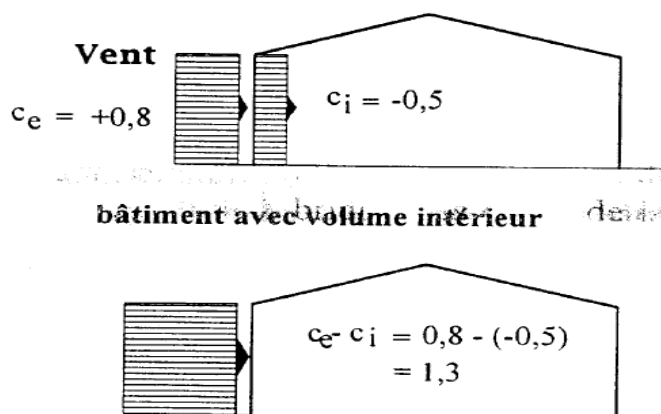
Les valeurs des pressions, appliquées normalement aux surfaces, dépendent de la direction, du sens et de l'intensité du vent, des endroits considérés de la construction, de la forme de la construction (géométrie), des ouvertures et de la position de ces ouvertures (portes, fenêtres, etc.). Pour l'exemple de la figure 35 précédente:

$$p_1 = (c_{pe1} - c_{pi})q ; p_2 = (c_{pe2} - c_{pi})q ; p_3 = (c_{pe3} - c_{pi})q$$

- $c_{pe1}$  coefficient de pression extérieure sur la façade au vent
- $c_{pe2}$  coefficient de pression extérieure sur la façade sous le vent
- $c_{pe3}$  coefficient de pression extérieure sur la toiture
- $c_{pi}$  coefficient de pression intérieure

Les valeurs de ces divers coefficients de pression sont données dans les codes Neige et vent tel le code algérien en vigueur : le RNVA2013.

Par ailleurs, lorsqu'on calcule les pressions unitaires résultantes sur chaque paroi d'une construction, il faut **cumuler de manière algébrique** les effets de la pression extérieure et de la pression intérieure. Par exemple, la paroi ci-contre est soumise à des forces d'entraînement unitaires qui valent dans ce cas 1,3 (daN/m<sup>2</sup>).



Par ailleurs, il est à noter que, dans certains cas (surfaces « longues » et rugueuses ou présentant des discontinuités de forme), on doit tenir compte d'actions d'entraînement du vent dues aux frottements entre l'air en écoulement sur les parois. Dans ce cas, il s'agit des surfaces parallèles au vent et non perpendiculaires.

## 2.4 Les actions variables dues à la neige

### 2.4.1 Charge de neige au sol

Les actions de la neige sur les constructions sont définies par rapport à une valeur de référence qui est la charge de neige sur le sol  $S_k$  par unité de surface.

Cette charge de neige dépend de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. A cet effet, le RNVA 2013 distingue quatre régions en Algérie. Il s'agit en l'occurrence des régions **A**, **B**, **C** et **D** dont les valeurs de neige au sol représentent une période de retour de 50 ans.

Le tableau 01 ci-dessous donne les valeurs de référence de la neige au sol en KN/m<sup>2</sup> selon les quatre régions, pour des altitudes inférieures ou égales à 2000 m. Au de la de 2000 m, le cahier des charges doit fixer les valeurs à prendre en compte.

Les valeurs de  $S_k$  (en KN /m<sup>2</sup>) sont déterminées par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude **H (en mètres)**.

Zones	A	B	C	D
$S_k$	$\frac{0.07H + 15}{100}$	$\frac{0.04H + 10}{100}$	$\frac{0.0325H}{100}$	Pas de charge de neige. Dans cette zone, les charges sont remplacées par celles dues aux sables.

Tableau 01 : valeurs de  $S_k$  en fonction de la zone et de l'altitude

### 2.4.2 Charge de neige sur les toitures

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en **projection horizontale** de toiture est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu * S_k \quad (\text{KN/m}^2)$$

$S$  : la charge de neige sur la toiture.

$S_k$  : La charge de la neige sur le sol.

$\mu$  : le coefficient de forme (à déterminer en fonction de la forme de la toiture)

### 2.4.3 Coefficients de forme des toitures

Les valeurs des coefficients  $\mu$  données ci-après concernent les toitures de formes courantes. Pour des formes particulières de toitures, le cahier de charge doit préciser la valeur à prendre en compte.

#### 2.4.3.1 Cas de charges

Ce coefficient de forme  $\mu$  varie selon les cas de charge : de **0.8**, pour les cas où il n'y a pas de risque d'accumulation de neige dû à la forme de la toiture, à **2.0** pour les toitures avec des obstacles locaux. Les différents cas de charge pris en compte par les différentes valeurs de  $\mu$  sont les suivants :

- Cas de charge répartie sur toute la surface (sans redistribution par le vent).
- Cas de charge non uniforme : distribution initiale non uniforme, accumulation localisée au droit d'un obstacle, distribution de neige affectant la répartition de la charge sur l'ensemble de la toiture, (par exemple lorsque la neige est transportée du côté au vent vers le côté sous le vent)..
- Cas de charge résultant d'une redistribution de la neige depuis une partie du bâtiment plus élevée (par glissement).
- Cas de charge répartie sur une partie quelconque de la surface, et la moitié de cette valeur répartie sur le reste de cette surface, de manière à produire l'effet le plus défavorable sur l'élément considéré.

### 2.4.3.2 Toitures en pente :

La figure 36 ci-dessous récapitule les différentes valeurs des coefficients de formes utilisés pour les différents cas de toitures en pente que nous allons traiter dans ce qui suit, à savoir :

- Toiture à un seul versant (utilisation de  $\mu_1$  uniquement) (voir figure 37)
- Toiture à deux versants (utilisation de  $\mu_1$  et de  $\mu_2$ ) (voir figure 38)
- Toiture à versants multiples (utilisation de  $\mu_1$ , de  $\mu_2$  et de  $\mu_3$ )

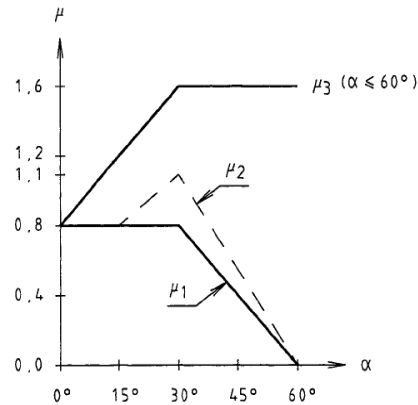


Figure 36 : Coefficients de forme utilisés dans les calculs des toitures en pente.

### 2.4.3.3 Cas des toitures à un versant :

Les coefficients de forme des toitures à un versant sans obstacle de retenue de la neige (la neige est supposée pouvoir tomber librement) sont donnés par le tableau 02 ci-dessous.

Dans le cas où une rive de la toiture se termine par un obstacle de retenue des neiges, telles que garde-corps, barrières à neige, ou autres, le coefficient de forme de la toiture ne peut être réduit à une valeur inférieure à 0.8.

Il convient de considérer les dispositions de charges suivantes (voir figure 37 ci-dessous) :

- cas de charge uniformément répartie (cas I) ;
- cas de charge uniformément répartie, appliquée sur la moitié la plus défavorable de la toiture (cas II).

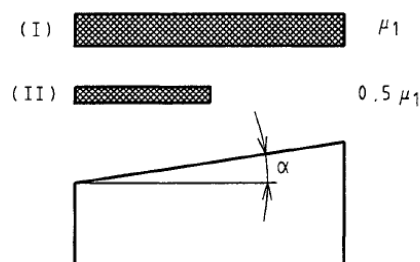


Figure 37 : Cas de charges pour toitures à un versant.



( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient $\mu$	0.8	$0.8 \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 02 : coefficient de forme – cas des toitures à un versant.

#### 2.4.3.4 Cas des toitures à deux versants :

Les coefficients de forme des toitures à deux versants sans obstacles de retenue sont donnés par le tableau 03 ci-dessous. Dans le cas où une rive de toiture se termine par un obstacle de retenue de la neige, le coefficient de forme de la toiture ne peut être réduit à une valeur inférieure à 0,8.

( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 15^\circ$	$15 < \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60$
coefficient $\mu_1$	0.8	0.8	$0.8 \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
coefficient $\mu_2$	0.8	$0.8 + 0.6 \left( \frac{\alpha - 15}{30} \right)$	$1.1 \cdot \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 03: coefficients de forme – cas des toitures à deux versants.

Les dispositions des charges à prendre en compte sont celles produisant les effets plus défavorables parmi les cas de la figure 38 ci-dessous.

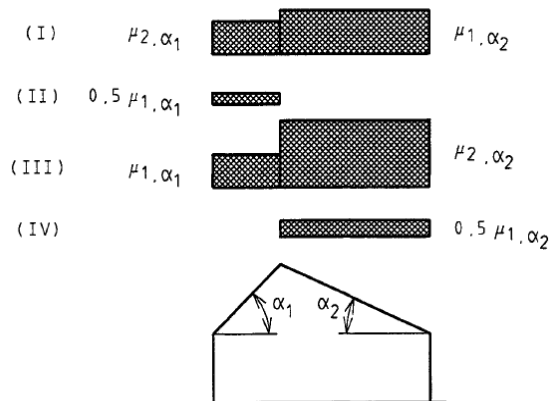
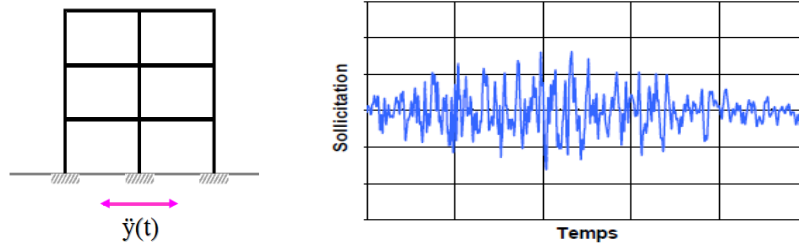


Figure 38 : cas de charges pour toitures à deux versants.

### 3. Les actions variables en situation accidentelles : le cas du séisme

#### 3.1 Aspects théoriques



Un séisme se manifeste par des mouvements horizontaux et verticaux des sols. Ces mouvements sont transmis aux fondations des constructions. Les constructions sont mises ainsi en vibration dynamique laquelle engendre des forces d'inertie dues à leur masse. Ce qui entraîne des sollicitations dans les éléments de structure des constructions.

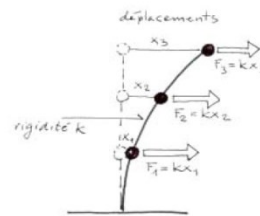
Or, la force d'inertie agissant sur un corps  $i$  est égale au produit de sa masse  $m_i$  par son accélération  $\gamma_i$  (2<sup>ème</sup> loi de Newton) :

$$F_i = m_i \cdot \gamma_i$$

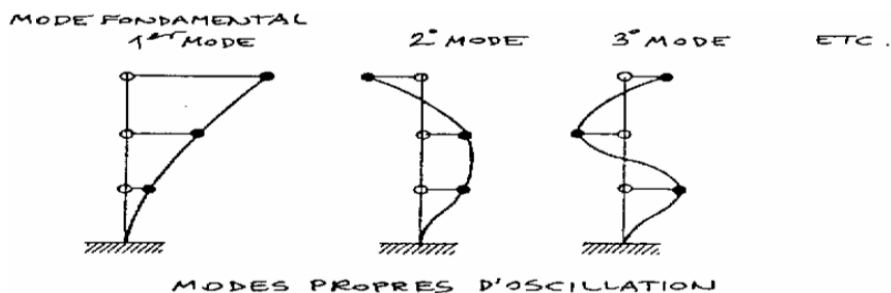
Les Forces d'inertie s'appliquent sur les masses de la construction. Dans le cas général, on considèrera que les masses sont concentrées dans les planchers. On peut constater que la réduction des masses permet de minimiser les sollicitations d'origine sismique. C'est le cas de certaines constructions métalliques légères sur lesquelles les forces sismiques (ou d'inertie) sont faibles.



Déplacements maximaux des planchers (1<sup>er</sup> mode)



Forces appliquées sur les planchers



Le mouvement d'oscillation d'une structure qui comporte plusieurs masses (planchers par exemple) étant complexe, pour l'analyser on le décompose en plusieurs modes d'oscillation :

- mode fondamental et modes supérieurs.
- Pour le mode fondamental, les diverses masses oscillent en phase.
- Pour les modes supérieurs, elles sont plus ou moins déphasées.

## 3.2 Ductilité et résistance sismique des structures métalliques

Généralement, les aciers de constructions métalliques vérifient les conditions de ductilité prévues par les codes de calcul (EC03, CCM97). Cette propriété donne aux profilés métalliques, de grandes capacités d'absorption et de dissipation de l'énergie.

En effet, suite aux observations effectuées après des tremblements de terre majeurs (notamment celui de Boumerdes du 21 Mai 2003), le caractère parasismique efficace des constructions métalliques a souvent été confirmé. Toutefois, des exceptions existent. A ce titre, les séismes de Northridge (USA), en 1994, et de Kobe (Japon), en 1995, constituent des références, où de nombreuses fissurations locales ont été observées dans certaines bâtiments à ossatures métalliques. Cela étant dit, on peut affirmer que les structures métalliques ne peuvent détenir le « label parasismique » qu'en présence de conceptions réfléchies permettant d'assurer le comportement global ductile recherché et de mise en œuvre soignée.

A cet effet, le projet de construction métallique en zone sismique devra favoriser la formation de zones dissipatives saines où pourront se développer des déformations locales ductiles.

## 3.3 Les prescriptions réglementaires du RPA 99version 2003

Les calculs selon les règles parasismiques algériennes RPA-99, sortent du cadre de ce cours. Nous nous limitons uniquement aux prescriptions du RPA relatives aux constructions métalliques.

### 3.3.1 *Principe de cohérence (vent/séisme)*

Pour tout système structural, quand l'une des combinaisons d'actions incluant l'action du vent produit des effets plus défavorables que ceux produits par les combinaisons incluant le séisme, le dimensionnement de ce système sera déterminé sur la base des combinaisons incluant le vent.; Néanmoins, les dispositions constructives, ainsi que les limitations prescrites par les règles du RPA pour ce système, demeurent applicables. Elles sont comme suit :

### 3.3.2 *Prescriptions relatives aux portiques autostables classés ductiles*

D'après le tableau 4.3 du RPA99, les portiques autostables sont classés soit comme ductiles, soit comme ordinaires. Toutefois, pour pouvoir être considéré comme ductile, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

- a) L'acier à utiliser doit avoir une bonne soudabilité
- b) Il doit satisfaire aux critères de ductilité, de raffermissement et d'allongement à la rupture suivants:
  - critère de ductilité :  $(\varepsilon_u/\varepsilon_y) \geq 20$
  - critère de raffermissement  $(f_u/f_y) \geq 1.2$
  - critère de l'allongement à la rupture  $\varepsilon_u \geq 15\%$
- c) Les limites d'élasticité réelles doivent avoir des variations suffisamment faibles pour ne pas remettre en cause l'emplacement prévu des rotules plastiques.
- d) **Les sections transversales doivent être de classe 01** : En effet, les parois des sections comprimées et /ou fléchies des éléments dans lesquels des rotules plastiques sont susceptibles de se former pendant les déformations inélastiques des portiques doivent avoir un rapport largeur sur épaisseur  $b/t$  suffisamment faible pour prévenir les voilements locaux prématurés. Des valeurs

maximales du rapport  $b/t$  pour des profils de section couramment utilisés, sont indiquées dans le tableau 04 ci-dessous ou bien tableau 8.1 du RPA 99.

Les profils concernés par le présent tableau 04 sont ceux **laminés à chaud**. Autrement dit, des sections transversales capables de former des rotules plastiques avec une grande capacité de rotation pour permettre le phénomène dit d'adaptation plastique où une redistribution favorable des efforts peut se produire dans la structure.



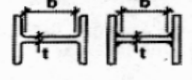
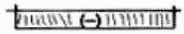
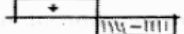


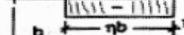
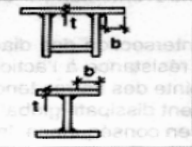
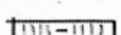
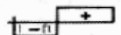
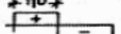
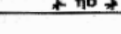
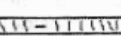
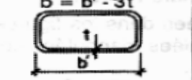
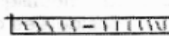
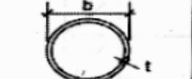
type de section	diagrammes des contraintes	$b/t$ max.
	 compression	$20 \epsilon$
	compression  flexion 	$33 \epsilon$ $72 \epsilon$
	compression  flexion 	$396 \epsilon$ $13 \eta^{-1}$ $36 \frac{\epsilon}{\eta}$
	compression  compression  flexion  compression  flexion 	$9 \epsilon$ $\frac{9 \epsilon}{\eta}$ $\frac{9 \epsilon}{\eta^{1.5}}$
	compression 	$33 \epsilon$
	compression	$50 \epsilon^2$

Tableau 04 ( ou tableau 8.1 du RPA 99) : les sections de classes 01 des portiques ductiles.

- e) Chaque assemblage poteau-poutre d'un portique autostable doit être de type rigide et être capable de développer dans la poutre la capacité plastique totale de cette dernière.
- f) Les assemblages boulonnés doivent être conçus, calculés et réalisés comme des assemblages utilisant des boulons précontraints à haute résistance et à serrage contrôlé.
- g) Pour les ouvrages d'importance majeure (groupes d'usage 1A et 1B) implantés en zone de forte sismicité (classée zone III), les cordons de soudure des assemblages soudés des portiques autostables doivent être contrôlés par des méthodes de contrôle non destructif, conformes aux normes en vigueur.

### 3.3.3 Conditions relatives aux portiques autostables classés ordinaires (non ductiles)

Les portiques autostables dont les parois des sections comprimées et/ou fléchies des éléments ont un rapport  $b/t$  ne respectant pas les critères des sections transversales **de classes 01** seront classés comme portiques autostables ordinaires (non ductiles).

### 3.3.4 Conditions relatives aux palées triangulées

Les aciers de construction utilisés dans les éléments des palées doivent respecter les mêmes conditions que celles données pour le cas des portiques autostables ductiles.

### 3.3.4.1 Palées triangulées concentriques

Les palées triangulées concentriques autorisées sont de 2 types:

- **Palées en X :** Dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.
- **Palées en V :** Dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. La résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendues et des barres comprimées. Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité..

A titre indicatif, les ossatures métalliques représentées dans les figures 39 et 40 qui suivent peuvent être considérées comme des palées triangulées centrées.

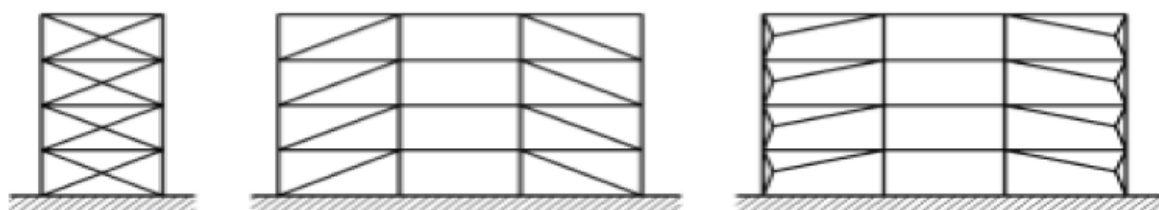


Figure 39 : Palées centrées en X

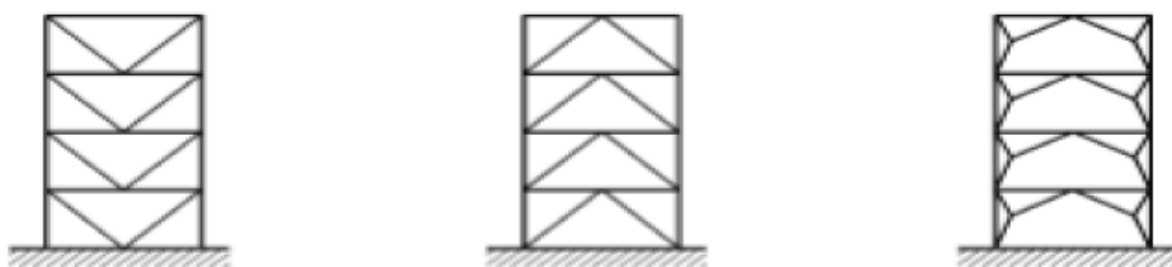


Figure 40 : Palées centrées en V

### 3.3.4.2 Ossatures avec triangulation à barres excentrées

Dans ce genre de structure, l'intersection des barres de contreventement peut être positionnée à n'importe quel point de la poutre, selon la configuration adoptée (figure 41). La dissipation de l'énergie sismique se réalise principalement par la plastification des barres tendues, mais elle peut également se produire par la formation, dans des tronçons sismiques, d'une rotule plastique opérant soit en flexion cyclique, soit en cisaillement cyclique. Il est donc essentiel d'opter pour des configurations qui assurent l'activation de tous les tronçons d'excentrement.

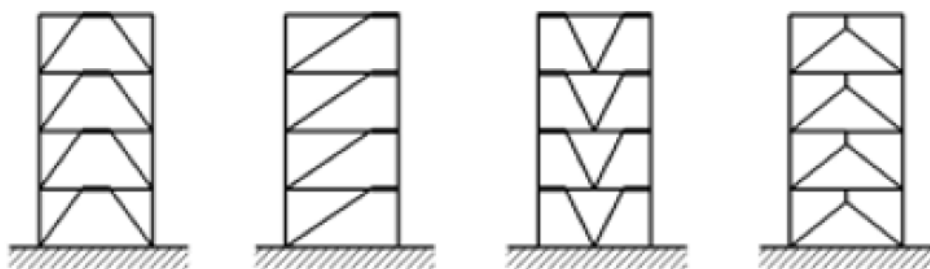


Figure 41 : Palées triangulées à barres excentrées

## 4. Les combinaisons d'actions

Rappelons que les actions permanentes sont les actions qui varient faiblement au cours du temps (ou de la vie de l'ouvrage) tel que le poids propre de la construction. En ce qui concerne les actions variables au cours du temps, on peut citer les surcharges d'exploitation ainsi que les actions climatiques telles que : le vent, la neige et les gradients thermiques. Pour les actions variables accidentelles, nous ne considérerons que les actions sismiques.

### 4.1 Combinaisons d'actions en situation durable

Lorsqu'elles sont combinées aux actions variables, les actions permanentes doivent être classées parmi l'une de ces deux catégories : favorable ou défavorable. En effet :

- l'action permanente doit être classée défavorable lorsqu'elle agit dans le sens contraire de la sécurité ou bien lorsque son effet conduit à la ruine de la structure. Dans ce cas, elle est notée  $G_{\max}$  et son coefficient de pondération doit être supérieur ou égal à 1
- l'action permanente doit être classée favorable lorsqu'elle agit dans le sens contraire de la ruine de la structure ou bien lorsque son effet consiste à augmenter la sécurité de la structure. Dans ce cas, elle est notée  $G_{\min}$  et son coefficient de pondération doit être inférieur ou égal à 1

#### 4.1.1 Combinaisons d'actions en situation durable à l'état limite ultime ELU

En situation durable, en plus de l'action permanente  $G$  (par exemple les poids propres des éléments supportés), plusieurs actions variables  $Q_i$  ( $i=1, N$ ) peuvent agir simultanément sur la structure. Toutefois, la probabilité que toutes ces actions variables atteignent leurs valeurs maximales en même temps reste très faible durant la vie de l'ouvrage. Les combinaisons simplifiées du CCM97 et de l'eurocode 03, ne considèrent que deux cas de chargement :

1<sup>er</sup> cas de chargement: cas où chaque action variable  $Q_i$  agit seule :

Dans ce cas, la combinaison d'actions à considérer à l'ELU est la suivante :

$$1.35 * G_{\max} + 1.00 * G_{\min} + 1.5 * Q_i$$

2<sup>ème</sup> cas de chargement: cas où plusieurs actions variables  $Q_i$  agissent simultanément :

Dans ce cas, la combinaison d'actions à considérer à l'ELU est la suivante :

$$1.35 * G_{\max} + 1.00 * G_{\min} + 1.35 * (\sum Q_i)$$

#### 4.1.2 Combinaisons d'actions en situation durable à l'état limite de service ELS

1<sup>er</sup> cas de chargement: cas où chaque action variable  $Q_i$  agit seule :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_i$$

2<sup>ème</sup> cas de chargement: cas où plusieurs actions variables  $Q_i$  agissent simultanément :

$$G_{\max} + G_{\min} + 0.9 * (\sum Q_i)$$

## 4.2 Combinaisons d'actions à L'ELU en situation accidentelle : cas du séisme

Les combinaisons d'actions à l'ELU fixées par les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003, sont comme suit :

$$G_{\max} + Q + E$$

$$G_{\max} + Q - E$$

$$0.8 * G_{\min} + E$$

$$0.8 * G_{\min} - E$$

Pour les poteaux dans les ossatures autostables, les combinaisons d'actions à considérer sont :

$$G_{\max} + Q + 1.2 * E$$

$$G_{\max} + Q - 1.2 * E$$

### Exemple 01 :

Soit le portique de manutention dont les dimensions et le schéma statique sont illustrés ci-dessous en figure 42. Ce portique est soumis à la fois aux actions suivantes.

- Le poids propre de la poutre centrale et des poteaux, d'intensité égale à 50KN, est représenté par une action stabilisatrice appliquée au milieu de la poutre, et agissant contre le renversement autour du point B. Cette action est donc considérée comme favorable et sera notée  $G_{\min}$ .
- Le poids propre de la poutre console, d'intensité égale à 20KN, est représenté par une action déstabilisatrice appliquée au milieu de cette console, et agissant dans le sens du renversement autour du point B. Cette action est donc considérée comme défavorable et sera notée  $G_{\max}$ .
- La pression du vent représentée par une force résultante horizontale  $W_1 = 25 \text{ KN}$  et une force résultante verticale de soulèvement notée  $W_2 = 10 \text{ KN}$
- Une charge verticale de manutention appliquée à l'extrémité de la poutre console et d'intensité  $Q=50\text{KN}$ .

Vérifier la stabilité de ce portique à l'état limite ultime (ELU) vis-à-vis du risque de renversement autour du point B.

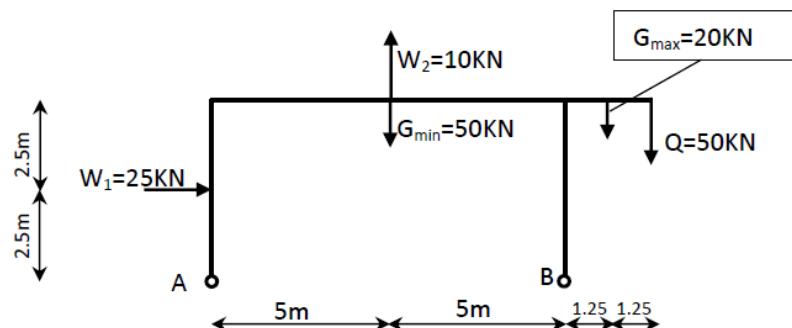


Figure 42 : Portique de manutention soumis à une charge permanente G et deux charges variables Q et W

Solution :

Il s'agit de vérifier la stabilité à travers le rapport :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1$$

Avec  $M_S$  : moment stabilisateur

Et  $M_R$  : moment de renversement autour du point B

Le calcul du moment stabilisateur  $M_S$  se fait comme suit :

$$M_S = G_{min} * 5.0 = 50 * 5 = 250KNm$$

Quant au moment de renversement, trois cas doivent être considérés :

**1<sup>er</sup> cas** : cas de la seule action variable de charge de manutention Q (en l'absence du vent)

$$M_{R_1} = 1.35 * G_{max} * 1.25 + 1.5 * Q * 2.5 = (1.35 * 20 * 1.25) + (1.5 * 50 * 2.5)$$

$$M_{R_1} = 221.25 KNm$$

Pour ce cas 1, on voit bien que :

$$\frac{M_S}{M_{R_1}} = \frac{250}{221.25} = 1.13 > 1 \text{ donc la stabilité est vérifiée pour ce 1<sup>er</sup> cas}$$

**2<sup>eme</sup> cas** : cas de la seule action variable du vent W (en l'absence de la charge de manutention Q)

$$M_{R_2} = 1.35 * G_{max} * 1.25 + 1.5 * (W_1 * 2.5 + W_2 * 5.0)$$

$$M_{R_2} = (1.35 * 20 * 1.25) + 1.5 * (25 * 2.5 + 10 * 5)$$

$$M_{R_2} = 202.5 KNm$$

Pour ce cas 2, on voit bien que :

$$\frac{M_S}{M_{R_2}} = \frac{250}{202.5} = 1.23 > 1 \text{ donc la stabilité est vérifiée pour ce 2<sup>eme</sup> cas}$$

**3<sup>eme</sup> cas** : cas de l'action simultanée des deux actions variables : le vent W et la charge de manutention Q

$$M_{R_3} = 1.35 * G_{max} * 1.25 + 1.35 * (Q * 2.5 + W_1 * 2.5 + W_2 * 5.0)$$

$$M_{R_3} = (1.35 * 20 * 1.25) + 1.35 * (50 * 2.5 + 25 * 2.5 + 10 * 5)$$

$$M_{R_3} = 354.38 KNm$$

Pour ce cas 3, on voit bien que :

$$\frac{M_S}{M_{R_3}} = \frac{250}{354.38} = 0.71 < 1 \text{ donc la stabilité n'est pas vérifiée pour ce 3<sup>eme</sup> cas}$$

Pour assurer la stabilité pour ce 3<sup>eme</sup> cas, il faut augmenter le moment stabilisateur  $M_S$  en créant un contrepoids au niveau du point A tel que :

$$M_{S_2} > M_{R_3}$$

Donc il est nécessaire de rajouter au moment stabilisateur  $M_S$  déjà existant la quantité  $\Delta M$  suivante :

$$\Delta M = M_{R_3} - M_S = 354.38 - 250 = 104.38 KNm$$



Ainsi le contrepoids ancré au point A, aura pour valeur minimale :

$$G_{min2} * 10 \geq \Delta M$$

Autrement dit :

$$G_{min2} \geq \frac{\Delta M}{10}$$

$$G_{min2} \geq \frac{104.38}{10} \Rightarrow G_{min2} \geq 10.438 \text{ KN}$$

Il faudra donc placer un contrepoids en A de valeur supérieur ou égal à 10.438 KN. Si on adopte un contrepoids de  $G_{min2} = 15 \text{ KN}$ , le nouveau moment stabilisateur

$$M_{S_2} = G_{min} * 5.0 + G_{min2} * 10 = 50 * 5 + 15 * 10 = 400 \text{ KNm}$$

Le nouveau rapport moment stabilisateur moment de renversement sera comme suit :

$$\frac{M_{S_2}}{M_{R_3}} = \frac{400}{354.38} = 1.13 > 1 \text{ donc la stabilité est vérifiée pour ce 3}^{eme} \text{ cas avec contrepoids}$$

### 4.3 Valeurs limites des déformations - calculs à l'état limite de service ELS

Si aucun choix n'est exprimé au niveau des cahiers des charges, le CCM97 recommande les limites suivantes et qui restent approximatives :

- Verticalement :
  - Toitures en général :  $f < \frac{l}{200}$  avec  $\delta_2 < \frac{l}{250}$
  - Planchers en général :  $f < \frac{l}{250}$  avec  $\delta_2 < \frac{l}{300}$
  - Planchers supportant des poteaux :  $f < \frac{l}{400}$  avec  $\delta_2 < \frac{l}{500}$

Sachant que (voir figure 43):  $f = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$

$f$ : flèche dans l'état final par rapport à la droite reliant les appuis

$\delta_0$ : pré-cintrage (contre-flèche) de la poutre non chargée

$\delta_1$ : variation de la flèche de la poutre due aux charges permanentes immédiatement après la mise en charge

$\delta_2$ : variation de la flèche de la poutre due aux charges variables augmentée de toute déformation dans le temps due aux charges permanentes.



Figure 43 : illustration des différentes variations de flèches.

- Horizontalement :
  - Poteaux de portiques en général :  $\Delta < \frac{l}{300}$
  - Poteaux de portiques avec pont roulant:  $\Delta < \frac{l}{500}$

**Exemple 02 :**

Calculer à l'ELS ou bien vérifier la flèche d'une poutre de toiture de type IPE160, isostatique de 05 mètres de portée supportant des charges uniformément réparties l'une permanente  $g=1\text{KN/ml}$  et l'autre d'exploitation  $q=4\text{KN/ml}$ . Prendre  $E=210000\text{MPa}$  et  $I=869\text{cm}^4$ .

**Solution**

- Calcul du précintrage (ou contre flèche)  $\delta_0=0$
- Calcul de la flèche due à  $g$  :

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \frac{gl^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{1 \cdot 10^{-2} \cdot 500^4}{21000 \cdot 869} = 0,446 \text{ cm}$$

- Calcul de la flèche due à  $q$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{5 \cdot 10^{-2} \cdot 500^4}{21000 \cdot 869} = 2,23 \text{ cm}$$

S'agissant d'une poutre de toiture, les vérifications à effectuer sont comme suit :

$$f < \frac{l}{200} \text{ avec } \delta_2 < \frac{l}{250}$$

Les valeurs des limites des flèches sont comme suit :

$$f < \frac{500}{200} \text{ et } \delta_2 < \frac{500}{250}$$

Ainsi  $f < 2,5\text{cm}$  et  $\delta_2 < 2\text{cm}$

Or  $f = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 = 0,446 + 2,23 - 0 = 2,676 \text{ cm} > 2,5 \text{ cm}$

Et  $\delta_2 = 2,23 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$

On voit bien que les limites des conditions de limitation des flèches sont dépassées. Il faut donc augmenter la section du profilé en adoptant un profilé directement supérieur tel qu'un IPE 180 pour lequel  $I=1317\text{cm}^4$ . Pour ce profilé, les conditions précédentes sont vérifiées.

## Chapitre 03 :

### Bases des calculs et de dimensionnements

#### 1. Introduction

En substitution aux anciennes règles CM66 et additif80, le CCM97 aujourd'hui en vigueur dans notre pays, constitue le premier règlement algérien de conception et de calcul de structures métalliques. Quant à l'Eurocode03, celui-ci a été élaboré dans le but d'harmoniser la conception des constructions métalliques au sein de l'Union Européenne.

Cela étant dit, il est à signaler qu'il existe neuf Eurocodes structuraux. Pour les structures en acier, les plus appropriés sont l'EC1, l'EC3 et l'EC4. L'Eurocode 1 (EC1) traite les actions. Il concerne principalement les chargements mais comprend aussi d'autres influences comme la température et les déformations imposées qui affectent le comportement de la structure. Toutes ces influences sont collectivement appelées "actions" dans les Eurocodes.

L'Eurocode 3 (EC3) et l'Eurocode 4 (EC4) traitent les structures en acier et les structures mixtes acier-béton respectivement. Pour ces dernières, leurs calculs sont régies par le DTR BC 2-4.10 intitulé « Conception et Dimensionnement des Structures Mixtes Acier-Béton : règles générales et règles pour les bâtiments ». Les autres Eurocodes traitent des structures composées d'autres matériaux, ou d'autres conditions plus spécifiques comme la résistance au séisme (EC08) ou le calcul géotechnique (EC07).

#### 2. Calculs aux états limites ultimes, de service et notions de sécurité

Les méthodes de calcul adoptées par les normes CCM97 sont fondées sur les principes de calcul aux états limites. En effet, ces principes exigent que des conditions de "ruine" spécifiques soient étudiées tant pour les conditions ultimes (effondrement) que de service (exploitation). Le caractère variable, principalement des actions et des matériaux, est pris en compte par des coefficients partiels de sécurité qui tiennent compte d'une marge de sécurité globale.

Par ailleurs, les règlement aussi bien le CCM97 que l'EC03, définissent trois situations de calcul (ou de projet); correspondant à l'utilisation normale de la structure (situation durable), à des situations provisoires, par exemple en cours de construction ou de réparation, et à des situations accidentelles (le séisme par exemple)

##### 2.1 Etats limites ultimes ELU

Les états limites ultimes concernent la sécurité de la structure, tels que sa résistance aux charges et son équilibre, lorsque celle-ci atteint un point où elle devient dangereuse pour l'usage auquel elle est destinée. Dans ce contexte, il est essentiel que l'ingénieur effectue des vérifications pour s'assurer que la résistance maximale d'une structure (ou d'un élément de la structure) dépasse les charges ou déformations maximales auxquelles elle sera soumise, avec une marge de sécurité raisonnable. Pour le calcul des structures en acier, les principaux aspects qui doivent être vérifiés sont la résistance (y compris la plasticité, le flambage et la formation d'un mécanisme de ruine) et l'équilibre statique global.

L'état limite ultime est examiné dans des conditions de charges pondérées. En général, les effets sur les éléments structuraux individuels sont déterminés par l'analyse de la structure. Ensuite, chaque

élément est traité comme une composante isolée pour vérifier sa résistance et sa stabilité. Les détails spécifiques des vérifications de résistance individuelles dépendent du type d'élément (par exemple, poutre, poteau).

## 2.2 Etats limites de service

Les états limites de service englobent les situations où la structure, bien qu'étant "fonctionnelle", commence à présenter un comportement insatisfaisant, par exemple des vibrations ou des déformations excessives. Il est donc nécessaire de réaliser des vérifications afin de garantir que la structure remplira de façon adéquate, sa fonction lorsqu'elle sera soumise à des charges de service ou d'exploitation. Ainsi, l'état limite de service consiste à contrôler que les déformations ne sont pas excessives dans des conditions d'utilisation normales. Dans certains cas, il peut également être indispensable de vérifier que la structure n'est pas exposée à des vibrations excessives. Les déformations et les vibrations sont associées à la rigidité plutôt qu'à la résistance de la structure.

## 2.3 Coefficients partiels de sécurité

Le calcul aux états limites intègre plusieurs coefficients partiels de sécurité afin d'établir une relation entre les valeurs caractéristiques, telles que les charges et la résistance, et les valeurs de calcul. En principe, la valeur d'un coefficient partiel de sécurité dépend du degré d'incertitude ou de variabilité statistique d'une quantité spécifique. Celle-ci concerne aussi bien les actions ou les propriétés matérielles. Essentiellement, les actions caractéristiques ( $F_k$ ) sont multipliées par les coefficients partiels de sécurité des actions ( $\gamma_F$ ) pour obtenir les charges de calcul ( $F_d$ ):

$$F_d = \gamma_F F_k$$

Les effets de l'application des charges de calcul sur la structure, c'est-à-dire le moment fléchissant, l'effort tranchant, etc. sont appelés "effets de calcul"  $E_d$ .

La résistance de calcul  $R_d$  s'obtient en divisant les résistances caractéristiques  $R_k$  par les coefficients partiels de sécurité du matériau  $\gamma_M$ . Pour un dimensionnement satisfaisant, il convient que la résistance de calcul soit supérieure à "l'effet de calcul".

## 3. Dimensionnement des éléments

En ce qui concerne le dimensionnement des éléments, les vérifications doivent être effectuées pour tous les éléments structuraux. Par exemple, les ossatures doivent être vérifiées en ce qui concerne :

- la résistance des sections transversales
- la résistance des éléments
- la résistance des assemblages
- la stabilité de l'ossature
- l'équilibre statique

Par ailleurs, les éléments tendus ne nécessitent qu'une vérification de la résistance des sections transversales.

## 4. Voilement local et classification des sections

Les profils de construction peuvent être considérés comme étant constitués d'un ensemble de parois distinctes. Les parois peuvent être internes (par ex. les âmes de poutres ouvertes ou les semelles de caissons) et d'autres sont en console (par ex. les semelles des profils ouverts et les ailes des cornières) (figure 44). Lorsqu'elles sont sollicitées en compression ces parois peuvent se voiler localement. Le voilement local au sein de la section transversale peut limiter la capacité de résistance aux sollicitations du profil en l'empêchant d'atteindre sa limite d'élasticité. La ruine prématurée (provoquée par les effets du voilement local) peut être évitée en limitant le rapport largeur/épaisseur - ou élancement - des parois individuelles au sein de la section transversale. Ceci constitue la base de l'approche par classification des sections transversales.

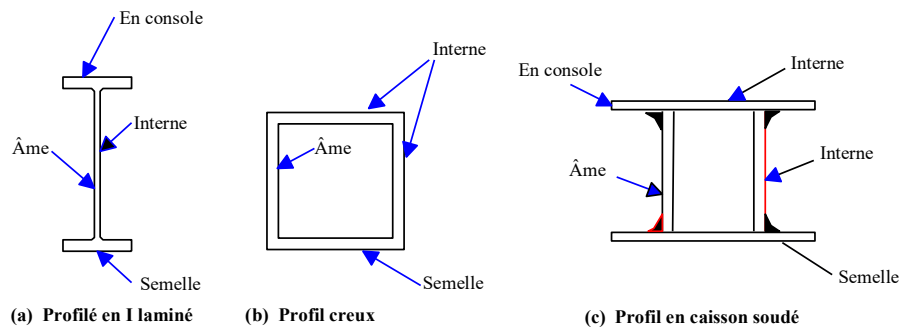
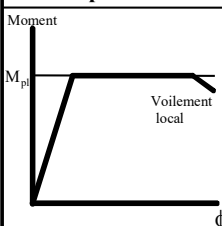
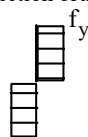
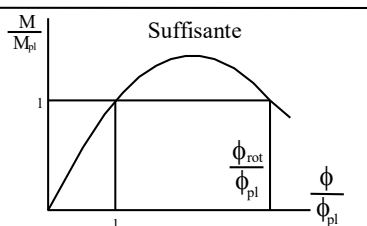
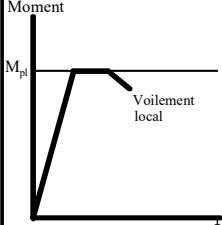
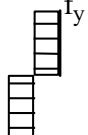
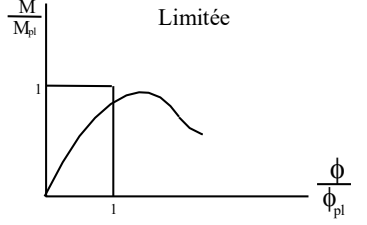
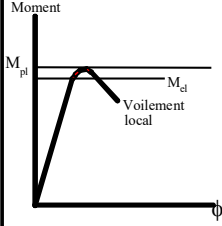
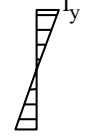
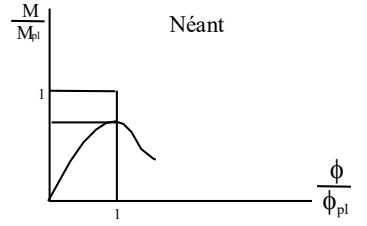
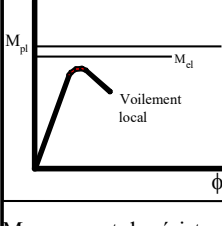

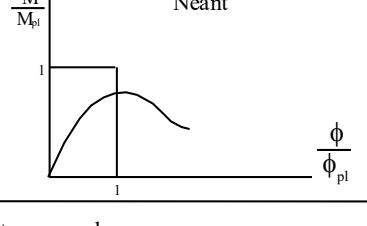


Figure 44: Parois internes et parois en saillie

L'EC3 définit quatre classes de sections transversales. La classe à laquelle appartient une section transversale particulière dépend de l'**élancement** de chaque paroi et de la **distribution des contraintes** de compression.

- **Les sections transversales de Classe 1** sont celles qui peuvent former une rotule plastique, et possèdent une grande capacité de rotation laquelle est exigée pour l'analyse plastique et ce, en donnant lieu à des redistributions favorables de moments fléchissant dans la structure (phénomène d'adaptation plastique).
- **Les sections transversales de Classe 2** sont celles qui, bien qu'elles soient capables de former une rotule plastique, ont une capacité de rotation limitée et ne conviennent donc pas pour les structures calculées par analyse plastique. En effet, ces sections ne peuvent permettre des redistributions favorables à cause de l'apparition du voilement local « immédiatement » après la formation de cette rotule.
- **Les sections transversales de Classe 3** sont celles où la contrainte calculée dans la fibre comprimée extrême peut atteindre la limite d'élasticité mais où le voilement local empêche le développement du moment résistant plastique. En effet, le voilement local apparaît « immédiatement » après la plastification des fibres extrêmes.
- **Les sections transversales de Classe 4** sont celles où le voilement local limite le moment résistant (ou la résistance à la compression pour les éléments sous charges normales). Ce voilement apparaît bien avant la plastification des fibres extrêmes.

Le Tableau 05 résume les classes en fonction du comportement, du moment de résistance et de la capacité de rotation.

Modèle de comportement	Mom.de résistance	Capacité de rotation	Classe
	Moment plastique sur section brute 		1
	Moment plastique sur section brute 		2
	Moment élastique sur section brute 		3
	Moment plastique sur section efficace 		4

$M_{el}$  moment de résistance élastique de la section transversale  
 $M_{pl}$  moment de résistance plastique de la section transversale  
 $M$  moment appliqué  
 $\phi$  rotation (courbure) de la section  
 $\phi_{pl}$  rotation (courbure) de la section exigée pour générer une distribution plastique totale des contraintes dans la section transversale

Tableau 05: Classifications des sections transversales en fct du moment résistant et de la capacité de rotation.

Le tableau 06 ci-dessous donne la classe des âmes de poutres ou parois internes perpendiculaire à l'axe de flexion. Le tableau 07 donne la classe des semelles de poutres ou parois internes parallèles à l'axe de flexion. Le tableau 08 donne la classe des semelles en console. Quant aux tableaux 09 et 10, ils donnent les localisations des zones efficaces pour parois en console et pour parois internes respectivement. Un premier exemple de profilé en C soumis à un effort de compression centré est présenté en figure 45 montrant les zones qui risquent de voiler ainsi que la section efficace correspondante. Le second exemple de la figure 46 illustre les zones susceptibles de voiler ainsi que les sections efficaces pour les profilés en double T et en caisson soumis à des moments fléchissants.

**Tableau 5.3.1 (Feuille 1) Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées**  
(a) Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme 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 <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\epsilon$	1	0,92	0,81

Tableau 06: Cas des âmes de poutres ou parois internes perpendiculaire à l'axe de flexion

**Tableau 5.3.1 (Feuille 2) Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées**  
(b) parois internes de semelles : (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 <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\epsilon$	1	0,92	0,81

Tableau 07: Cas des semelles de poutres ou parois internes parallèles à l'axe de flexion

Tableau 5.3.1		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(c) Parois de semelles en console :					
		<p style="text-align: center;">Sections laminées                      Sections soudées</p>			
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_G}$		
	soudées	$c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_G}$		
			Pour $k_G$ voir tableau 5.3.3		
		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		$\varepsilon$	1	0,92	0,81

Tableau 08 : Cas des semelles en console

Tableau 5.3.3		Parois comprimées en console			
Distribution de contraintes (compression positive)		Largeur 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 $k_G$	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 $k_G$	0,43	$\frac{0,578}{\psi + 0,34}$	1,70	$1,7 - 5 \psi + 17,1 \psi^2$	
				23,8	

Tableau 09: Localisation des zones efficaces pour parois en console



Tableau 5.3.2 Parois internes comprimées						
Distribution de contraintes (compression positive)			Largeur efficace $b_{eff}$ de la partie comprimée de paroi			
			$\psi = +1 :$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$			
			$0 \leq \psi < 1 :$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2b_{eff}}{5 - \psi}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$			
			$\psi < 0 :$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -2$
Coefficient de voilement $k_\sigma$	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 10 : Localisation des zones efficaces pour parois internes comprimées

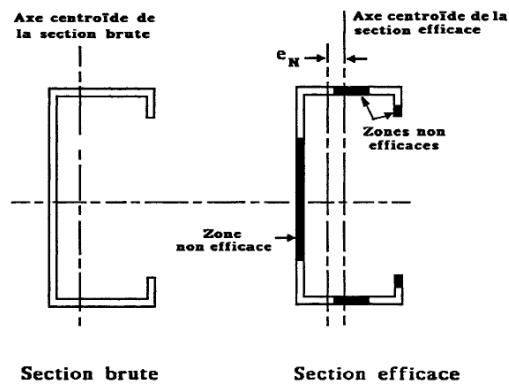


Figure 45 : Exemple de section efficace d'un profilé en C soumis à un effort de compression centré

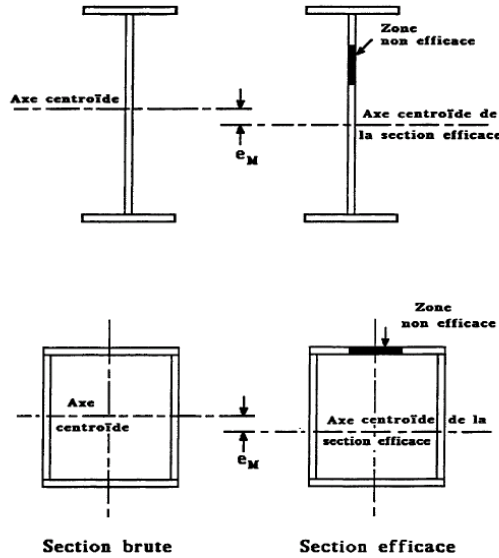


Figure 46 : Sections efficaces de profilés en double T et en caisson soumis à des moments fléchissants

## 5. Les éléments tendus

La résistance d'un élément tendu est calculée selon l'hypothèse que la section entière s'est plastifiée. La résistance de calcul pour un élément tendu est généralement prise égale à la plus petite des deux valeurs suivantes : la plastification de la section brute ou la rupture de la section nette.

Pour les éléments tendus assemblés sans boulons, la résistance de calcul à la traction de la section transversale est la résistance de calcul plastique de la section transversale brute.

$$N_{pl.Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (1)$$

$A$  représente l'aire brute de la section transversale

$f_y$  représente la limite élastique de l'acier

$\gamma_{M0} = 1.1$  pour le CCM97 ( $\gamma_{M0} = 1.0$  selon l'EC3 si acier agréé) représente le coefficient partiel de sécurité pour l'acier

Pour les éléments assemblés au moyen de boulons, la résistance de la section est affaiblie par la réduction de l'aire de section transversale due à la présence des trous et une vérification supplémentaire est exigée. Bien que les trous induisent des concentrations de contraintes la ductilité de l'acier permet de supposer qu'à l'état limite ultime la répartition des contraintes dans la section nette est uniforme. Ainsi, la résistance ultime de calcul de la section nette est prise égale à :

$$N_{u.Rd} = 0,9 \frac{A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (2)$$

$A_{net}$  ; représente l'aire nette de la section transversale

$f_u$  ; représente la résistance ultime à la traction de l'acier

$\gamma_{M2} = 1.25$  représente le coefficient partiel de sécurité pour la résistance de la section nette

Le facteur 0,9 est un coefficient de réduction prenant en compte les excentricités inévitables, les concentrations de contraintes etc. La résistance de calcul à la traction ( $N_{t,Rd}$ ) est donc prise égale à la plus petite valeur donnée par les relations 1 et 2 et comparée à la valeur de calcul de l'effort de traction appliquée ( $N_{t,Ed}$ ).

Pour les assemblages utilisant des boulons précontraints, la résistance plastique de calcul de la section nette ( $N_{net,Rd}$ ) est limitée à la plastification au niveau de la section nette, donc :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3)$$

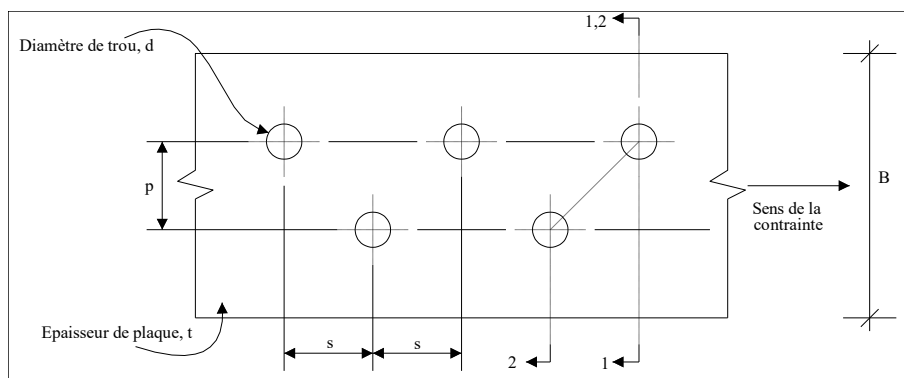
Dans le cas où un comportement ductile est exigé (pour le calcul sismique, par exemple), il est nécessaire de s'assurer que la condition limite correspond la plastification de la section brute et non à la ruine au niveau de la section nette. Donc,

$$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \quad (4)$$

Cette condition est satisfaite si

$$\frac{A_{net}}{A} \geq \frac{[f_y / f_u][\gamma_{M2} / \gamma_{M0}]}{0,9} \quad (5)$$

L'aire nette de la section transversale est l'aire brute diminuée des trous de fixation et autres ouvertures.



Sur la section 1-1,

$$\text{Aire nette} = Bt - dt \quad - \text{L'aire minimum est prise égale à } A_{net}$$

Sur la section 2-2,

$$\text{Aire nette} = Bt - 2dt + \frac{s^2 t}{4p} \quad - \text{L'aire minimum est prise égale à } A_{net}$$

- $s$  : espacement des centres des trous qui bordent l'intervalle considéré, mesuré parallèlement à l'axe de l'élément
- $p$  : espacement des trous perpendiculairement à l'axe de l'élément (pour les éléments comportant des trous dans plus d'un plan,  $p$  se mesure selon la ligne moyenne dans l'épaisseur de la section)

## 6. Vérification vis-à-vis de la flexion simple

Les poutres en acier peuvent souvent être dimensionnées simplement sur la base de la résistance aux moments fléchissants (en s'assurant que le moment de résistance de calcul de la section transversale choisie est supérieur au moment maximum appliqué) et de la rigidité, c'est-à-dire en vérifiant que la poutre ne présente pas une flèche susceptible d'affecter les considérations de bon fonctionnement en service. Les poutres empêchées de se déplacer latéralement sont dites "maintenues latéralement", et ne sont pas affectées par le flambement hors du plan (déversement).

Dans une poutre simple à travée unique, la ruine survient lorsque la valeur du moment fléchissant ( $M_{sd}$ ) dépasse le moment de résistance de la section transversale, dont la grandeur dépend de la forme du profil, de la résistance du matériau et de la classification de la section.

Dans les cas où l'effort tranchant exercé sur une section transversale peut être considéré comme assez faible pour que l'on puisse négliger son effet sur le moment de résistance de calcul, l'EC3 et le CCM97 fixent une valeur d'effort tranchant de 50% de la résistance de calcul plastique au cisaillement. Le moment de résistance de calcul ( $M_{c,Rd}$ ) peut alors être pris égal aux valeurs suivantes.

Pour les sections transversales de classe 1 ou 2, le moment de résistance plastique de calcul de la section brute :

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6)$$

Pour une section transversale de classe 3, le moment de résistance élastique de calcul de la section brute

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7)$$

Pour une section transversale de classe 4, le moment de résistance de calcul au voilement local des parois

$$M_{c,Rd} = M_{eff,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (8)$$

La vérification à la flexion pure est déterminante pour le dimensionnement de nombreuses poutres en acier, mais la résistance au cisaillement peut être significative pour les poutres courtes qui supportent des charges concentrées importantes. La figure 47 présente le schéma des contraintes de cisaillement dans un profil en I en supposant un comportement élastique. La majeure partie de l'effort tranchant est transmise par l'âme de la poutre. Étant donné que la variation de la contrainte de cisaillement dans l'âme est très faible, il est suffisamment précis, pour le dimensionnement, de supposer une contrainte de cisaillement moyenne sur toute la hauteur de l'âme.

L'acier en cisaillement se plastifie à une contrainte approximativement égale à  $(1/\sqrt{3}) f_y$ . Par conséquent, la valeur de calcul de l'effort tranchant ( $V_{sd}$ ) au niveau de chaque section transversale est comparée avec la résistance de calcul plastique au cisaillement,  $V_{pl,Rd}$ , de l'aire de cisaillement ( $A_v$ ).

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{(f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (9)$$

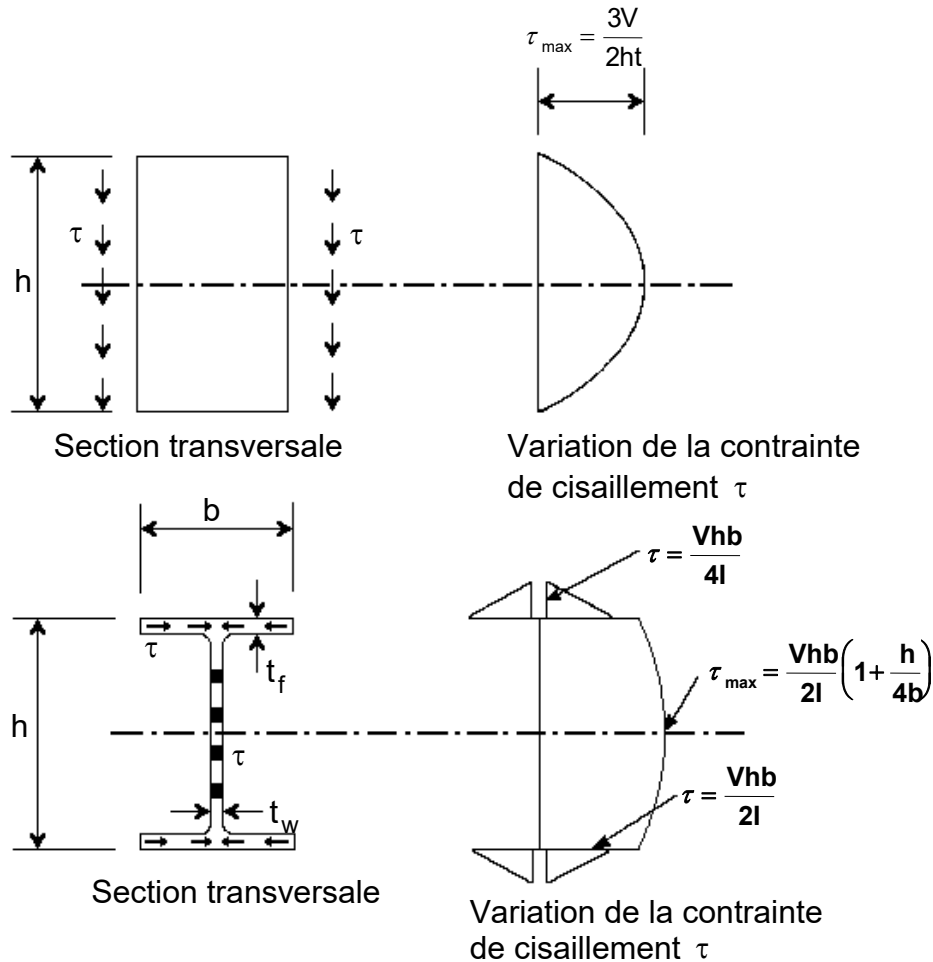


Figure 47: Répartition de l'effort tranchant dans les poutres de formes rectangulaires et en I

Lorsque l'effort tranchant de calcul ( $V_{sd}$ ) est supérieur à 50% de la résistance de calcul plastique au cisaillement ( $V_{pl,Rd}$ ), le moment de résistance de calcul de la section transversale est minoré pour prendre en compte l'interaction moment-effort tranchant. On suppose que, sous l'effet d'une combinaison de contraintes normales et de cisaillement, l'acier se plastifie conformément à la formule d'interaction suivante :

$$\left(\frac{\sigma}{f_y}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_y}\right)^2 = 1 \quad (10)$$

Lorsque la section transversale d'une poutre est soumise à la fois à une flexion et à un effort tranchant significatif, son dimensionnement est réalisé en utilisant une limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement.

$$f_{red} = (1-\rho).f_y$$

Cette résistance réduite adoptée par les deux règlements dépend du rapport de l'effort tranchant de calcul à la résistance de calcul plastique au cisaillement selon la relation

$$\rho = \left( \frac{2V_{Sd}}{V_{pl.Rd}} - 1 \right)^2 \quad (11)$$

Pour une section de poutre en I ou en H fléchie par rapport à son axe de forte inertie, le moment de résistance de calcul plastique réduit ( $M_{v.Rd}$ ) compte tenu de l'effort tranchant est

$$M_{v.Rd} = \left[ W_{pl} - \frac{\rho A_v^2}{4t_w} \right] \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{mais} \quad M_{v.Rd} \leq M_{c.Rd} \quad (12)$$

Les poutres fléchies selon les deux axes de la section transversale ont un axe neutre plastique incliné par rapport aux axes orthogonaux d'une valeur qui dépend du rapport des moments appliqués et de la forme précise de la section. La forme de l'interaction peut s'exprimer par :

$$\left[ \frac{M_{y.Sd}}{M_{c.yRd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z.Sd}}{M_{c.zRd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (13)$$

Les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  sont donnés pour diverses formes de section et tiennent compte de l'effort normal (article 5.4.8 du CCM97). En plus des vérifications de résistance décrites ci-dessus, il est également nécessaire de vérifier le comportement des poutres aux états limites de service.

## 7. Vérification vis-à-vis du risque de flambement simple (sous compression seule).

On utilise en général le terme "élément comprimé" pour décrire les composants structuraux soumis uniquement à des efforts normaux de compression. Ceci peut décrire les poteaux (dans des conditions de chargement particulières) mais fait référence en général aux barres comprimées et à extrémités articulées que l'on trouve dans les fermes, les poutres à treillis ou les éléments de contreventement. S'ils sont soumis à des moments fléchissants significatifs en plus des charges axiales, ces éléments sont appelés poutres-poteaux.

Ce paragraphe concerne les éléments simplement comprimés et, par conséquent, il concerne très peu les poteaux réels car les moments fléchissants ne sont en général pas négligeables. Néanmoins, les éléments comprimés représentent un cas élémentaire qui permet la compréhension des effets de la compression dans l'étude des éléments comprimés et fléchis. Parce que la plupart des éléments comprimés en acier sont assez élancés, un flambement peut se produire. Nous décrivons ici brièvement les différentes sortes d'éléments comprimés et expliquons le comportement tant des poteaux courts que des poteaux élancés. Les courbes de flambement utilisées pour le calcul des poteaux élancés sont également présentées.

Les poteaux courts, donc trapus, ont un élancement très faible, de telle sorte qu'ils ne sont pas affectés par un flambement global. Dans ce cas, la résistance à la compression de l'élément est dictée par la résistance à la compression de la section transversale, qui est fonction de la classification de la section. Les sections transversales de Classes 1, 2, 3 sont toutes insensibles au voilement local à ce niveau de la charge axiale et donc la résistance à la compression de calcul est prise égale à la résistance plastique de calcul de la section :

$$N_{c.Rd} = N_{pl.Rd} = A f_y / \gamma_{M0} \quad (14)$$

Pour les sections transversales de Classe 4, le voilement local dans une ou plusieurs parois de la section transversale empêche d'atteindre la charge d'écoulement plastique, et donc la résistance à la compression de calcul est limitée à la résistance au voilement local :

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_y / \gamma_{M1} \quad (15)$$

où  $A_{eff}$  représente l'aire de la section transversale efficace déterminée selon l'article 5.3.5..

Selon leur élancement, les poteaux montrent deux types de comportements différents : ceux qui sont très élancés présentent un comportement de flambement quasi élastique, tandis que ceux qui sont moyennement élancés sont très sensibles aux effets des imperfections.

Si  $\ell_{cr}$  représente la longueur critique de flambement, la charge critique d'Euler  $N_{cr}$  est égale à

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\ell_{cr}^2} \quad (16)$$

et il est possible de définir la contrainte critique d'Euler  $\sigma_{cr}$  comme

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{\ell_{cr}^2 A} \quad (17)$$

En introduisant le rayon de giration,  $i = \sqrt{I/A}$ , et l'élancement,  $\lambda = \ell_{cr}/i$ , pour le mode de flambement approprié, l'équation (17) devient:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (18)$$

En traçant la courbe  $\sigma_{cr}$  en fonction de  $\lambda$  sur un graphique (Figure 48), et en faisant apparaître la ligne horizontale représentant la plasticité parfaite,  $\sigma = f_y$ , il est intéressant de distinguer les zones idéalisées représentant la ruine par flambement de celles correspondant à la ruine par plastification. Le point d'intersection P des deux courbes représente la valeur théorique maximale de l'élancement d'un poteau comprimé jusqu'à la limite d'élasticité. Cet élancement limite, où  $\sigma_{cr}$  est égal à la limite d'élasticité de l'acier, est donné par l'expression :

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon \quad (19)$$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0,5} \quad (20)$$

Ainsi  $\lambda_1$  est égal à 93,9 pour la nuance d'acier S235, à 86,8 pour la nuance d'acier S275 et à 76,4 pour la nuance d'acier S355.

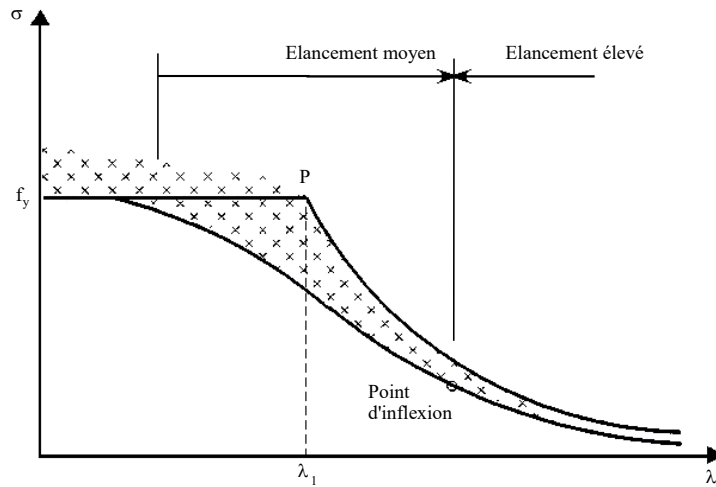


Figure 48 : courbe de flambement d'Euler et courbe réelle.

Le comportement réel des poteaux en acier diffère considérablement du comportement idéalisé décrit précédemment. En effet, les études expérimentales sur des poteaux réels ont montré des résultats représentés par des courbes situées en dessous des courbes d'Euler (figure 49). Cela démontre que les poteaux subissent un flambement avant d'atteindre la charge critique d'Euler en raison de diverses imperfections inhérentes à l'élément réel : défaut de rectitude initial, contraintes résiduelles, excentricité des forces normales appliquées et écrouissage. Toutes ces imperfections affectent le flambement et, par conséquent, la résistance ultime du poteau.

Ce comportement réel présente des différences plus prononcées par rapport à la courbe théorique dans la plage d'élancement moyen (qui représente les éléments les plus couramment utilisés) que dans la plage d'élancement élevé. La réduction la plus significative de la valeur théorique se produit près de la limite d'élancement critique  $\lambda_1$ .

L'EC3 définit l'élancement réduit (élancement normalisé)  $\bar{\lambda}$  de la façon suivante :

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0,5} \quad (21)$$

où  $\beta_A = 1$  pour les sections transversales de classes 1, 2, 3 et  $\beta_A = A_{\text{eff}} / A$  pour la classe 4.

La Figure 49 montre les courbes de flambement de la CECM (a,b,c et d). Elles donnent la valeur du coefficient de réduction  $\chi$  de la résistance du poteau en fonction de l'élancement réduit pour différents types de sections transversales (rapportée à différentes valeurs du facteur d'imperfection  $\alpha$ ).



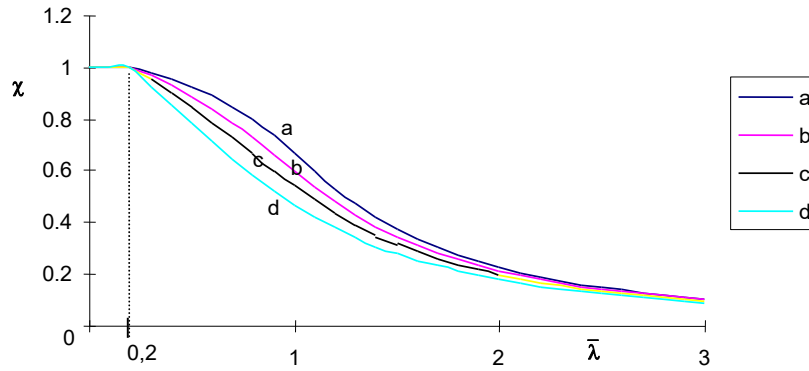


Figure 49 - Courbes de flambement de la CECM

L'EC3 exprime les courbes de la CECM par l'expression mathématique de  $\chi$  :

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \leq 1 \quad (22)$$

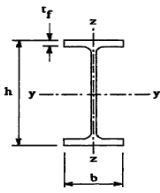
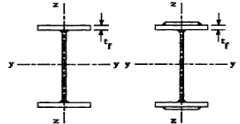

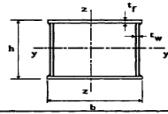

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (23)$$

Le Tableau 5.5.2 de l'EC3 donne des valeurs du coefficient de réduction  $\chi$  en fonction de l'élanement de réduit  $\bar{\lambda}$ . Le facteur d'imperfection  $\alpha$  dépend de la forme de la section transversale du poteau considérée, du sens dans lequel le flambement peut se produire (axe y ou axe z) et de la méthode de fabrication utilisée pour l'élément comprimé (laminé à chaud, soudé ou formé à froid). Les valeurs de  $\alpha$  augmentent avec les imperfections, sont données dans le Tableau 11.

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection $\alpha$	0,21	0,34	0,49	0,76

Tableau 11: Facteurs d'imperfection

Le Tableau 12 facilite la sélection de la courbe de flambement appropriée en fonction du type de section, qu'elle soit laminée ou formée à froid, de ses limites dimensionnelles et de l'axe sur lequel le flambement peut se produire. De même, ce Tableau 12 répertorie les courbes correspondant aux sections soudées, telles que les sections en I et les caissons.

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 	$h/b > 1,2$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
	$h/b \leq 1,2$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z y-y z-z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z y-y z-z	b c 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 $f_{ya}$ *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	quel qu'il soit y-y z-z	b 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

Tableau 12: choix des courbes de flambement

## 8. Vérification vis-à-vis du risque de flambement flexion (sous effort de compression et moment fléchissant).

Quand leurs liaisons sont rigides au niveau des sections d'extrémités, les poteaux sont alors soumis à une combinaison de flexion et de compression. Cette flexion accentue d'avantage le risque de flambement. Par la suite, la vérification doit être plus restrictive et ce, en tenant compte non seulement de l'intensité des efforts appliqués mais aussi de la distribution (ou bien de l'allure) des moments fléchissants le long de ce poteau.

### 8.1 Eléments comportant des sections de classe 01 et 02 :

L'approche choisie dans l'Eurocode 3 (supposant une flexion selon les axes y et z) consiste à utiliser:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (24)$$

où  $\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y, \chi_z)$  représente le facteur de réduction (pour le flambement des poteaux, et

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} \quad \text{mais } k_y \leq 1,5$$

Et 
$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{Sd}}{\chi_z A f_y} \text{ mais } k_z \leq 1,5$$

où  $k_y$  et  $k_z$  représentent des facteurs de modification.

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} - 1 \text{ mais } \mu_y \leq 0,90$$

Et 
$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} - 1 \text{ mais } \mu_z \leq 0,90$$

où  $\beta_{My}$  et  $\beta_{Mz}$  représentent des facteurs de moments uniformes équivalents prenant en compte la non uniformité du diagramme des moments, cf tableau 13.

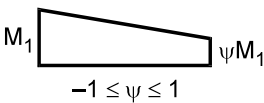
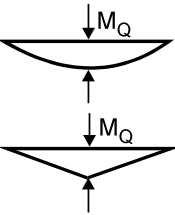
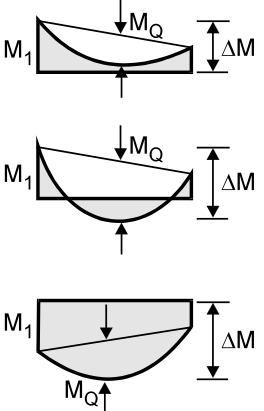
Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémité</p> 	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moments provoqués par les charges latérales dans le plan</p> 	<p>Pour une charge uniformément répartie: <math>\beta_{M,Q} = 1,3</math></p> <p>Pour une charge concentrée: <math>\beta_{M,Q} = 1,4</math></p>
<p>Moments provoqués par les charges latérales plus les moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p>où:</p> <p><math>M_Q =  \max M </math> provoqué par la charge latérale seule et <math>\Delta M =  \max M </math> pour diagramme des moments sans changement de signe</p> <p><math>\Delta M =  \max M  +  \min M </math> où le signe du diagramme des moments change</p>

Tableau 13 – Facteurs de moment uniforme équivalent  $\beta_M$

## 8.2 Eléments comportant des sections de classe 3

Les éléments comportant des sections transversales de classe 3 soumis à une flexion et à une charge axiale de compression doivent satisfaire l'expression:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y.Sd}}{W_{el.y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z.Sd}}{W_{el.z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (25)$$

On constate que la seule différence par rapport au cas précédent consiste uniquement à remplacer  $W_{pl}$  par  $W_{el}$ . Les autres expressions demeurent inchangées.

## 8.3 Eléments comportant des sections de classe 4

Les éléments comportant des sections transversales de classe 4 soumis à une flexion bi axiale et à une charge axiale doivent satisfaire l'expression:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A_{eff} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y (M_{y.Sd} + N_{Sd} e_{N.z})}{W_{eff.y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z (M_{z.Sd} + N_{Sd} e_{N.y})}{W_{eff.z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (26)$$

- $A_{eff}$  représente l'aire de section transversale efficace pour la compression pure
- $W_{eff.y}$  et  $W_{eff.z}$  représentent les modules de résistance efficace pour la flexion pure
- $e_{N.z,y}$  représentent les décalages d'axes neutres en comparant la section transversale brute avec la section transversale efficace (calculée en supposant une compression pure) utilisée pour prendre en compte le voilement local

# 9. Vérification vis-à-vis du risque de déversement

## 9.1 Cas des poutres soumises à la flexion seule

Les poutres fléchies selon l'axe de forte inertie peuvent présenter une ruine par instabilité dans le plan de faible inertie. Cette forme d'instabilité implique à la fois une flèche latérale de la partie de la poutre en compression et une rotation de torsion des sections - le déversement. Le moment appliqué atteint lorsqu'une poutre flambe par déversement, est appelé moment critique élastique de déversement. Une approche de dimensionnement de poutres exposées au déversement doit prendre en compte un grand nombre de facteurs - y compris la forme du profil, le degré de maintien latéral, le type de chargement, la distribution des moments fléchissants, les conditions de maintien aux appuis et les imperfections initiales.

La Figure 50 montre le déversement d'une poutre en I chargée par des moments d'extrémité. Cette poutre n'est pas maintenue latéralement sur sa longueur sauf à chaque extrémité où la flèche latérale et la rotation de torsion des sections sont empêchées, mais où leur rotation est libre à la fois dans le plan et hors du plan.

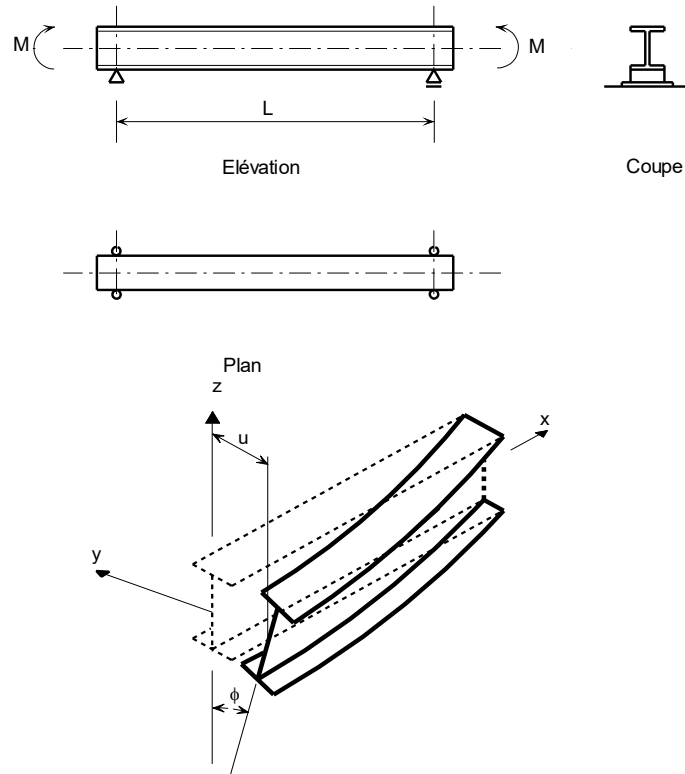


Figure 50 : déversement d'une poutre en I chargée par moments d'extrémités.

Le moment de calcul de résistance au déversement  $M_{b,Rd}$  d'une poutre non maintenue latéralement est donc pris égal à :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_w w_{pl,y} f_y / \gamma_{ml} \quad (27)$$

$$\text{Avec } \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad (28)$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (29)$$

où  $\alpha_{LT}$  représente un facteur d'imperfection, pris égal à 0,21 (courbe de flambement a) pour les profils laminés et à 0,49 (courbe c) pour les profils soudés (contraintes résiduelles plus élevées).

$\bar{\lambda}_{LT}$  est l'élanement réduit vis-à-vis du déversement. Il est défini comme suit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{M_{bRd} / M_{cr}}$$

Dans le cas d'une poutre à section transversale constante symétrique par rapport à l'axe de faible inertie pour une flexion suivant l'axe de forte inertie, le moment critique élastique de déversement est donné par la formule générale :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left\{ \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (F.2)$$

avec

$I_t$  = moment d'inertie de torsion

$I_w$  = moment d'inertie de gauchissement

$I_z$  = moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$L$  = longueur de la poutre entre points latéralement maintenus

$C_1, C_2$  et  $C_3$  sont des facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement,

$k$  et  $k_w$  facteurs de longueur effective.

$$z_g = z_a - z_s$$

$$z_j = z_s - \left[ 0,5 \int_A z (y^2 + z^2) dA \right] / I_y$$

$z_a$  = coordonnée du point d'application de la charge

$z_s$  = coordonnée du centre de cisaillement.

En convention, l'axe  $z$  est toujours orienté positivement du centre de torsion vers la semelle comprimée.

Les facteurs de longueur effective  $k$  et  $k_w$  varient de 0,5 pour un encastrement parfait à 1.0 pour des appuis simples, avec 0.7 pour une extrémité encastree et l'autre simplement appuyée.

Le facteur  $k$  concerne la rotation de l'extrémité en plan. Il est analogue au rapport  $l/L$  d'un élément comprimé.

Le facteur  $k_w$  concerne le gauchissement d'extrémité. A moins d'avoir pris des mesures spéciales d'encastrement vis-à-vis du gauchissement, il convient de prendre  $k_w$  égal à 1.0.

Les valeurs de  $C_1, C_2$  et  $C_3$  sont données aux tableaux B.1.1 et B.1.2 du CCM97 pour différents cas de charge, ainsi que l'indique la forme du diagramme du moment de flexion sur la longueur  $L$  entre appuis latéraux. Les valeurs en sont données pour différentes valeurs de  $k$ .

## 9.2 Cas d'éléments soumis à une combinaison d'effort de compression et de moments de flexion

### 9.2.1 Eléments comportant des sections de classe 01 et 02 :

L'article 5.5.4 du CCM97 utilise l'équation d'interaction suivante:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (30)$$

où  $\chi_z$  représente le facteur de réduction pour le flambement des poteaux selon l'axe faible,  $\chi_{LT}$  représente le facteur de réduction pour le déversement des poutres, et où  $\beta_{M,LT}$  est un facteur prenant en compte la non uniformité du diagramme des moments, (cf Tableau 13).

### 9.2.2 Eléments comportant des sections de classe 03 :

Les éléments comportant des sections transversales de classe 3 doivent satisfaire le critère suivant:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{el,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{el,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (31)$$

### 9.2.3 Eléments comportant des sections de classe 04

Pour les éléments ayant des sections transversales de classe 4, le critère à satisfaire est le suivant:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd} + N_{Sd} e_{N,z}}{\chi_{LT} W_{eff,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z (M_{z,Sd} + N_{Sd} e_{N,y})}{W_{eff,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (32)$$

## 10. Calcul d'assemblages

### 10.1 Généralités

La conception et le calcul d'assemblages revêtent une importance particulière. En effet, les constructeurs préfèrent une construction sous dimensionnée à une construction mal assemblée. Un sous dimensionnement conduirait en cas de chargements excessifs à des signes prémonitoires de rupture ductile en grandes déformations. Le déchargement de la structure puis le renforcement remettrait la structure en état de fonctionnement. Par contre, un mauvais assemblage, conduirait à une rupture brutale et inattendue, mettant en danger les occupants.

Il existe deux familles d'assembleurs : les boulons et les cordons de soudure. Toutefois, l'usage de pièces intermédiaires, telle que platine ou gousset, est indispensable.

Par ailleurs, les calculs étant basés sur les modes de transmission d'efforts, à savoir :

- La transmission par cisaillement : identifiée par l'empêchement du glissement relatif au niveau des surfaces de contact entre les pièces à assembler entre elles ou avec les pièces intermédiaires tel l'exemple du couvre joint d'âme ci-dessous illustrant les possibilités de transmission d'un moment fléchissant, d'un effort tranchant et d'un effort normal de traction (figure 51)

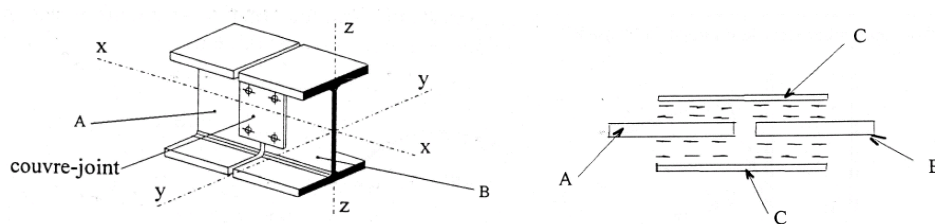
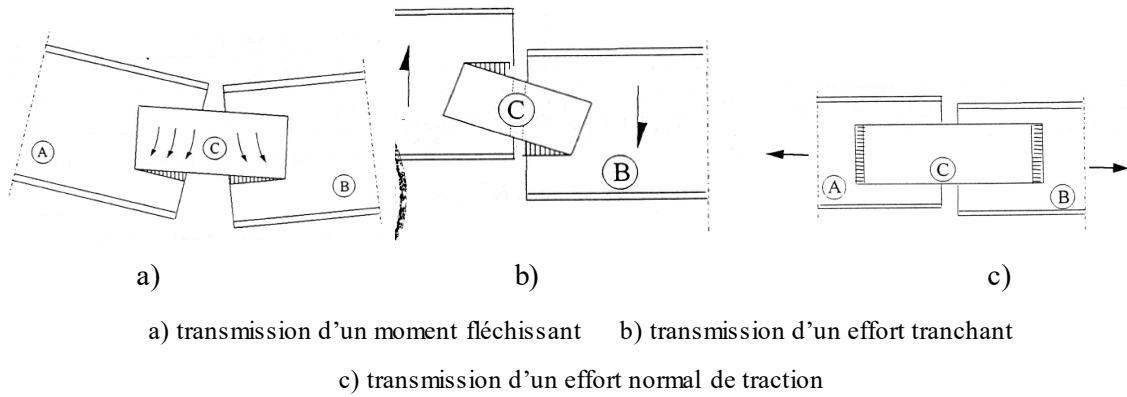


Figure 51: mode de transmission par cisaillement d'un couvre joint d'âme.



- La transmission par traction identifiée par l'empêchement du décollement au niveau des surfaces de contact des pièces à assembler (figure 52)

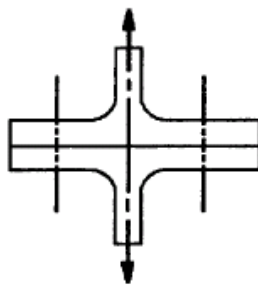


Figure 52: Exemple de mode de transmission par traction

- La transmission par traction et cisaillement identifiée l'empêchement simultané du glissement relatif et du décollement au niveau des surfaces de contact. (figure 53)

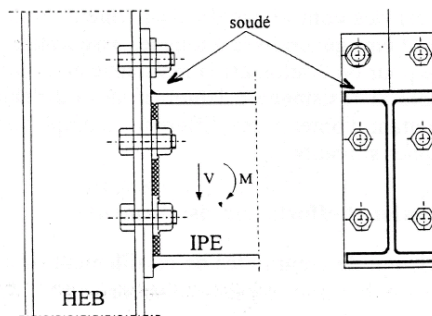


Figure 53 : Assemblage poteau poutre transmettant un effort tranchant et un moment fléchissant

Il est à noter que chaque mode de transmission d'efforts, lui correspond plusieurs modes de ruine vis-à-vis desquels des vérifications de résistance doivent être effectuées.

Par ailleurs, la conception de l'assemblage dépendra fortement de sa classification en assemblage rigide semi rigide ou articulé. Les assemblages semi rigides n'étant pas admis par le règlement parasismique en vigueur (RPA 99 version 2003), nous nous limiterons uniquement aux cas classiques d'assemblages rigides et articulés.

Il est également utile de rappeler les composants ainsi que la terminologie utilisée au niveau d'un boulon d'assemblage.



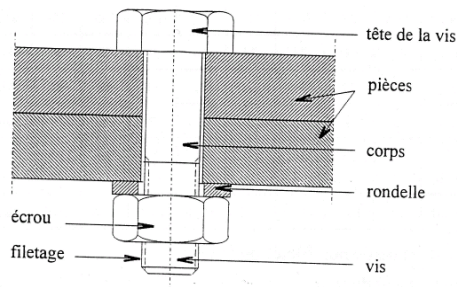


Figure 54 : composants et terminologie utilisés au niveau d'un boulon

Les principales caractéristiques géométriques des boulons sont représentées dans le tableau 14

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 <sub>0</sub> (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm <sup>2</sup> )	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
φ rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
φ clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10.14	> 14	-	-
cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	> 120	-	-
d <sub>m</sub> (mm)	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,60

Tableau 14 : Principales caractéristiques géométriques

d : diamètre de la partie non filetée de la vis ;

d<sub>0</sub> : diamètre nominal du trou ;

A : section nominale du boulon ;

A<sub>s</sub> : section résistante de la partie filetée ;

d<sub>m</sub> : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon.

En ce qui concerne les caractéristiques mécaniques, celles-ci sont représentées dans le tableau 15

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f <sub>yb</sub> (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f <sub>ub</sub> (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau 15 : Principales caractéristiques mécaniques.

## 10.2 Transmission d'efforts par cisaillement

Dans ces cas de figures, il existe deux modes de transmission d'efforts : la butée (boulons ordinaires) et le frottement (boulons précontraints).

### 10.2.1 Transmission par butées (ou boulons ordinaires)

Les risques de rupture associés à ce mode de transmission ainsi que les vérifications qui en découlent, résident dans ce qui suit :

➤ **Le cisaillement des boulons**

La vérification à faire :

$$F_{Vsd} \leq F_{VRd}$$

$F_{Vsd}$  : l'effort tranchant sollicitant de calcul revenant à un seul boulon

$F_{VRd}$  : l'effort tranchant résistant de calcul revenant à un seul boulon

$F_{VRd} = 0.6 A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{Mb}$  pour les classes de boulons ductiles à savoir : 4.6 ; 5.6 et 8.8

$F_{VRd} = 0.5 A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{Mb}$  pour les classes de boulons fragiles à savoir : 4.8 ; 5.8 ; 6.8 et 10.9

Avec  $\gamma_{Mb}$  : un coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 dans ce cas.

➤ **Rupture par pression diamétrale des pièces à assembler ou des pièces intermédiaires**

La vérification à faire consiste à vérifier que l'effort résultant dû aux pressions exercées latéralement par un boulon (à l'intérieur du trou de perçage) sur la paroi considérée, ne doit pas provoquer de rupture « par déchirement » en raison des possibilités suivantes :

- Epaisseur insuffisante de cette paroi
- Pince ou pas longitudinaux insuffisants
- Forte intensité de l'effort exercé en raison du nombre insuffisant de boulons

A cet effet, l'effort résistant :  $F_{b,Rd} = 2.5 \alpha \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb}$

Avec  $\gamma_{Mb}$  : un coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 dans ce cas.

➤ **Rupture en cisaillement de bloc** (article 6.5.2.2) où l'arrachement d'un « morceau » de la pièce à assembler se produit suivant deux lignes délimitées par les trous de perçage (figure 55)

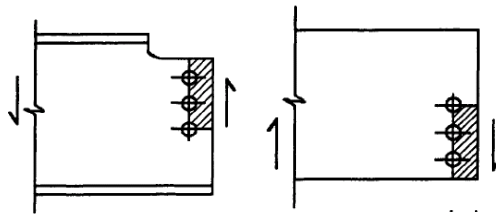


Figure 55 : illustration du phénomène de cisaillement de bloc

➤ **Rupture en section nette** : dans le cas où les éléments à assembler travaillent en traction

### 10.2.2 Transmission par frottements (ou boulons précontraints)

La résistance de calcul au glissement  $F_{s,Rd}$  par boulon est obtenue par la formule :

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{Ms}} F_{p,Cd}$$

Avec :

$F_{p,Cd}$  : précontrainte de calcul,

$\mu$  : coefficient de frottement, fonction du traitement de surface, donné par le tableau 16 ci-dessous :

Classe de la surface	Valeurs du coefficient de frottement $\mu$
<b>Classe A :</b> - Surfaces décapées par grenailage ou sablage, avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqûres de corrosion, - Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium, - Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garantissant un coefficient de frottement qui ne soit pas inférieur à 0.5.	0.5
<b>Classe B :</b> Surfaces décapées par grenailage ou sablage et recouvertes d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80 $\mu\text{m}$ .	0.4
<b>Classe C :</b> Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes.	0.3
<b>Classe D :</b> Surfaces non traitées.	0.2

Tableau 16 : valeurs du coefficient de frottement en fonction de la classe de traitement des surfaces de contact

$n$  : nombre d'interfaces de frottement,

$k_s$  : coefficient fonction des dimensions des trous et donné comme suit :

$k_s = 1.0$  lorsque les trous ont, dans toutes les plages des tolérances nominales normales.

$k_s = 0.85$  pour les trous surdimensionnés ou pour les trous oblongs et courts.

$k_s = 0.70$  pour les trous oblongs et longs.

$\gamma_{Ms}$  : coefficient partiel de sécurité ; les valeurs recommandées à utiliser sont :

$\gamma_{Ms,ult} = 1,25$  pour les résistances au glissement à l'ELU (état limite ultime)

$\gamma_{Ms,ult} = 1,40$  pour les résistances au glissement à l'ELU (état limite ultime) pour trous surdimensionnés et oblongs

$\gamma_{Ms,ser} = 1,10$  pour les résistances au glissement à l'ELS (état limite de service)

La précontrainte  $F_{p,Cd}$  doit être prise égale à :

$$F_{p,Cd} = 0,7 f_{ub} A_s \quad (2)$$

### 10.3 Transmission d'efforts par traction

La vérification à faire :

$$F_{tSd} \leq F_{tRd}$$

avec  $F_{t,Sd}$  : l'effort de traction sollicitant de calcul revenant à un seul boulon

$F_{t,Rd}$  : la résistance de calcul en traction par boulon est obtenue par la formule :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Avec  $\gamma_{Mb}$  : un coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.50 dans ce cas.

Cette vérification s'applique aussi bien pour les boulons ordinaires que précontraints. Toutefois, la principale différence réside dans le comportement où lorsque les boulons sont précontraints 80 % de l'effort de traction appliqué est repris par les pièces en contact. Ceci est particulièrement utile en cas de chargement cyclique où le risque de rupture vis-à-vis de la fatigue devient imminent.

Une autre vérification vis-à-vis du risque de poinçonnement des pièces à assembler est importante. A cet effet, l'effort de traction appliqué ne doit pas dépasser l'effort résistant  $B_{p,Rd}$ , telle que :

$$F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd}$$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t f_u / \gamma_{Mb}$$

Avec  $\gamma_{Mb}$  : un coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 dans ce cas.

## 10.4 Transmission d'efforts par traction et cisaillement

### 10.4.1 Cas des boulons ordinaires :

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1$$

avec une vérification supplémentaire  $F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd}$

Avec  $\gamma_{Mb} := 1.50$  pour  $F_{t,Rd}$  et  $\gamma_{Mb} := 1.25$  pour  $F_{v,Rd}$

Par ailleurs, il est également nécessaire de vérifier les risques de rupture vis-à-vis:

- de la pression diamétrale
- du cisaillement de bloc
- et du poinçonnement.

### 10.4.2 Cas des boulons précontraints :

La résistance au glissement est affectée de manière défavorable par la présence de l'effort de traction. En effet, on sait que la transmission par cisaillement se fait par frottement donc par pression de contact. Or cette pression est diminuée par les forces extérieures exercées sur les boulons.

Sachant que la plaque équilibre environ 80 % de la force extérieure, la pression de contact :

$$F_c = F_{ped} - 0.8 F_t$$

Elle doit être en conséquence calculée par les relations suivantes. La résistance au glissement à l'ELU :

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{Ms,ult}} (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Sd})$$

La résistance au glissement à l'ELS :

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M,ser}} (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Sd,ser})$$

### 10.5 Les assemblages soudés : Calcul des cordons de soudure

Dans ce qui suit, nous ne traiterons que l'aspect lié aux calcul et dimensionnement des cordons de soudure.

Selon la géométrie des pièces à assembler, il existe plusieurs types de cordons : d'angles, en entaille, en bout à pleine pénétration, en bout à pénétration partielle, et en bouchon (voir le tableau 12 ci dessous).

Tableau 6.6.1 Types courants d'assemblages soudés			
Type de soudure	Type d'assemblage		
	assemblage bout-à-bout	assemblage en T	assemblage à clin
soudure d'angle			
soudure en entaille			
soudure en bout à pleine pénétration*)	 V simple  V double  U simple  U double	 demi V simple  demi V double  J simple  J double	
soudure en bout à pénétration partielle*)	 V double  U double	 demi V double	
soudure en bouchon			

Tableau 12 : Types courants d'assemblages soudés.

Toutefois, du point de vue des calculs, et moyennant une définition appropriée des plans critiques pour chaque type de cordon, nous pouvons retenir essentiellement deux types, à savoir :

- Les soudures en bout à pleine pénétration où aucun calcul de résistance n'est nécessaire, pour peu qu'il assure la continuité de la matière sur toute l'épaisseur des pièces à assembler et que le métal d'apport ait une résistance au moins égale à celle du métal de base.
- Les cordons d'angle : lesquels peuvent être vérifiés par deux méthodes : la méthode réelle et la méthode simplifiée. La méthode réelle est la plus précise. Toutefois, elle nécessite des calculs plus développés, et qui consistent à faire des projections de contraintes normales et tangentielles sur un repère tridimensionnel lié au plan critique. Ensuite, la vérification du cordon se fait vis-à-vis du critère de rupture de Von Mises. Quant à la méthode simplifiée, celle-ci est moins précise que la précédente. Elle est cependant plus facile à utiliser et ses résultats mettent d'avantage en sécurité. Elle est brièvement exposée ci-dessous.

La méthode simplifiée est basée sur des résultats expérimentaux obtenus suite à l'étude du comportement réel d'un cordon d'angle en fonction de la direction de l'effort auquel il est soumis (figure 56). En effet, en fonction de l'orientation du cordon par rapport à la direction de l'effort  $P$  appliqué, il est relevé sur cette figure des comportements différents allant du cordon frontal ( $\theta=90^\circ$  où la résistance est maximale mais en contrepartie la ductilité est minimale) au cordon latéral ( $\theta=0^\circ$  où la résistance est minimale mais en contrepartie la ductilité est maximale)

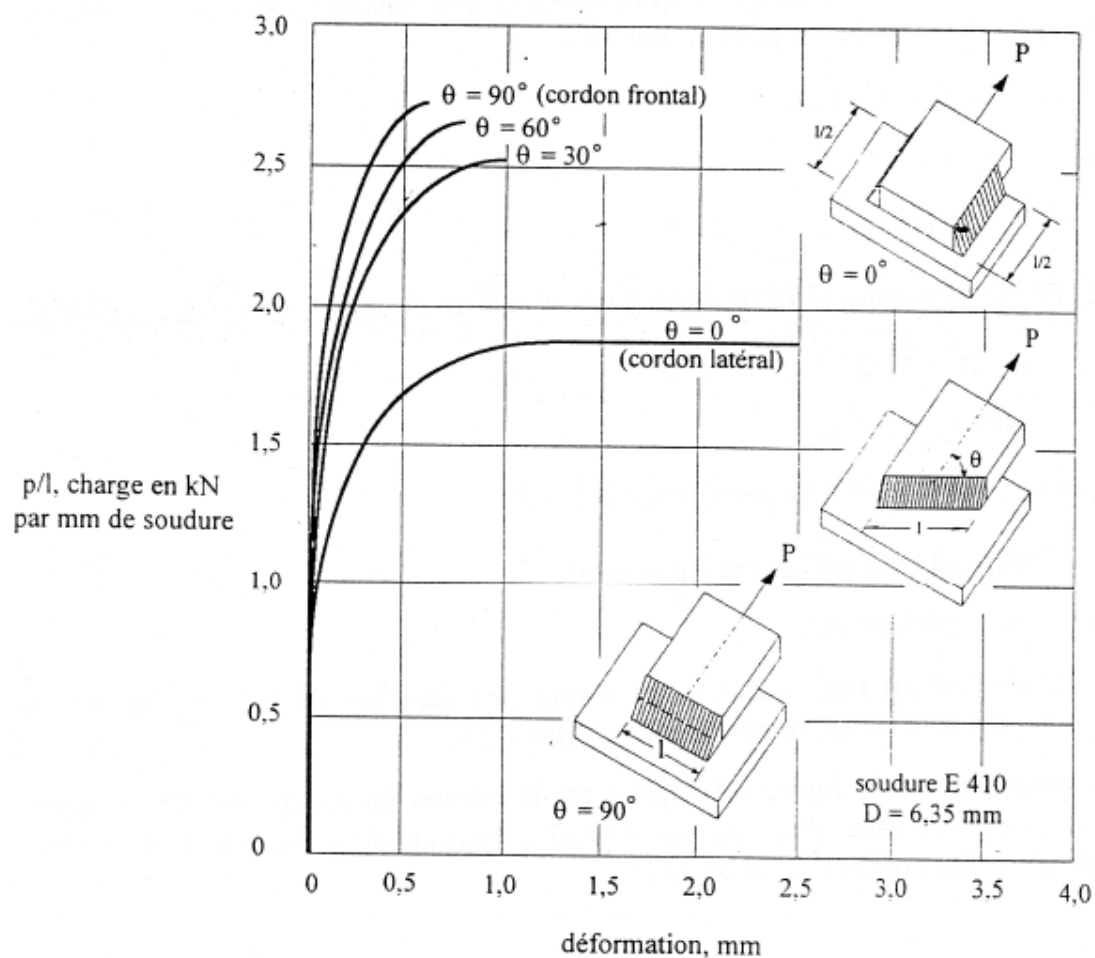


Figure 56 : Résistance des soudures d'angle

Ainsi, les courbes tracées sur cette figure 56 montre que le cordon latéral est celui qui résiste le moins. En effet, la valeur de sa résistance constitue la borne inférieure des résistances des cordons de soudure.

Cela étant dit, quel que soit l'orientation du cordon considéré, le principe de la méthode simplifiée consiste à supposer, le cordon comme étant latéral. Par conséquent, les contraintes développées dans le plan critique seront supposées réduites uniquement aux contraintes tangentielles longitudinales. La vérification de cette contrainte peut s'écrire :

$$\tau \leq f_{v,wd} \text{ avec } f_{v,wd} = \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3}}$$

Et l'effort résistant de calcul pour un cordon de gorge a et de longueur L vaut  $F_{w,Rd}$  :

$$F_{w,Rd} = a.L.f_{v,wd} = a.L.f_u / (\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3})$$

Finalement, quelle que soit la direction de l'effort sollicitant  $F_{wsd}$  par rapport au cordon, on doit vérifier :

$$F_{wsd} \leq F_{w,Rd}$$

Par ailleurs, en ce qui concerne la gorge a, celle-ci doit faire l'objet d'un prédimensionnement, et ce, afin d'assurer que l'apport d'énergie apporté lors du soudage soit suffisant pour faire fondre localement le métal de base, d'une part. Et d'autre part, une gorge surdimensionnée est synonyme de grande quantité de chaleur susceptible de fondre excessivement les pièces à assembler. Il faut alors trouver un compromis entre ces deux extrêmes de manière à obtenir un cordon qui satisfait ces deux exigences.

Une méthode pratique de prédimensionnement de la gorge est donnée en figure 58. Il s'agira ensuite de vérifier les résistances réglementaires.

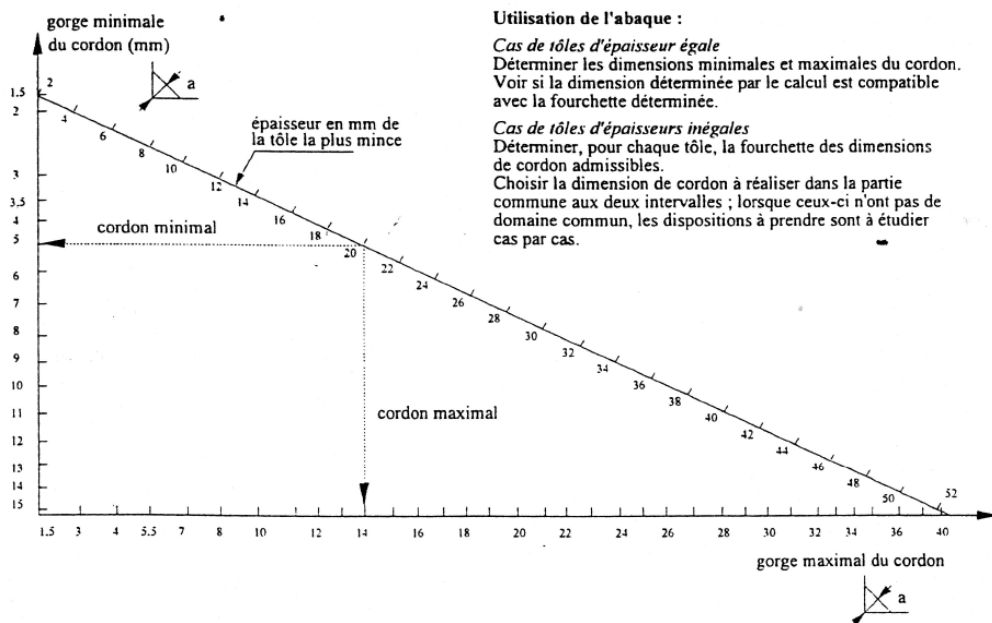


Figure 58 : Abaque de prédimensionnement de la gorge a.

# Chapitre 04

## Conception et calcul des halles industrielles métalliques

### 1. Introduction

Les halles industrielles sont fréquemment réalisées avec des ossatures métalliques. Légères, et de portées assez longues, celles-ci (ces ossatures) engendrent souvent de grandes surfaces exposées au vent. Ainsi, le problème de stabilisation (ou de contreventement) de ce type de structure s'avère d'une grande importance. Dans ce chapitre, l'accent sera mis sur le rôle joué par les systèmes de stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux d'origines diverses (vent, séisme ou autres actions), aussi bien en phase d'exploitation du bâtiment qu'en phase de montage.

Malgré sa conception tridimensionnelle, on montre que l'on peut concevoir et calculer cette ossature à partir d'une modélisation simplifiée de structures planes situées selon les deux directions principales, par exemple : longitudinale et transversale.

Le système de contreventement doit être élaboré avant d'entreprendre toute démarche de dimensionnement ou de vérification. Il devrait être intégré dès les premières phases de conception de la structure.

### 2. Rôle des systèmes de contreventement

Les contreventements remplissent des fonctions principales suivantes :

- **Transmettre les charges horizontales aux fondations** : Ils sont chargés de reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts résultant des actions latérales ou horizontales, engendrées par divers facteurs tels que le vent, les séismes, les forces de freinage des ponts roulants, et la poussée des terres.
- **Limiter les déformations importantes** : Ils sont conçus pour empêcher d'importantes déformations ou pour limiter les déplacements horizontaux résultant de ces actions.
- **Prévenir les phénomènes d'instabilité** : Les contreventements jouent un rôle crucial dans la prévention des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. Ils accomplissent cela en diminuant les longueurs de flambement des poteaux et en agissant parfois comme des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées des poutres et des portiques, minimisant ainsi le risque de déversement.
- **Gérer les problèmes de vibration** : Ils occupent également une place importante dans la gestion des problèmes de vibration de la construction dans son ensemble, ou dans des éléments élançés de celle-ci. Cela se réalise en modifiant la période fondamentale, contribuant ainsi à éviter le phénomène de résonance.

### 3. Les techniques de contreventement des ossatures

#### 3.1 Terminologie et désignations des systèmes de contreventements

Les contreventements sont définis selon leur direction par rapport à celle du vent (**longitudinal** ou **transversal**), leur position dans l'espace (**vertical** ou **horizontal**) et leur emplacement dans la structure (**façade** ou **toiture**) (figure 59). Ainsi, pour désigner avec précision un contreventement, il



est nécessaire de préciser trois conditions, par exemple : « **contreventement longitudinal vertical de façade** ». Le terme « contreventement longitudinal » ou « contreventement transversal » se rapporte à la direction particulière du bâtiment. Par exemple, le contreventement longitudinal est celui qui reprend les efforts longitudinaux s'exerçant sur la structure, en particulier les pressions dues à un vent soufflant dans le sens longitudinal du bâtiment.

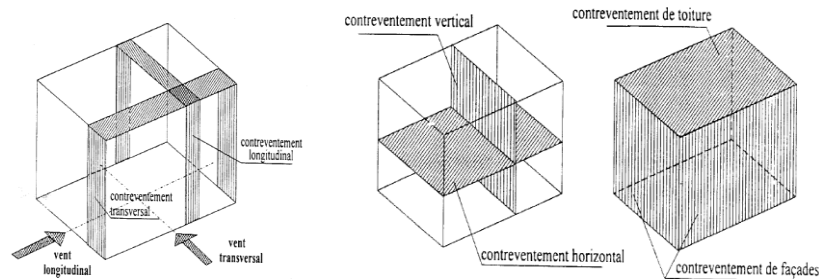


Figure 60 : différentes terminologies des contreventements existants dans les ossatures

### 3.2 Le principe de rigidification d'un panneau

Comme déjà précisé au chapitre 01, une ossature poteaux/poutres dont tous les assemblages (nœuds) sont articulés est *instable* : un effort horizontal faible provoquerait son effondrement (figure 61 ci-dessous)

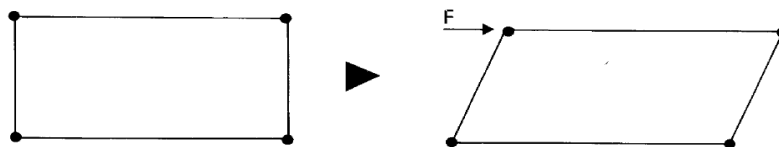


Figure 61 : Panneau instable à cause des quatre articulations

Afin d'assurer la stabilité de cette ossature, il est impératif de la contreventer, c'est-à-dire de la rendre limiter ses déformations.

A cet effet, quatre approches peuvent être utilisées :

1. **Rigidification des Nœuds** : Il s'agit de renforcer un ou plusieurs nœuds par un assemblage ou une liaison rigide, comme dans le cas du portique autostable ou du cadre rigide.
2. **Triangulation Intérieure avec des Barres Droites** : Une triangulation interne du panneau à l'aide de barres droites, comme observé dans le cas de la palée triangulée déjà expliquée au chapitre 01 .
3. **Remplissage du Panneau par un Élément Rigide dans son Plan** : Cette méthode implique le remplissage du panneau constitué de deux poteaux adjacents et deux poutres (figure 82) avec un élément rigide dans son plan, tel qu'un mur en béton armé ou en maçonnerie rigide.
4. **Semi-Triangulation Intérieure du Panneau** : Une semi-triangulation interne du panneau (figures 83 et 84).

Ces quatre procédés seront détaillés et expliqués dans les paragraphes suivants.

### 3.3 Les techniques de rigidification d'un panneau vertical

#### 3.3.1 La rigidification par assemblage ou liaison rigide (effet cadre)

Dans les portiques autostables, ou à cadres rigides, c'est la rigidification des assemblages poutres - poteaux qui assure l'indéformabilité du panneau (figure 62). Dans la figure 62a, un seul poteau et une seule poutre participent à la rigidité, par leur assemblage rigide : c'est le « semi-portique ».

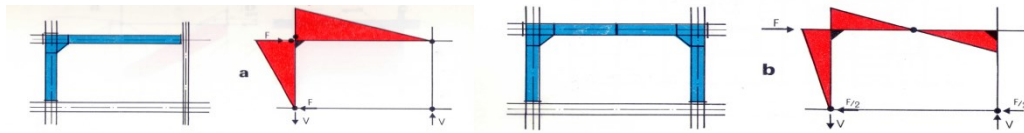


Figure 62 : Contreventements par cadres rigides (figures extraites de Louis Fruitet cours de CM)

Pour la figure 62b, le portique est à trois rotules. Il présente deux articulations en pied et une au milieu de la traverse (poutre supérieure). Les deux poteaux participent au contreventement et les efforts sont donc moins importants par rapport au cas a.

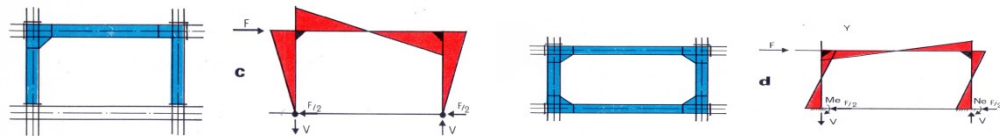


Figure 62 (suite): Contreventements par cadres rigides (figures extraites de Louis Fruitet cours de CM)

Le portique à deux articulations en pied (figure 62c) est le plus courant. Son comportement ne diffère du précédent (b) que sous les charges verticales. Enfin, le portique de la figure 62d est encasté en pieds et présente quatre nœuds rigides: il est appelé « cadre rigide ». Dans ce cas, les deux poutres et les deux poteaux participent au contreventement et les efforts sont encore moindres.

Les bases des portiques peuvent être fixées soit sur des poteaux et poutres de l'étage situé au-dessous, soit sur des infrastructures en béton armé ou des fondations. La quantité de métal utilisée, qui dépend des moments maximaux, décroît de a à d ; mais les coûts ne diminuent pas nécessairement, car le nombre des nœuds rigides (les plus coûteux) augmente.

Les poteaux et les traverses des portiques peuvent être des poutres à âme pleine (I ou H), comme sur les figures précédentes, ou des poutres en treillis (fermes). La figure 63a donne l'exemple d'un portique à traverse à treillis et deux poteaux profilés en H. Les éléments travaillant en flexion dans le plan moyen du portique doivent naturellement présenter la plus grande rigidité dans ce plan ; l'âme des poteaux en I ou H doit donc être située dans ce plan et non perpendiculairement.

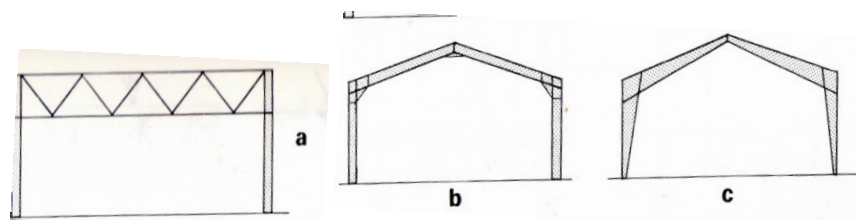


Figure 63 : portiques simples

La figure 63 b montrent l'exemple d'un portique muni de renforts aussi bien au niveau du faitage qu'au niveau des nœuds de liaison poteaux-traverses (jarrets). La figure 63c montre le cas de poteaux et outres à sections variables en fuseaux mais dont les cout de fabrication (découpage et soudages) restent assez élevés. Tous ces types de structures de la figure 63 possèdent des nœuds rigides et peuvent remplir leur fonction de contreventement dans leurs plans respectifs.

Lorsque plusieurs panneaux sont rigidifiés dans une même file (figure 64a) ou sur divers étages superposés (figure 64b), on obtient des « portiques multiples ». Par ailleurs, on peut concevoir la rigidification de tous les assemblages poutres-poteaux de l'ossature d'un bâtiment dans les deux directions, ce qui constitue un « portique tridimensionnel autostable » (figure 65).

Anciennement, les calculs de telles structures étaient complexes à cause de leur haut degré d'hyperstaticité. De nos jours, ils sont devenus moins difficiles grâce aux ordinateurs. Ceci est pour le projecteur un moyen d'optimiser le poids d'acier utilisé, mais pas le coût des assemblages.

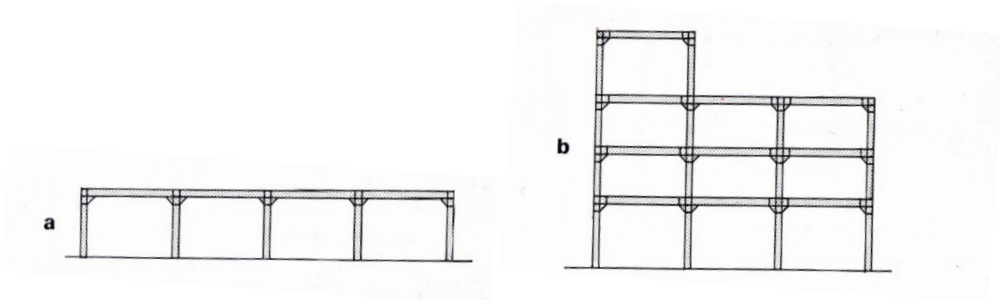


Figure 64 : portiques multiples

Les figures suivantes montrent des structures à deux niveaux contreventées uniquement par des portiques à liaisons rigides dans les deux directions longitudinales et transversales. Les diagrammes des moments fléchissants ainsi que l'allure des déformées sont illustrées ci-dessous.

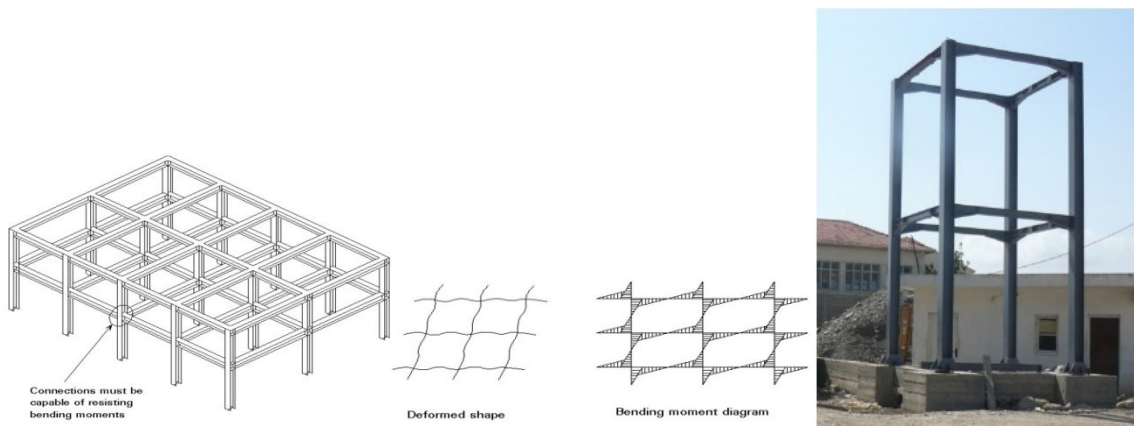


Figure 65: portique 3D autostable (photo prise de la gare routière de Bejaia)

Dans ce qui suit, nous illustrons par des figures détaillées les différents types d'assemblages rigides (soudés et boulonnés) utilisés dans la rigidification des nœuds poteaux-poutres (figure 66 à 69).

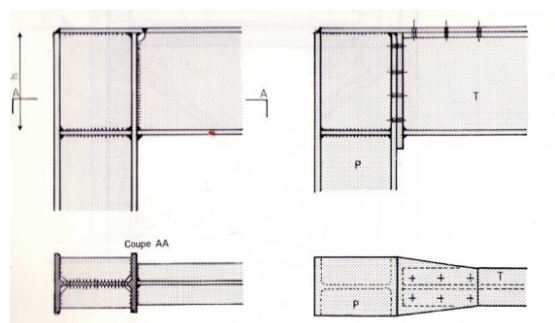


Figure 66 : Nœuds rigides de portiques : assemblages par soudage (à gauche) et boulonnage (à droite)

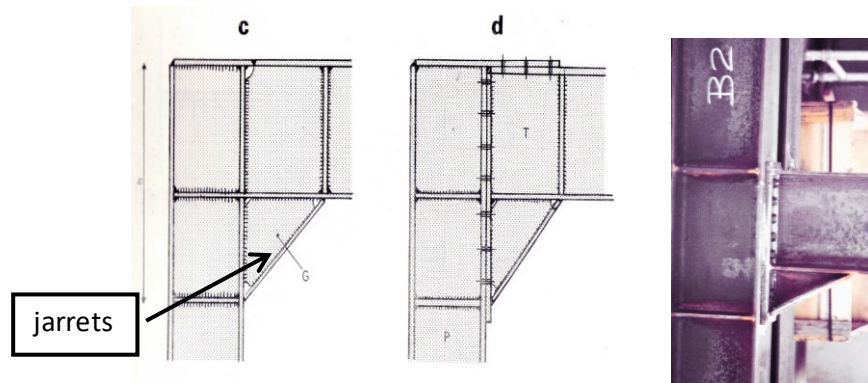
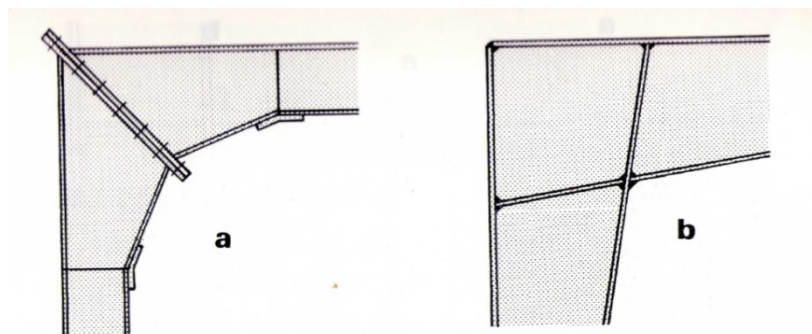


Figure 67: Réalisation des assemblages de nœuds rigides de portiques avec jarrets de renforts.



Figures 68 : assemblages rigides de sections de hauteurs variables optimisées pour reprendre des moments fléchissants importants



Figure 69: Assemblages rigides dans les deux directions par platines d'extrémités avec dispositif d'éclisse soudée

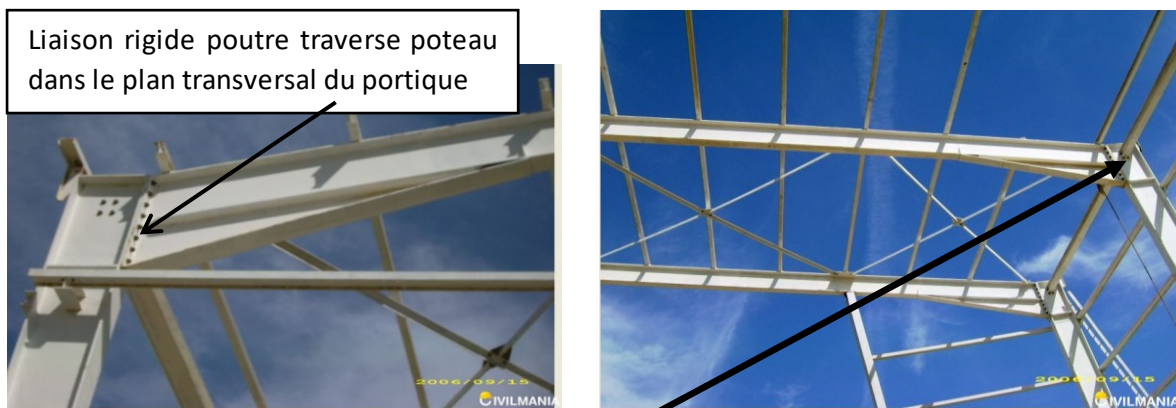
Pour faire des liaisons rigides suivant les deux directions principales, il a fallu opter pour des liaisons par platines d'extrémité **avec un dispositif d'éclisse soudée** pour éviter le perçage et le boulonnage direct sur l'âme du poteau (figure 69).

On peut également concevoir des liaisons poteaux poutres rigides dans une direction et des liaisons souples (ou articulées) dans l'autre direction perpendiculaire. C'est le cas de la figure 70 ci-dessous. Dans ce cas, le contreventement par palées ou par voiles des panneaux à nœuds articulés sont nécessaires.



Figure 70 : Assemblage rigide dans une direction et articulé dans la direction perpendiculaire

Le même système structural que précédemment est très utilisé dans les halles industrielles où les liaisons poteaux poutres sont rigides transversalement et articulées longitudinalement. Les détails de liaison de cette structure sont illustrés dans les photographies de la figure 71 suivante :



**Liaison articulée poteau poutre sablière** dans le plan longitudinal des long pan

Figure 71 : liaisons poteaux poutres rigides transversalement (à gauche) et articulées longitudinalement (à droite)

Pour bien comprendre la signification de la liaison rigide, il faudrait également bien connaître **la liaison articulée**. A cet effet, nous illustrons dans la figure 72 ci-dessous deux exemples de liaisons articulées par cornières : à droite poteau poutre et à gauche solive poutre principale. En effet, **un jeu** (ou un vide) de l'ordre de 10 mm d'épaisseur entre l'extrémité de la poutre et la semelle du poteau (figure 72 à droite) ou l'âme de la poutre principale et la solive (figure 72 à gauche) est nécessaire pour permettre la libre rotation de la section d'extrémité de la poutre sans pour autant entraîner avec elle celle ( c'est à dire la section d'extrémité) du poteau.

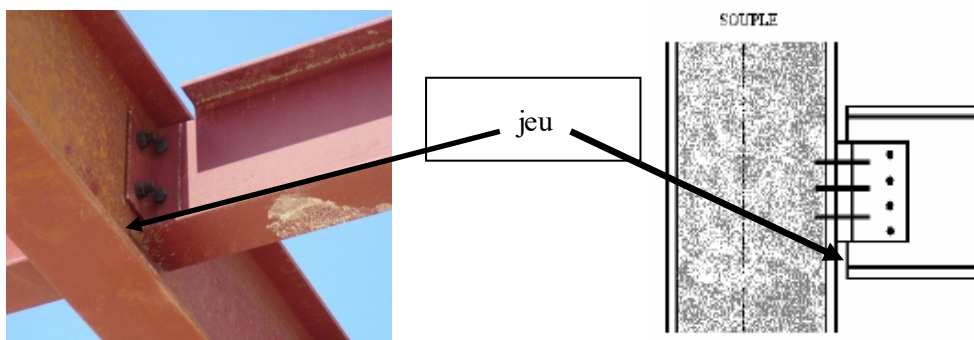


Figure 72 : exemples de liaisons articulées par cornières (à gauche solive poutre principale et à droite poteau poutre)

### 3.3.2 La rigidification par triangulation intérieure du panneau

Une barre en diagonale dans le panneau assure sa triangulation, donc son indéformabilité. Dans le cas de la figure 73, pour le sens de vent de gauche à droite (effort  $F$ ), la diagonale est tendue, mais elle serait comprimée pour le sens opposé du vent.

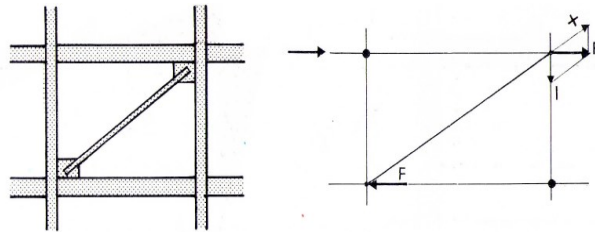


Figure 73: Contreventement triangulé avec une seule diagonale

Pour assurer la stabilité pour les deux sens, il faudra donc :

- soit tenir compte d'une résistance à la compression de la diagonale (par exemple en profil creux) ;
- soit disposer une diagonale inversée dans le même panneau (contreventement en croix de Saint André, figure 74 à gauche) ou dans un autre panneau de la même file (figure 74 à droite).

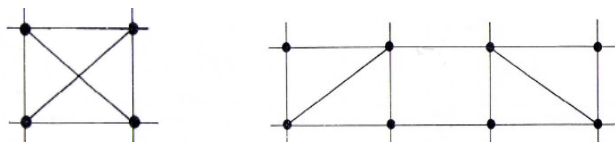


Figure 74 : contreventement en croix de Saint André ou en diagonales inversées (si elles sont placées dans des travées différentes : voir la figure à droite ci-dessus)

Pour le cas de panneau contreventé par une seule barre diagonale (contreventement en Z ou en N), les efforts normaux  $N$  (de traction ou de compression) repris par les diagonales et les réactions  $V$  se calculent comme suit:

Soit  $F$  l'effort revenant à un panneau triangulé par une seule barre diagonale. Cette barre peut être orientée par rapport au sens de la force  $F$  soit en traction (cas de la figure 75 a), soit en compression (cas de la figure 75 b). Aussi bien pour le vent que pour le séisme, la force  $F$  change de sens. Ainsi, la diagonale va se trouver une fois tendue (figure 75 a ci-dessous) et une autre fois comprimée (figure 75 b).

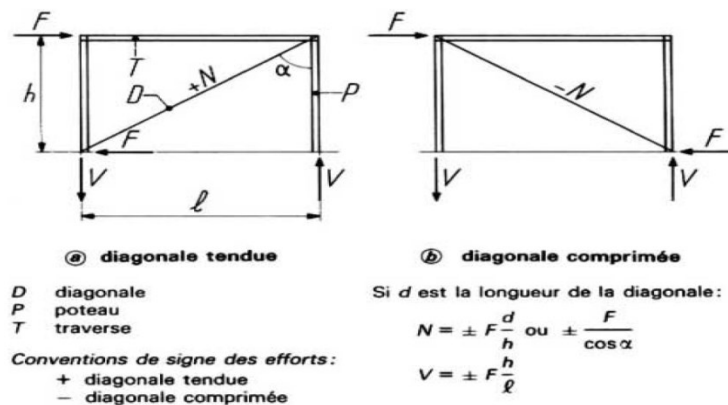


Figure 75: Calcul de l'effort normal  $N$  dans la barre diagonale

Pour le cas des panneaux contreventés par deux barres diagonales (contreventement en X ou en croix de Saint André), les calculs sont comme suit. Soit  $F$  l'effort revenant au panneau doublement triangulé par deux barres diagonales. Le calcul est basé sur l'hypothèse qui consiste à négliger la résistance à la compression de la diagonale comprimée et à équilibrer la force  $P$  (appliquée au panneau) par la seule diagonale tendue pour le sens du vent considéré (figure 76). Cette méthode est valable pour deux raisons :

- 1- la diagonale tendue s'oppose au déplacement des nœuds supérieurs du panneau
- 2- L'effort normal de traction repris ( $N = P / \cos \alpha$ ) par cette diagonale tendue est largement surestimé. Ce qui met en sécurité.

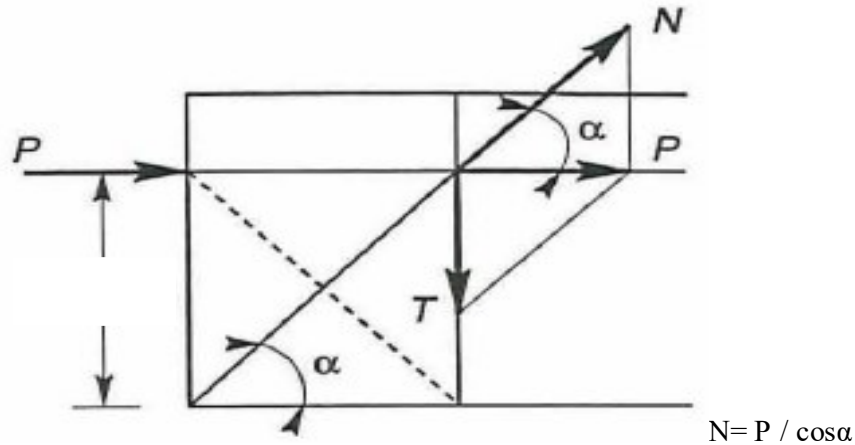


Figure 76 : cas des panneaux contreventés par deux barres diagonales (contreventement en X)

**Remarque importante :**

Attention ! Dans le cas de la figure 74b (à droite) ci-dessus, où la file de panneaux est contreventée par deux panneaux simplement triangulés, cette méthode peut être appliquée à condition que la diagonale tendue reprenne la totalité des forces revenant à la file de panneaux.

Par ailleurs, l'effort horizontal  $F$  appliqué au niveau supérieur du panneau rigide est transporté au niveau inférieur (réaction  $F$ ) avec un couple de renversement équilibré par deux réactions verticales égales et de signes opposés  $V : +V$  à l'avant (compression ou écrasement),  $-V$  à l'arrière (traction ou soulèvement). Ces efforts verticaux sont reçus par des fondations (si le panneau est au rez-de-chaussée) ou par les poteaux des étages inférieurs (figure 77). Des détails d'exécution sont illustrés en figure 78.

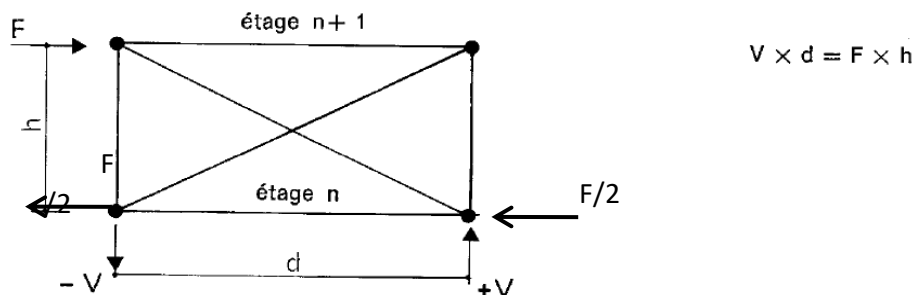


Figure 77 : palées de stabilité et réactions d'appuis

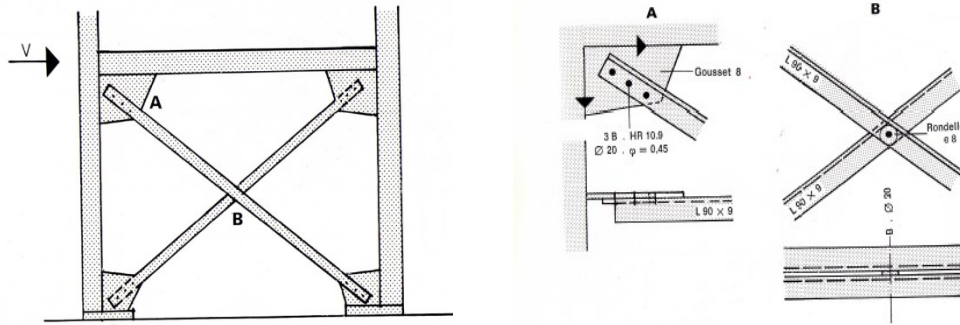


Figure 78 : Palée en croix de Saint André réalisée avec des barres constituées de profilés en simples cornières.

Par ailleurs, les palées de stabilité peuvent être sous forme de (figure 79):

- une seule croix de Saint André occupant toute la hauteur du portique
- deux ou plusieurs croix de Saint André séparées par des montants ou poutres horizontales pour rigidifier davantage la ferme cantilever ainsi constituée.

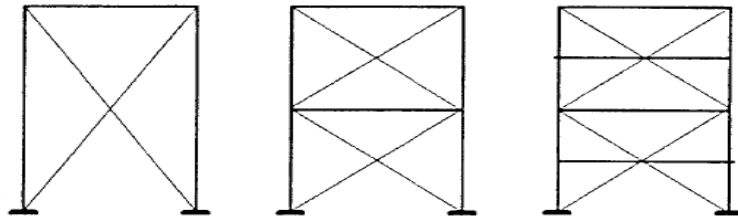


Figure 79 : contreventement avec une palée (à gauche) et plusieurs palées séparées par des montants (à droite)

La triangulation peut également être réalisée par diagonales intérieure disposées en V ,en Z ou en losanges (figure 80).

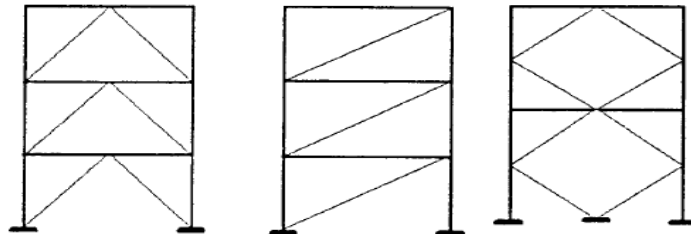


Figure 80 : contreventement par diagonales intérieure disposées en V ,en Z ou en losanges

Toute autre forme de triangulation est admissible, pourvu que les barres travaillant en compression résistent au flambement. On peut ainsi libérer les zones de passage ou d'éclaircissement (figure 81).



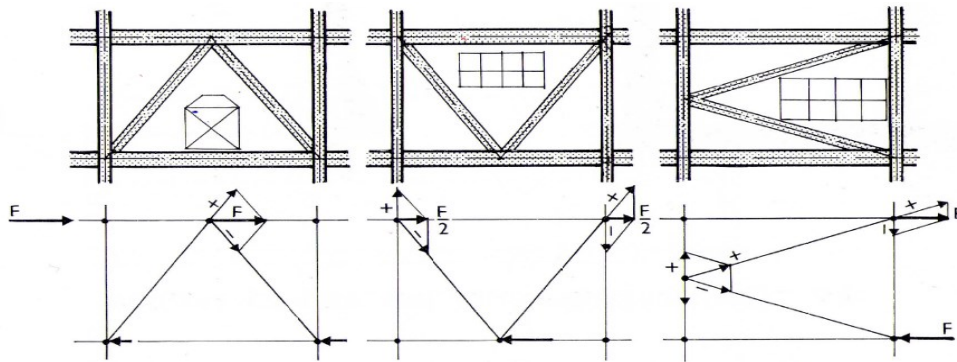


Figure 81 : Contreventements triangulés libérant des espaces intérieurs

### 3.3.3 La rigidification par remplissage par un mur rigide dans son plan

Un panneau est rendu indéformable s'il est rempli de matériaux rigides: maçonneries, béton, etc. (figure 82). Sous l'effet d'un effort horizontal  $F$ , il se produit une *diagonale de compression* (ces matériaux travaillant mal en traction, en général) de largeur  $I$  (environ 6 fois l'épaisseur de maçonnerie) qui constitue avec le poteau et la poutre une triangulation.

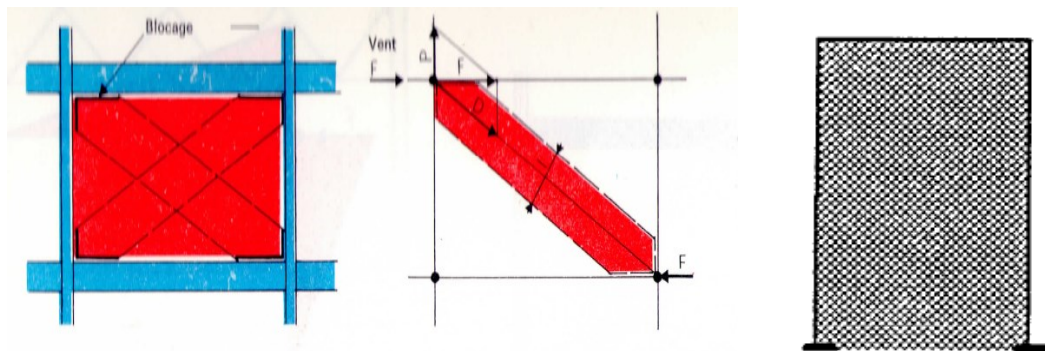


Figure 82 : Contreventements par maçonneries et voiles en béton armé.

### 3.3.4 La rigidification par semi triangulation du panneau

La rigidité d'un angle dans un cadre peut être obtenue en utilisant une barre articulée aux deux extrémités, communément appelée bracon ou contrefiche (voir figure 83). Cette approche permet de réaliser un panneau d'équerre en utilisant uniquement des assemblages articulés, créant ainsi des palées semi-triangulées. L'indéformabilité de ces éléments est garantie par la continuité de la poutre qui est soumise exclusivement à de la flexion. On parle alors d'un portique semi-triangulé ou semi-portique (figure 79).

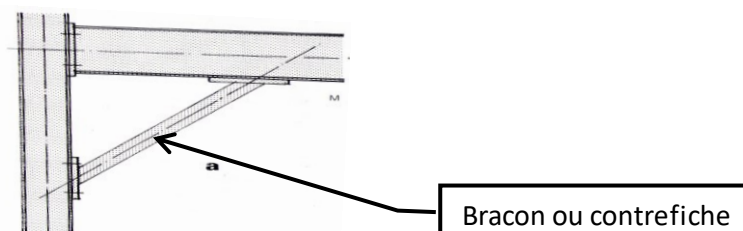


Figure 83 : Nœud de portique rendu rigide par la mise en place d'un bracon ou d'une contrefiche .

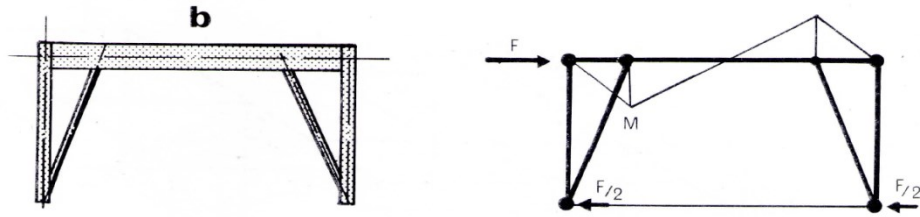


Figure 84 : Portique dit à pied droit où la poutre est continue.

#### 4. Conception de la stabilité d'un bâtiment de type Halle

Les bâtiments du type « halle » les plus courants ont généralement la stabilité dans le sens transversal assurée par une succession de portiques transversaux. La stabilité longitudinale est réalisée par des palées de contreventements (figures 85 ci-dessous). Les portiques transversaux ont généralement des portées variant de 10 à 40 m et leurs espacements sont distants de 6 à 12 m. Selon l'intensité des efforts horizontaux appliqués sur les longs pans, la stabilité transversale assurée par les portiques transversaux, peut être renforcée par des palées de stabilité disposées au niveau des pignons. Par ailleurs, pour les halles de faible longueur, si la stabilité transversale n'est pas assurée par les portiques, il convient de placer obligatoirement des contreventements verticaux dans les pignons (figure 85).

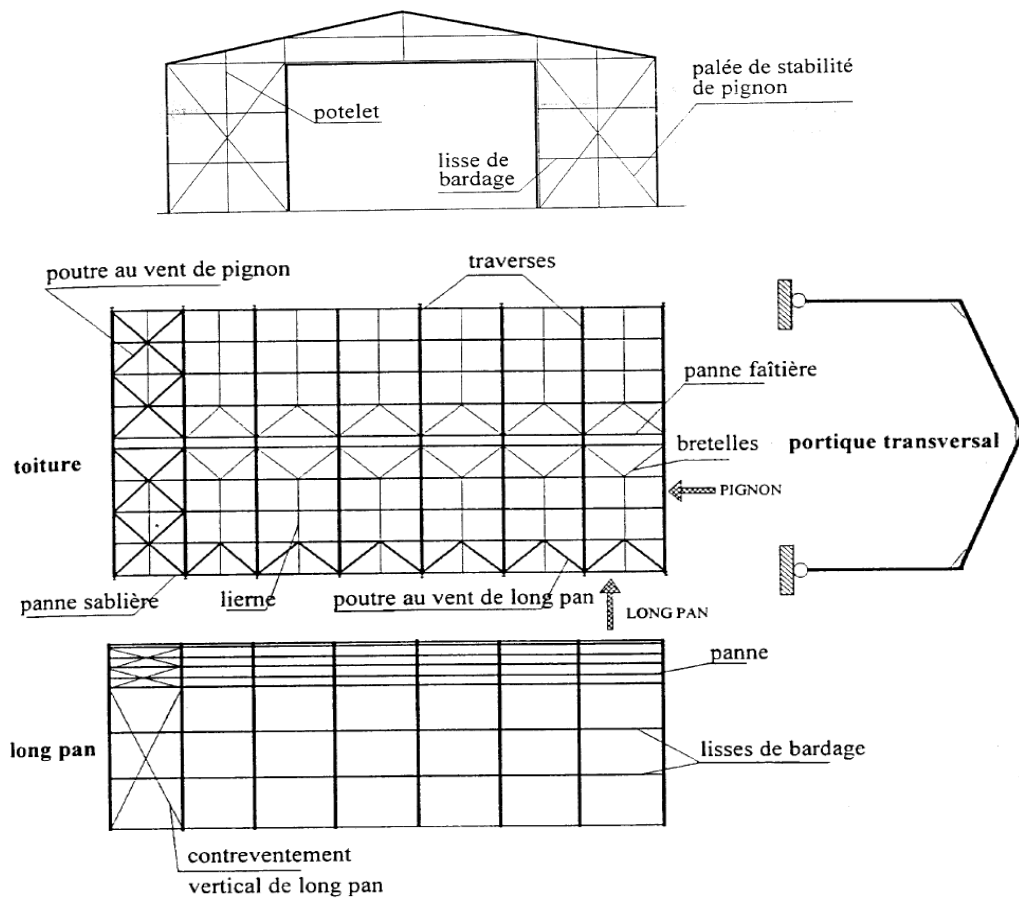


Figure 85 : Plan d'une ossature de halle industrielle classique

La stabilité longitudinale comprend généralement des contreventements de longs pans (figure 86). Dans certains cas particuliers, par exemple une halle de faible longueur, on peut envisager de mettre des portiques avec effets cadres dans les longs pans. Dans le cas de halle avec des ponts roulants, il convient de disposer dans les longs pans des palées de stabilité capables de reprendre les efforts de freinage longitudinal.

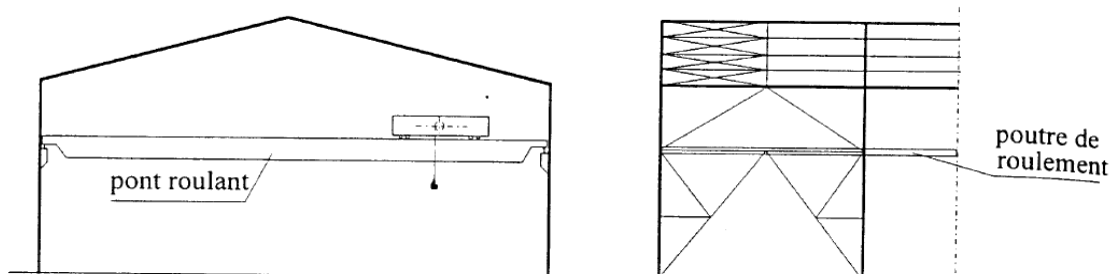


Figure 86 : contreventement en présence d'un pont roulant

En ce qui concerne, les poutres au vent, celles-ci ont un rôle essentiel puisqu'elles permettent de ramener les efforts dus à la pression du vent exercée sur les faces aux systèmes de stabilité transversale ou longitudinale qui, eux-mêmes, transfèrent ces efforts jusqu'aux fondations. Pour reporter les efforts horizontaux dus à l'action du vent sur les poteaux, il est nécessaire de mettre en place des poutres au vent sur les versants de la toiture. Ces poutres au vent prennent le nom général de poutre au vent de versant et, pour les distinguer, selon leur position dans la toiture, on les appelle soit les poutres au vent de pignon ou soit les poutres au vent de long pan (figure 87).

## 4.1 Stabilité longitudinale

### 4.1.1 Poutre au vent de pignon

Ces contreventements sont généralement situés aux extrémités du bâtiment (contreventement de pignon) (voir figure 87) et éventuellement entre joints de dilatation. Ils ont pour but de **s'opposer au déplacement longitudinal des pannes** et réduisent, de ce fait, la longueur de flambement des éléments transversaux (membrures supérieures de fermes, traverses de portiques) dans le plan des versants.

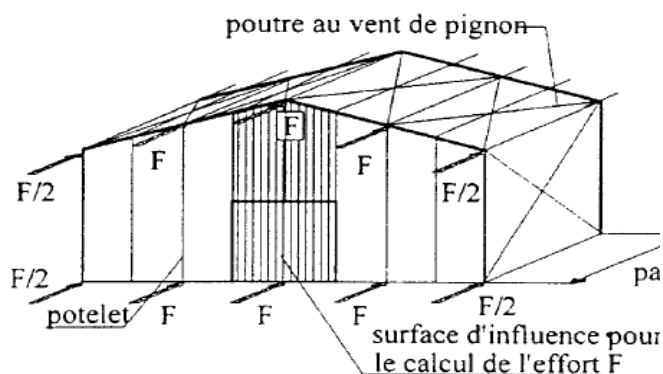


Figure 87 : poutre au vent de pignon

Ces contreventements de versants sont sollicités par la poussée du vent sur les pignons et par les efforts de frottements du vent sur la couverture (lorsque la longueur du bâtiment est supérieure à trois fois la hauteur au faîtage).

Pour constituer cette poutre de contreventement, on utilise des diagonales, le plus souvent en croix de Saint-André, entre deux éléments transversaux consécutifs (membrures supérieures de ferme ou traverses de portique) qui forment les membrures de cette poutre dont les pannes constituent les montants. Dans le calcul du contreventement seules les diagonales tendues seront considérées. On utilisera pour les diagonales des cornières, des fers ronds ou des fers plats.

#### 4.1.2 Contreventements verticaux de longs pans

Ils ont pour but de stabiliser la structure longitudinalement en reprenant et en transmettant jusqu'aux fondations les sollicitations horizontales longitudinales dues à l'effet du vent sur les pignons, au freinage des ponts roulants et à l'effet du frottement (ou d'entraînement) du vent sur la couverture. Ils peuvent être constitués de différentes façons selon la nature des remplissages et leur disposition :

##### 4.1.2.1 Contreventement par remplissage en maçonnerie rigide

Lorsque la construction comporte des remplissages en maçonnerie rigide, ils sont généralement placés à l'intérieur des poteaux de sorte qu'ils puissent jouer efficacement le rôle de contreventement (figure 88). Pour ce type de remplissage, des contreventements provisoires doivent être prévus afin d'assurer la stabilité de la construction avant l'exécution des maçonneries.

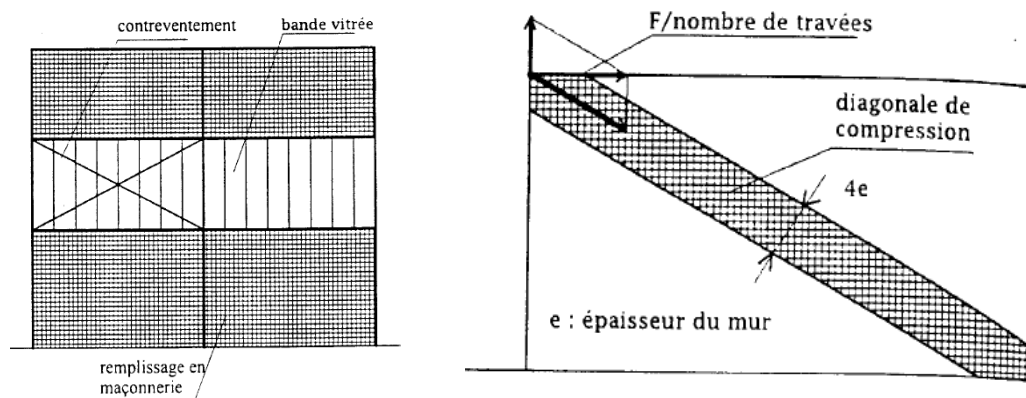


Figure 88: contreventement par remplissage en maçonnerie rigide

Lorsque les murs sont interrompus par des bandes vitrées (figure 88 précédente) on devra, dans la hauteur de ces bandes, assurer la transmission des efforts par des croix de Saint-André ou des cadres avec des assemblages rigides.

On s'assurera de la résistance des maçonneries en vérifiant que la diagonale fictive d'une largeur égale à quatre fois l'épaisseur du mur résiste à l'effort de compression (figure 88) qui résulte de la décomposition de l'effort résultant lui-même des sollicitations horizontales (réaction de la poutre au vent de pignon, ou du pont roulant)

#### 4.1.2.2 Contreventement par palées de stabilité ou portiques autostables

Pour assurer le contreventement longitudinal lorsque le bardage est constitué d'éléments souples (tôle nervurée par exemple), on peut utiliser, soit des portiques autostables soit des croix de Saint-André. On préférera les contreventements en croix de Saint-André, plus rigides, lorsqu'il y a lieu d'avoir une certaine rigidité longitudinale pour éviter toute détérioration des parois vitrées.

Lorsque le contreventement est assuré par une croix de Saint-André, les diagonales sont solidarisiées avec le poteau et sa platine de base afin de réaliser une bonne transmission de l'effort à la fondation (voir figure 89).

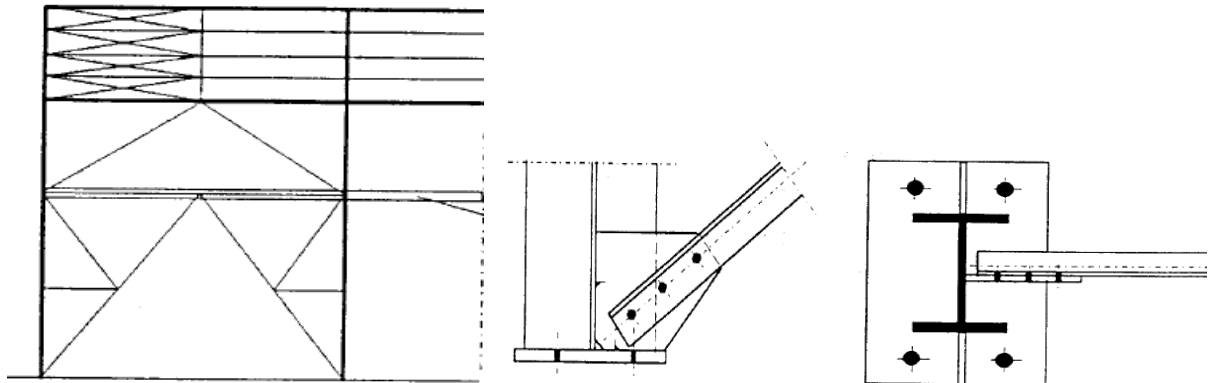


Figure 89 : Détails d'assemblage de la barre diagonale de la palée de stabilité avec le pied de poteau

## 4.2 Stabilité transversale

### 4.2.1 Les poutres auvent de long pans

Située le long du bâtiment généralement en bas de la toiture, cette poutre au vent permet de **répartir les pressions** de vent exercées sur les longs pans de manière équilibrée sur l'ensemble des portiques transversaux (figure 90 ci-dessous). Lorsque l'écartement des poteaux est important, les **pannes sablières ne peuvent résister aux réactions** des potelets intermédiaires (figure 86).

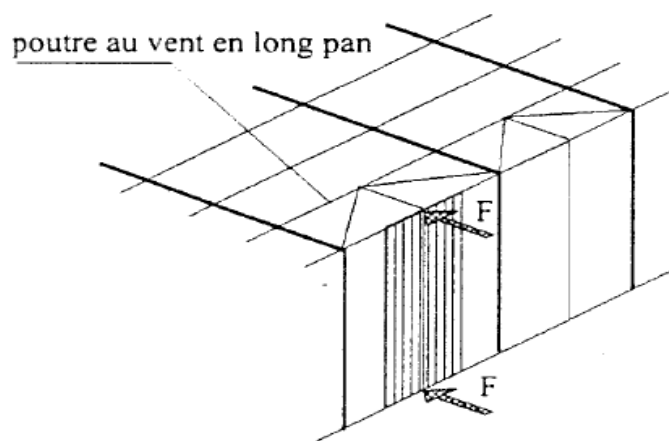


Figure 90 : poutre auvent de long pan

Celles-ci ont pour but :

1. dans les bâtiments où la stabilité transversale est assurée par une suite de portiques, de **limiter leurs déplacements relatifs**, en particulier sous l'action du vent et des efforts transversaux de freinage des chariots de ponts roulants ;
2. dans les bâtiments de faible longueur où la stabilité transversale n'est réalisée que par des portiques de pignon, de reporter sur ces derniers les actions du vent agissant sur les longs pans;
3. dans les deux cas, de transmettre aux poteaux de portiques et / ou aux palées de stabilité transversales (par exemple celles se trouvant en pignon), la réaction horizontale des potelets intermédiaires qui assurent la stabilité des parois.

#### 4.2.2 Contreventements verticaux de pignons

Les contreventements verticaux de pignons (figure 91) sont constitués de la même façon que les contreventements verticaux de longs pans. Ils ont pour but d'assurer la stabilité transversale d'ensemble de la halle industrielle ne comportant pas de portiques transversaux rigides.

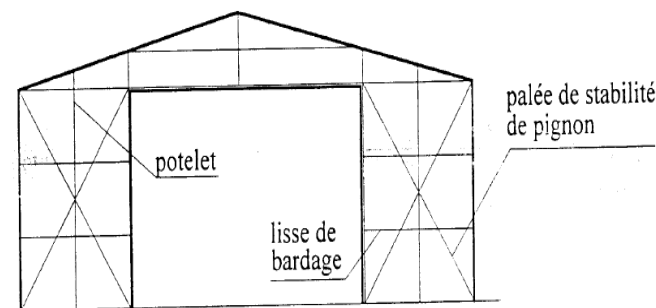


Figure 91 : palée de stabilité de pignon

## 5. Cheminement des efforts internes

### 5.1 Cas d'un vent transversal

La figure 92 ci-dessous illustre les détails de cheminement des efforts internes jusqu'aux fondations pour le cas d'un vent transversal avec et sans présence d'une poutre auvent de long pan. Quant à la figure 93, elle illustre les détails de cheminement des efforts internes jusqu'aux fondations pour le cas d'un vent transversal agissant sur une structure isostatique simple.

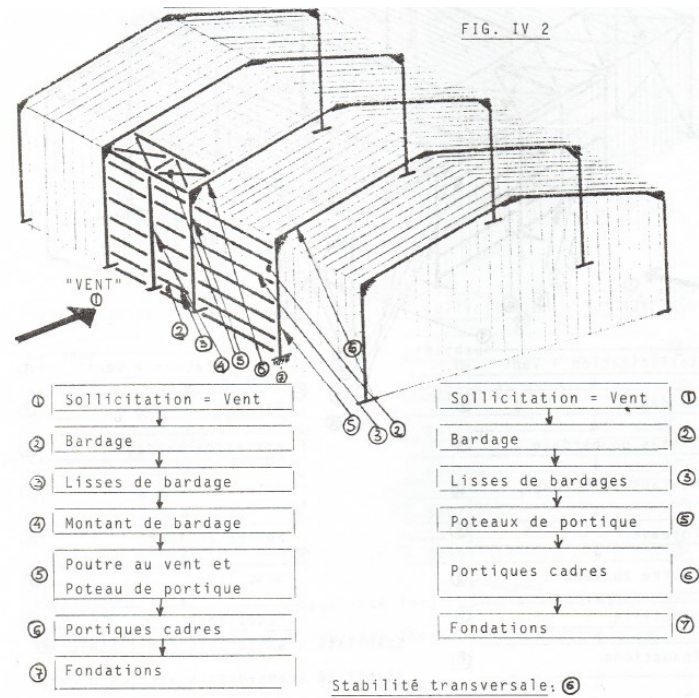


Figure 92 : détail de cheminement des efforts internes jusqu'aux fondations dus à un vent transversal (figures extraites de « Calcul pratique des structures métalliques » ouvrage du CGS éditions OPU)

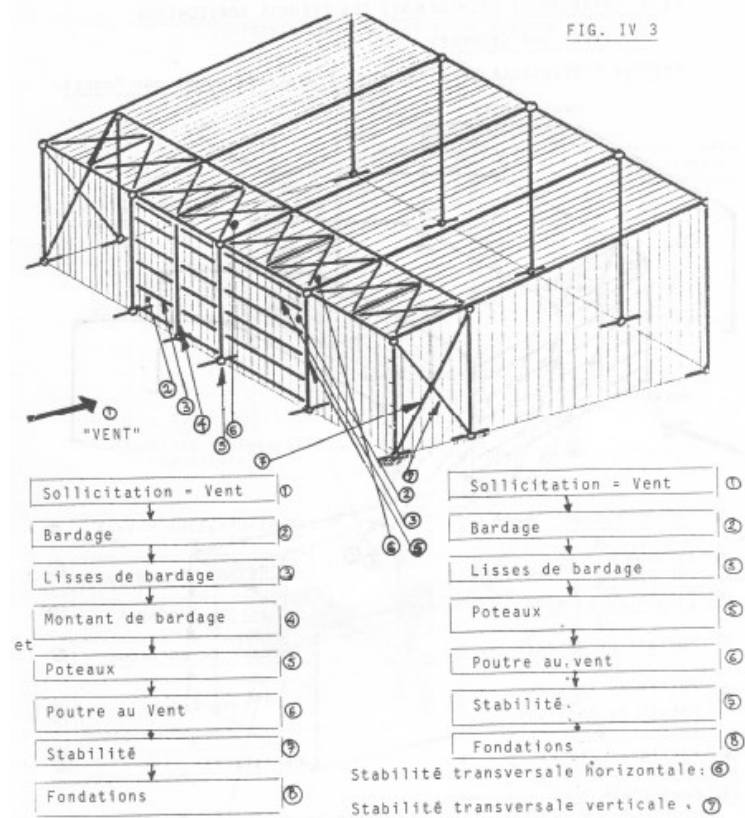


Figure 93 : détail de cheminement des efforts internes jusqu'aux fondations dus à un vent transversal pour le cas d'une structure isostatique simple (figures extraites de « Calcul pratique des structures métalliques » ouvrage du CGS éditions OPU)

## 5.2 Cas d'un vent longitudinal

Pour le cas d'un vent longitudinal, les figures 94 et 95 ci-dessous illustrent les détails de cheminement des efforts internes jusqu'aux fondations. En particulier, la figure 95 montre le cas de la présence d'une poutre au vent intermédiaire.

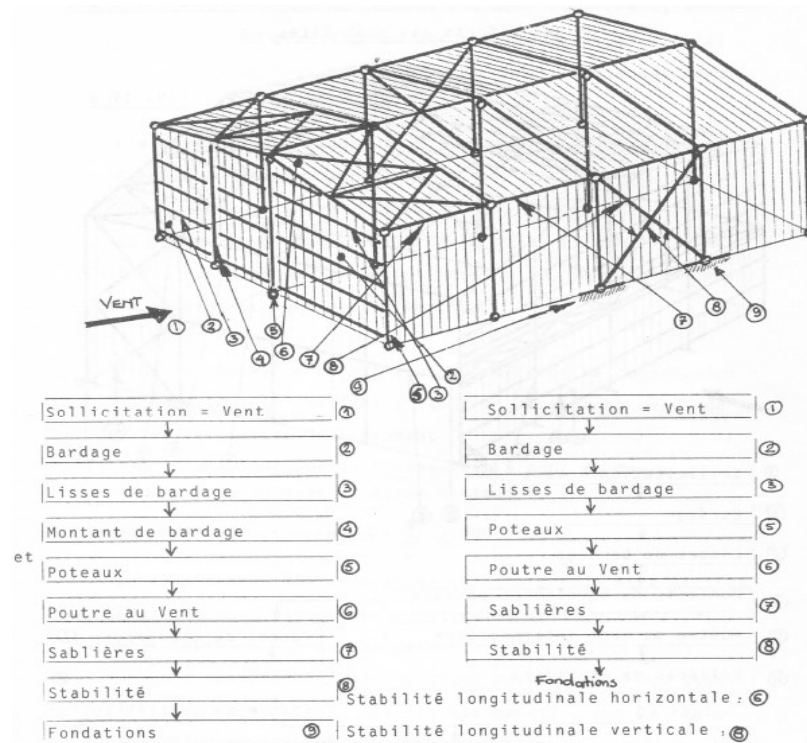


Figure 94 : détail de cheminement des efforts internes jusqu'aux fondations dus à un vent longitudinal (figures extraites de « Calcul pratique des structures métalliques » ouvrage du CGS éditions OPU)

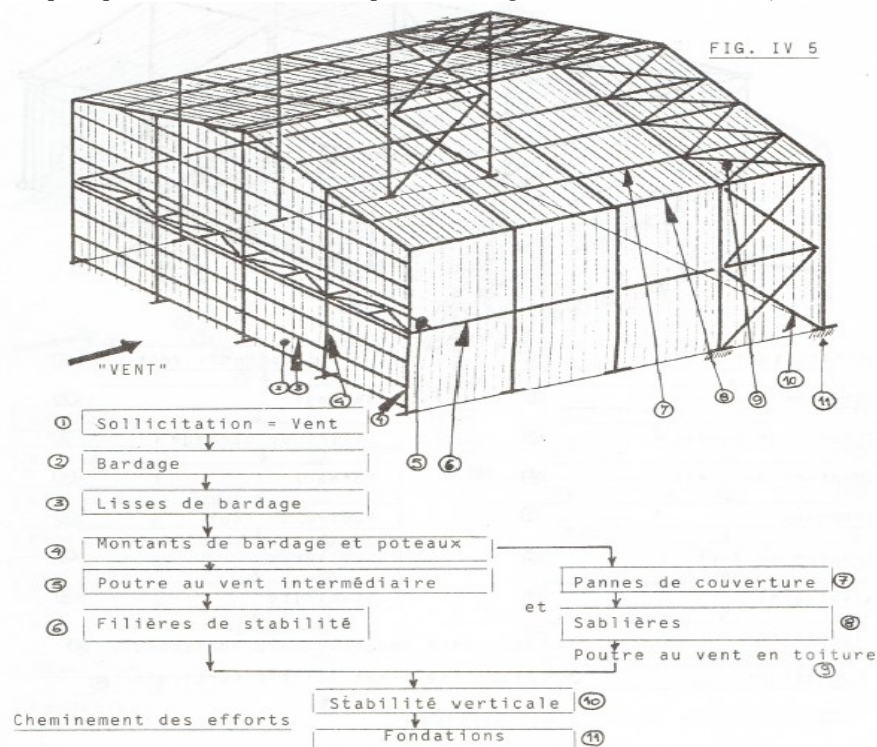


Figure 95 : détail de cheminement des efforts internes jusqu'aux fondations dus à un vent longitudinal (figures extraites de « Calcul pratique des structures métalliques » ouvrage du CGS éditions OPU)



## 6. Dimensionnement des éléments structuraux d'un bâtiment de type Halle

### 6.1 Dimensionnement des couvertures de toiture

Les couvertures en bacs aciers nervurés (ou en aluminium) sont utilisés dans la grande majorité des bâtiments industriels métalliques et présentent, en dépit de leurs coûts, de multiples avantages, d'où leur large utilisation. Etant entièrement standardisés, ces produits ne font plus l'objet de calculs ou de dimensionnement. Des tableaux de résultats et des abaques ont été mis au point par les fabricants pour les différents profils. Le profil recherché (ou adéquat) sera déterminé par une simple lecture de ces tableaux ou abaques. Ces bacs nervurés, en acier galvanisé, souvent prélaqués, se présentent sous formes de panneaux qui ont généralement les dimensions suivantes : longueur = 12 m , largeur = 0,75 m, épaisseurs courantes des tôles = 0,75 mm et 1 mm.

Les bacs de faibles longueurs peuvent être portés par 2 pannes (cas isostatique). Toutefois, dans la quasi totalité des cas, les panneaux utilisés sont de grandes longueurs. Et par souci d'économie, ces panneaux sont portés par 3 ou 4 pannes. Ils bénéficient alors de l'avantage de la continuité qui donne lieu à des flèches réduites. Il est à signaler que la distance (ou bien l'entre axe) entre les pannes, est déterminée par la portée admissible des bacs de couverture. Cette portée dépend des paramètres suivants :

- la continuité ou non du panneau (autrement dit : le nombre d'appuis)
- les valeurs des charges sollicitant les bacs (neige, vent, entretien, étanchéité, etc...)
- des caractéristiques géométriques des sections de ces bacs telle : la hauteur et la largeur des nervures, l'épaisseur de la tôle, la forme du profil, etc...

Pour cela, les fabricants proposent divers profils correspondant à divers moments d'inertie. Ces bacs sont couramment dimensionnés pour présenter une flèche maximale inférieure au 1/200 de leur portée, et pour supporter une charge minimale de 100 daN/m<sup>2</sup> qui correspond au poids de deux hommes et de leur matériels présents sur la toiture en vue d'effectuer des travaux de réparation ou d'entretien.

Parmi les avantages majeurs des couvertures en bacs acier, on peut citer leur grande rapidité de pose ainsi que leurs poids faibles (environ 10 daN/m<sup>2</sup>). Ce qui en fait un mode de couverture particulièrement adapté aux constructions industrielles métalliques. A titre d'exemple, le choix d'un profil de bacs peut se faire par une simple lecture des tableaux proposés par le fabricant, et ce, en fonction des charges à supporter et des portées (continues ou non). Le modèle exemple ci-dessous, est un tableau dans lequel on pourra choisir le type et la portée du bac en fonction des surcharges de neige.

Profil	Critère Flèche	Épaisseur	Poids kg/m <sup>2</sup>	Nombre d'appuis	Portée (en m) pour une charge (daN/m <sup>2</sup> ) de :						
					100	115	125	150	175	200	250
Plein	f. 1/200	0,75	6,74	2	2,45	2,35	2,30	2,15	2,05	1,95	1,80
				3	2,95	2,80	2,70	2,50	2,35	2,20	1,95
		1,00	8,99	2	2,70	2,60	2,55	2,40	2,25	2,15	2,00
				3	3,25	3,10	3,00	2,80	2,70	2,50	2,25
	f. 1/300	0,75	6,74	2	2,15	2,05	2,00	1,85	1,70	1,65	1,50
				3	2,60	2,45	2,35	2,20	2,05	1,95	1,80
		1,00	8,99	2	2,35	2,25	2,20	2,05	1,95	1,85	1,70
				3	2,95	2,80	2,70	2,50	2,30	2,20	2,00

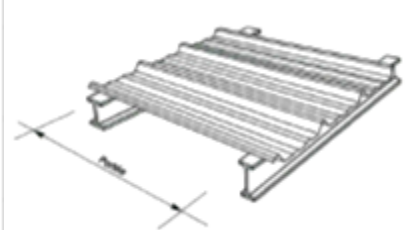
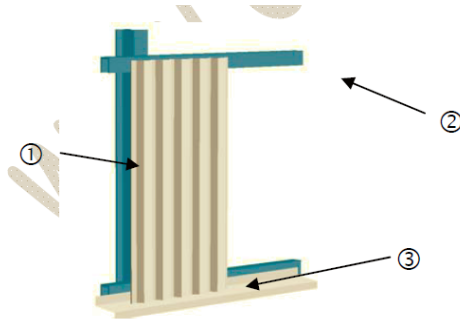


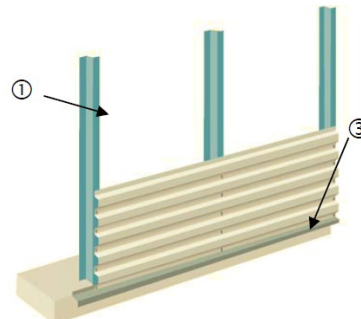
Tableau 17: Exemple de dimensionnement d'une couverture selon le critère de la portée maximale

## 6.2 Dimensionnement des bardages des parois verticales.

Les bardages ont pour rôle de remplir et de couvrir les façades. Ils sont généralement réalisés en bacs acier de tôles nervurées sous formes soit d'un simple parement (ou simple peau) ou d'un double parement (double peau). Pour ces derniers, les deux parements peuvent être posés soit à nervures croisées, soit à nervures parallèles (figures 96 et 97).

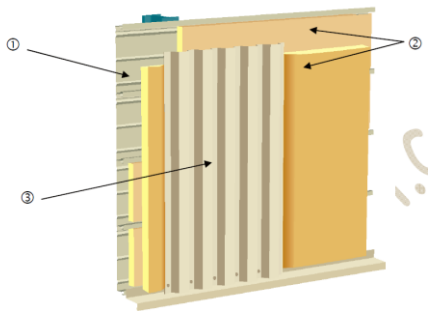


nervures verticales en présence de lisses de bardage

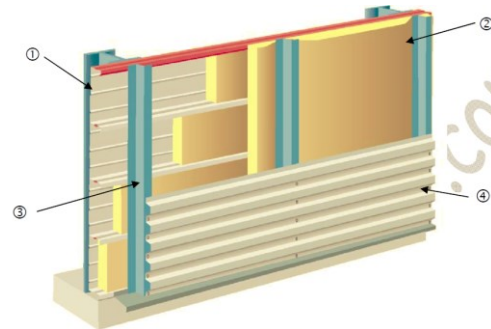


nervures horizontales en l'absence de lisses de bardage

Figure 96 : différentes orientations des nervures de bardages simples peaux



nervures croisées horizontales et verticales



nervures parallèles et horizontales en l'absence de lisses de bardages

Figure 97 : différentes orientations des nervures de bardages doubles peaux

Selon leurs portées et leurs sections droites, les panneaux présentent des rigidités différentes. De ce fait, les tableaux fournis par les fabricants sont différents pour chaque type de bardage, et tiennent compte du fait que le bâtiment soit ouvert ou fermé.

Transmettant les efforts dus au vent, les ossatures secondaires constituées soit par des lisses de bardage, soit par des potelets verticaux, présentent des entre axes qui sont déterminés par les portées admissibles de ces bacs de bardage. La méthode de dimensionnement des bacs de bardage est analogue à celle des bacs de couverture. En voici deux exemples :

Premier exemple :

EXEMPLE DE DIMENSIONNEMENT D'UN BARDAGE SIMPLE-PEAU

Charges admissibles en daN/m<sup>2</sup>

Dépression				Portée (m)	Pression			
épaisseurs en mm		épaisseurs en mm			épaisseurs en mm		épaisseurs en mm	
0,75	0,63	0,75	0,63		0,75	0,63	0,75	0,63
228	268	201	197	1,60	182	193	188	174
170	185	153	143	1,80	146	157	157	141
131	132	110	102	2,00	119	129	116	120
104	106	80	80	2,20	100	107	102	108
86	87	68	64	2,40	85	91	89	98
71	73	68	52	2,60	73	78	77	89
60	60	55	46	2,80	63	66	67	80
				3,00	53	57	59	71
				3,20	46	49	52	63
				3,40		43		56
				3,60				

Second exemple

Exemple : plaque de bardage vertical HACIERBA 6.175.25 B



Portée (m)	Charge normale en daN/m <sup>2</sup>									
	en travée simple					en travée double				
	0,63	0,75	0,88	1,00	1,25	0,63	0,75	0,88	1,00	1,25
Pression	158	189								
Dépression	136	161								
Pression	118	141	165	187						
Dépression	103	123	144	164						
Pression	91	108	127	144	175					
Dépression	80	96	112	127	160					
Pression	71	85	99	113	141	168				
Dépression	64	76	89	101	128	152				
Pression	57	68	80	91	115	137	161			
Dépression	52	61	72	82	104	124	145			
Pression	47	56	65	74	94	111	131	148		
Dépression	43	51	59	68	83	99	116	132		
Pression		45	54	62	73	87	102	116		
Dépression		43	50	57	67	80	95	106		
Pression			46	52	58	69	81	92		
Dépression			42	48	55	65	76	87		
Pression					46	55	65	74		
Dépression					45	54	63	72		
Pression						45	53	60		
Dépression								49		
Pression								49		
Dépression										
Pression										
Dépression										

### 6.3 Les pannes de toiture

Disposées parallèlement à la ligne de faîtage dans le plan des versants, les pannes ont pour fonction de supporter la couverture, les surcharges de neige, de maintenance ainsi que les pressions dues au vent.

Elles peuvent être subdivisées en trois catégories..

- Les pannes faitières sont situées au faîtage et peuvent être jumelées
- Les pannes intermédiaires sont disposées à entre axes constants

- Les pannes sablières sont situées en bas de versant et peuvent être renforcées pour reprendre des efforts horizontaux dus au vent.

L'entre axe des portiques transversaux, détermine la portée des pannes. Par contre, l'entre axe des pannes est déterminé par la portée admissible des bacs de couverture.

Constituées dans la majorité des cas de poutrelles laminées de type IPE, leur poids moyen ramené au  $m^2$  de toiture varie généralement entre 5 et 12  $daN/m^2$ . Des profils réalisés en tôles minces pliées à froid dont les sections ont des formes en Z, en U ou en  $\Sigma$ , sont parfois utilisés.

Les pannes sont assemblées par boulonnage au niveau des appuis qui sont considérés simples (ou articulés). Ces appuis que sont les traverses de portiques (ou des membrures supérieures des fermes) fixent les pannes grâce à un dispositif de pièce en équerre appelées échantignolles (voir la figure 98 ci dessous) . Ces échantignolles en équerre empêchent le glissement vers le bas des pannes en reprenant les efforts tangentiels dans le plan des versants. Elles empêchent également le soulèvement vers le haut de toute la toiture sous l'effet des dépressions du vent. Ainsi, on voit clairement l'importance majeure du rôle joué par ces échantignolles.

Par conséquent, les calculs de vérification et de dimensionnement de ces pièces doivent fournir des épaisseurs suffisantes vis à vis du risque de pliage ainsi que des assemblages résistants au niveau de leur fixation sur la structure principale (risque de rupture des boulons qui subissent à la fois la traction et le cisaillement, risque de déchirement de la pièce par pression diamétrale, etc...)

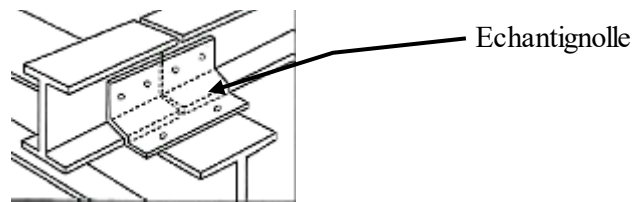


figure 98 : dispositif d'échantignolle.

La pente des versants, donne systématiquement l'angle d'inclinaison  $\alpha$  de la panne, laquelle fonctionne donc en flexion déviée. En effet, les pannes sont soumises à (figure 99) :

- des charges verticales (poids propre de la panne et de la couverture, de la neige, etc..), dont la résultante  $n$  ramenée en charge /ml, se décompose en une charge  $f$  parallèle à l'âme de la panne et une charge  $t$  perpendiculaire qu'il faut bien prendre en compte, afin d'éviter tout risque de déversement latéral.

- une charge ascendante et inclinée  $W$ , due au vent (pression ou succion) est appliquée perpendiculairement au versant, donc parallèlement à l'âme.

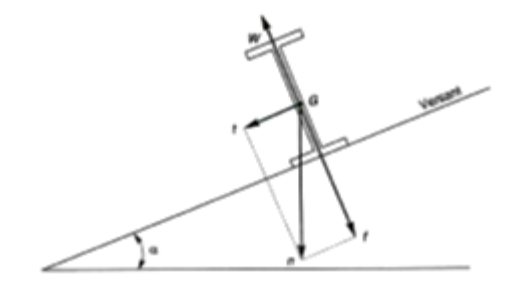


Figure 99 : Orientation de la panne et des forces qui lui sont appliquées

Les pannes doivent être dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions de résistance (à l'ELU) des sections transversales, de stabilité vis à vis du déversement (pour la semelle inférieure comprimée sous l'effet des dépressions de soulèvement dues au vent) et de la limitation de flèches (à l'ELS).

Quant à l'échantignolle, celle-ci est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les membrures supérieures des fermes ou sur les traverses de portiques (figure 100). Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux poids des charges permanentes et de neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent.

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

$$2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$$

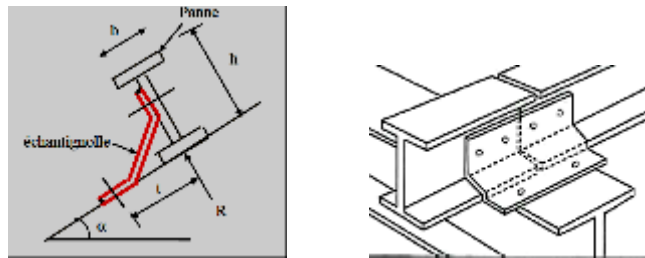


Figure 100 : détails de disposition de l'échantignolle sur poutre traverse de portique

#### Conditions de résistance à l'ELU:

##### **Calculs en plasticité (sections de classes 01 et 02) :**

Après avoir calculé les moments de flexion  $M_y$ , dû aux charges  $f$  et  $w$  et le moment de flexion  $M_z$ , dû aux charges  $t$ , la vérification sera comme suit. S'agissant de flexion déviée (bi-axiale), il faut vérifier que :

$$\left( \frac{M_y}{M_{pl.y}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_z}{M_{pl.z}} \right)^\beta \leq 1$$

où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

- section en I et H :  
 $\alpha = 2 \quad \beta = 5 \quad n \geq 1$
- tubes circulaires :  
 $\alpha = 2 \quad \beta = 2$
- profils creux rectangulaires  
 $\alpha = \beta = 1,66 / (1 - 1,13 n^2) \leq 6$   
avec  $n = N / N_{pl}$

La majorité des pannes ne sont soumises à aucun effort normal  $N$ . Dans ce cas,  $N = 0$  et  $\beta = 1$ .

Un autre critère de vérification des pannes en flexion bi-axiale (avec ou sans effort axial N), valable pour les trois classes de sections 01 et 02, procure une sécurité supérieure:

$$\left(\frac{N}{N_{pl,t}}\right) + \left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right) + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right) \leq 1$$

CALCUL EN ELASTICITE (SECTIONS DE CLASSES 03):

Après avoir calculé les moments de flexion  $M_y$  dû aux charges  $f$  et  $w$  et le moment de flexion  $M_z$ , dû aux charges  $t$ , on pourra calculer les contraintes de flexion correspondant à ces moments

$$\sigma_{f_y} = M_y / W_y \quad \text{et} \quad \sigma_{f_z} = M_z / W_z$$

et vérifier la relation suivante :

$$\sigma_{f_z} + \sigma_{f_y} < f_y$$

$W_y$  et  $W_z$  : sont les modules élastiques de flexion de la section.

En cas de présence de l'effort normal N, il faut vérifier :

$$\left(\frac{N}{A \cdot f_{yd}}\right) + \left(\frac{M_y}{W_y \cdot f_{yd}}\right) + \left(\frac{M_z}{W_z \cdot f_{yd}}\right) \leq 1$$

Vérification au cisaillement :

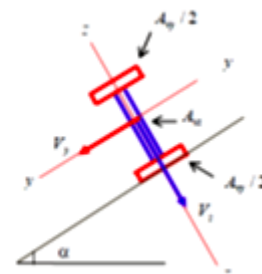
La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_z \leq V_{pl,z,Rd}$$

$$V_y \leq V_{pl,y,Rd}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_w \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{et} \quad V_{pl,y} = \frac{A_w \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$



## 6.4 Les lisses de bardage

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux des portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

Les lisses, ont pour rôle de reprendre les efforts du vent exercés sur le bardage. Elles sont posées (ou orientées) dans le sens d'une plus grande inertie (maximale) dans le plan horizontal. Autrement dit; l'âme doit être placée horizontalement.

Par ailleurs, la lisse doit reprendre son poids propre et le poids du bardage qu'elle supporte. De ce fait, elle fléchit verticalement sous l'effet de ces actions permanentes par rapport à son axe de faible inertie.

En présence simultanée du vent et de ces actions permanentes, elle fonctionne à la flexion bi-axiale ou déviée.

Pour les lisses de bardage, dans de nombreux cas, ce sont les conditions de limitation de flèches (calculs à l'ELS) qui sont les plus défavorables (ou bien qui dimensionnent). Par conséquent, la vérification à l'ELS ne doit jamais être omise (oubliée!!).

**Remarque** : Lorsque la flèche devient excessive, comme c'est parfois le cas pour les dispositifs de liernes utilisés avec les pannes, il est nécessaire de mettre en place des suspentes (ou des tendeurs de lisses) à mi portée afin de créer un appui intermédiaire. Dans cette configuration, la lisse fonctionne de manière continue sur trois appuis verticaux (figure 101).

Sur la figure 101 ci-dessous, est illustré un exemple schématique de disposition de lisse avec suspente (ou tendeur de lisse) :

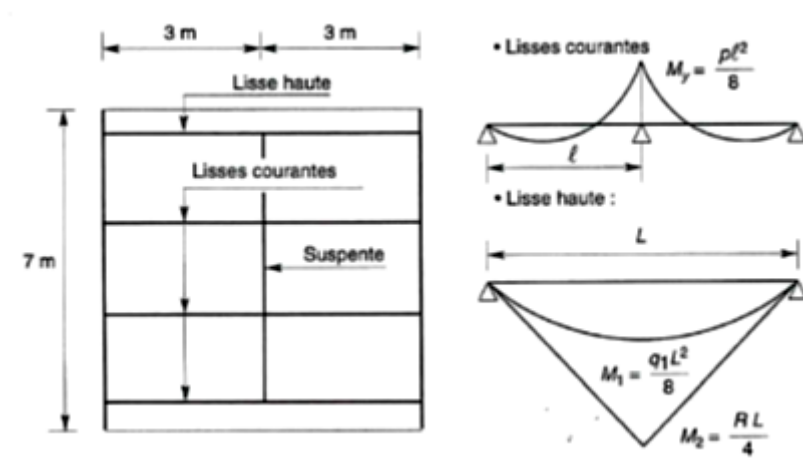


Figure 101 : cas de disposition de lisse de bardage avec suspente (ou tendeur de lisse)

Dans ce cas, à cause des efforts transmis vers le haut par la suspente, la lisse haute sera très sollicitée. Par conséquent, il est indispensable de vérifier cette lisse aussi bien à l'ELS (limitation des flèches) qu'à l'ELU (conditions de résistance). En effet, la lisse haute supporte en plus de son poids propre et du bardage associé (charge  $p_{v1}$ ), les poids des autres lisses et des bacs qui lui sont transmis par l'intermédiaire de la suspente.

Lorsque la flèche verticale dépasse la flèche admissible, l'une des solutions à ce problème consiste à adopter pour la lisse haute une section composée de deux UAP soudés orthogonalement selon la figure ci-dessous (figure 102).

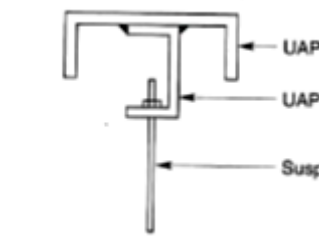


Figure 102 : lisse haute composée de deux UAP soudés orthogonalement avec suspente

**Remarque importante** : Comme pour les pannes faitières du paragraphe précédent, on peut ne pas relier les suspentes à la lisse haute, et utiliser des tiges en diagonales (ou des bretelles : voir la figure 103 ci-dessous) et transmettre directement les efforts aux poteaux et potelets. Toutefois, le

potelet va recevoir un effort de compression supplémentaire et risque de flamber (s'il est très élancé). Dans ce cas, la vérification au flambement du potelet devient indispensable.

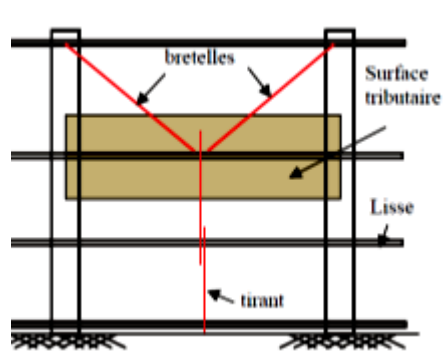


Figure 103 : disposition de tiges en diagonales (ou bretelles) et transmission d'efforts aux poteaux

## 6.5 Dimensionnement des potelets

Destinés à rigidifier le bardage et à transmettre les efforts horizontaux dus au vent, les potelets sont des éléments très souvent élancés. Profilés en **I** ou en **H**, les dimensions de leurs sections varient en fonction du type de bardage (en maçonnerie ou en tôle nervurée) et de leur propre hauteur (figure 104). Leurs sections d'extrémités sont non seulement articulées mais, grâce à un dispositif d'appui glissant (figure 105), ne doivent (en principe) recevoir aucun effort normal vertical de compression de la toiture (notamment ceux dus à la neige).

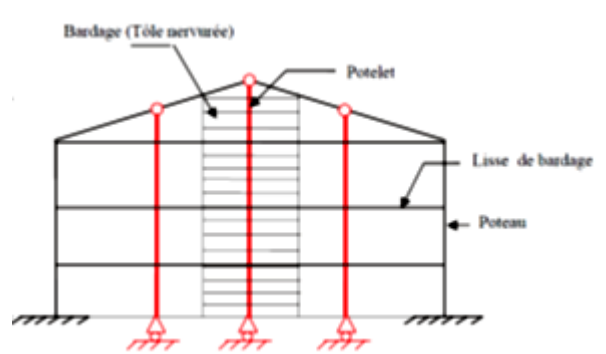


Figure 101 : Exemple courant de potelets sur façade pignon

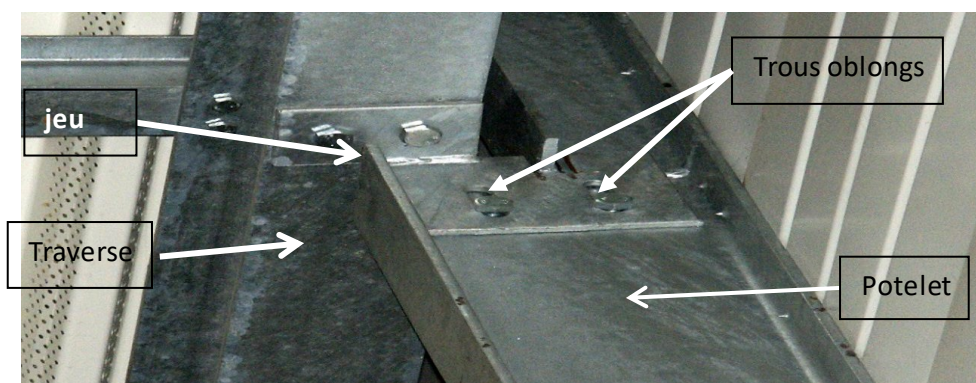


Figure 102 : dispositif d'appui glissant du potelet sur la poutre auvent (la traverse en fait partie)

Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et les lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la



construction sous l'effet des dépressions (ou succions). Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachés.

Par conséquent, le potelet risque :

1. de subir une flèche importante sous les pressions  $q_w$  due au vent (calculs à l'ELS)
2. de flamber lorsqu'il est très élancé (vérification à l'ELU au flambement flexion sous N et M)
3. de déverser sous les dépressions dues au vent où la semelle interne comprimée et qui est non attachée aux lisses de bardage risque de flamber latéralement et de provoquer le déversement du potelet (vérification au déversement sous N et M) (voir la figure 103).

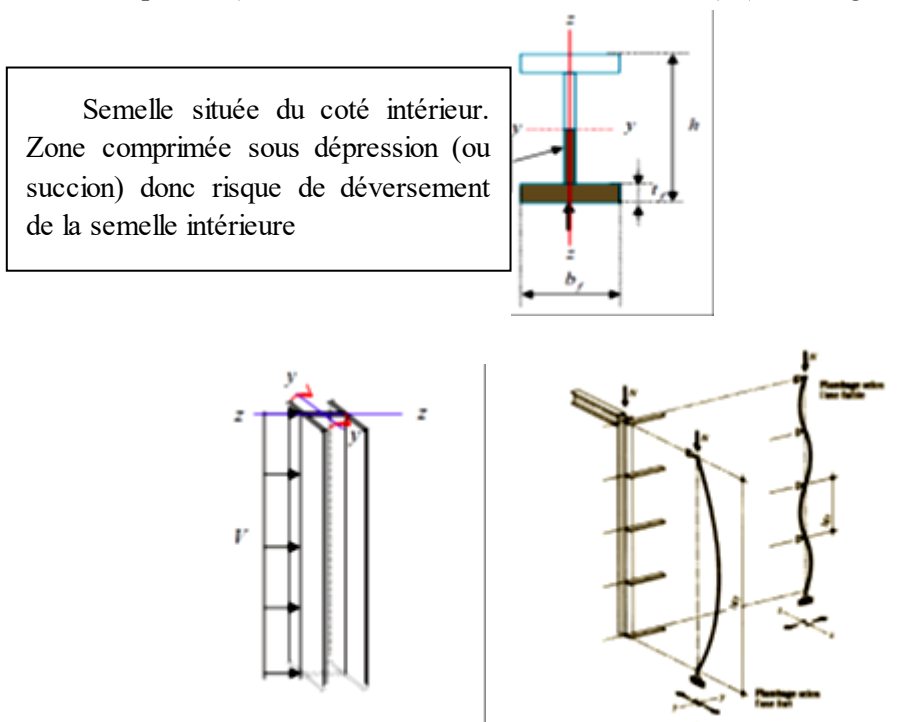


Figure 103 : modes de flambement des potelets

## 6.6 Les portiques transversaux

Les portiques sont composés de poteaux et de poutres traverses. Ils sont soit en treillis, soit à âmes pleines.

Leur conception varie en fonction

- de leur portée : on utilise les profils laminés à sections constantes pour des petites portées (jusqu' à 40 m), des PRS à sections variables pour des longues portées (entre 40 et 80m) , et des portiques à treillis pour les très longues portées (par exemple : hangars aéronautiques entre 80 et 140 m)

- du schéma statique de la structure en général et du portique en particulier. Ce schéma statique dépend aussi de la nature du sol, de l'existence ou non de ponts roulants, de la nature des équipements utilisés (machines vibrantes ou non, etc.)

- du procédés technologique utilisé par le constructeur.

Les portiques à âmes pleines peuvent être composés de plusieurs types de profils :

- Profils laminés à inertie constante : utilisation générale de profils tels que IPE, HEA, HEB, etc. (voir figure 104A).

- Profils à inertie constante avec renforts supplémentaires : Utilisation de profils à inertie constante, avec des renforts aux endroits fortement sollicités par des moments fléchissants maximaux, tels que les jarrets aux liaisons poteaux-poutres, les clés de faitage, etc. (voir figure 104B). Cette catégorie est largement adoptée, notamment pour des portées inférieures à environ 40 m.
- Profils PRS à inertie variable : Recours à des profils PRS présentant une inertie variable (voir figure 104C). Cette catégorie se révèle plus économique pour des portées dépassant les 40 m. Toutefois, il est recommandé de comparer systématiquement les coûts de main-d'œuvre et les délais d'exécution à chaque cas.

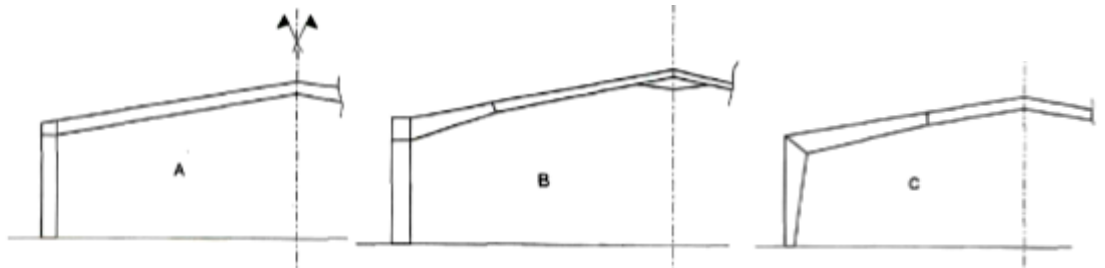


Figure 104 : types de profils des portiques à âmes pleines (à inertie constante, avec renforts, et en fuseau)

Comparés aux portiques à treillis, les portiques à âmes pleines sont plus avantageux, notamment :

- en temps de mains d'œuvre (nombre plus élevé d'opérations de découpage, d'ajustage, et de soudage pour les éléments à treillis)
- au niveau des coûts (sauf pour les très grandes portées)
- des facilités de transports et de manutention
- et de la simplicité des assemblages pour les éléments à âmes pleines (assemblages par platines d'extrémité, cornières, et boulons HR)
- de l'entretien moins difficile (peinture moindre)

En ce qui concerne les schémas statiques, les portiques peuvent être subdivisés en deux principales catégories :

- les portiques à pieds de poteaux articulés
- et les portiques à pieds de poteaux encastrés.

Toutefois, nous distinguons aussi les portiques isostatiques des portiques hyperstatiques. Cela étant dit, il faut bien savoir que plus la structure est de degré d'hyperstaticité élevée, plus elle est stable, rigide et indéformable. Toutefois, le coût de la structure augmente avec l'augmentation du degré d'hyperstaticité. Ce coût plus élevé est dû soit au temps de la main d'œuvre, de la fabrication en atelier et du montage sur chantier, soit au poids de l'acier plus élevé. Les systèmes isostatiques quant à eux possèdent l'inconvénient d'être moins résistants aux incendies (temps de résistance au feu plus court) et d'être plus souples. Par ailleurs, une vigilance particulière doit être accordée à ces systèmes isostatiques en zones sismiques (où les phénomènes d'adaptation plastiques où les redistributions favorables d'efforts sont inexistantes).

Ci-dessous sont représentés les différents schémas statiques des portiques. Les schémas A4 et E4 restent les plus utilisés de tous.









	Schémas	Degrés de stabilité (croissants des indices 1 à 4)
Pieds de poteaux articulés		Hypostaticité de degré 2 } Instabilité
		
		Isostaticité
		Hyperstaticité de degré 1
Pieds de poteaux encastrés		Isostaticité
		Hyperstaticité de degré 1
		Hyperstaticité de degré 2
		Hyperstaticité de degré 3

Tableau 18 : différents schémas statiques des portiques transversaux

Il est connu qu'une structure peut être soumise à des actions soit permanentes, soit variables, soit accidentelles. Lorsque ces actions agissent simultanément, on dit que cette structure est soumise à des combinaisons d'actions. Lors de cet événement d'actions simultanées, une action peut agir en intensité plus grande qu'une autre. Ceci est pris en charge par les coefficients partiels de sécurité définis par les règlements dans lesquels des formules relatives aux combinaisons d'actions ont été établies. Toutefois, il se peut aussi qu'une action puisse avoir plusieurs directions ou sens différents, donnant (pour chaque sens ou direction) des sollicitations et des distributions différentes dans la structure. Pour remédier à ce problème, il faut subdiviser cette action en cas de chargements. Ce qui est communément connu dans les logiciels de calcul de cas de chargement (ou "load case" dans les logiciels anglo-saxons).

Cela étant dit, pour dimensionner un portique, dans le cadre des actions définies initialement (tels que le poids propre, le vent, la neige, le séisme, etc..), il faut définir tous les cas de chargements possibles inclus dans une action. Par exemple, l'action du vent sur les portiques transversaux est due à celle du vent transversal (ou bien cas de vent sur long pan) ainsi qu'à celle du vent longitudinal (ou bien cas de vent sur pignon). Cette action regroupera six cas de chargement possibles tels que :

- 1<sup>er</sup> cas de chargement : vent sur long pan avec surpression intérieure (ouvertures face au vent ouvertes, le reste des ouvertures fermées)
- 2<sup>ème</sup> cas de chargement : vent sur long pan avec dépression intérieure (toutes les ouvertures sous et parallèles au vent sont ouvertes et celles face au vent fermées)
- 3<sup>ème</sup> cas de chargement (généralement favorable) : vent sur long pan avec parois étanches donc pas de pressions intérieures (toutes les ouvertures sont fermées)
- 4<sup>ème</sup> cas de chargement : vent sur pignon avec surpression intérieure (ouvertures face au vent ouvertes, le reste des ouvertures fermées)

- 5<sup>ème</sup> cas de chargement : (généralement favorable pour le portique) vent sur pignon avec dépression intérieure (toutes les ouvertures sous et parallèles au vent sont ouvertes et celles face au vent fermées)
- 6<sup>ème</sup> cas de chargement (généralement favorable) : vent sur pignon avec parois étanches donc pas de pressions intérieures (toutes les ouvertures sont fermées)

Ainsi, il est clair que les combinaisons d'actions qui incluront le vent, tiendront compte de ces cas de chargements. Autrement dit, s'il y a N cas de chargements pour le vent, et M combinaison d'actions incluant le vent, il y aura (N x M) combinaisons incluant le vent.

Le dimensionnement des portiques (ou bien la détermination des sections et des assemblages) doit se faire après avoir déterminé toutes les sollicitations les plus défavorables issues de toutes les combinaisons incluant tous les cas de chargements possibles qui pourraient être appliqués à la structure. La combinaison de ces cas de chargements doit être effectuée en utilisant les mêmes formules que celles des combinaisons d'actions (avec les mêmes coefficients). Par ailleurs, il est clair que lors de ces combinaisons, on tiendra compte de la nature de ces cas chargements (permanent, variable ou accidentel), de leur rôle favorable ou défavorable (défavorable signifie: agissant dans le sens de provoquer la ruine de la structure). Ces combinaisons étant souvent nombreuses, il en ressort un temps de calcul élevé. Ce qui justifie le recours aux logiciels de calculs sur ordinateur.

## Chapitre 5

# Conception des ossatures de bâtiments à étages

### 1. Introduction

Dans ce chapitre, nous nous intéressons au cas des ossatures métalliques des bâtiments à étages. En abordant la notion de plancher rigide, nous montrerons au paragraphe 2 suivant comment et sous quelle condition, le plancher peut-il jouer le rôle de contreventement horizontal. Traitant le contreventement vertical au paragraphe 3, il en sera question du nombre minimal de palées verticales ainsi que de leurs orientations. Quant au paragraphe 4, celui-ci fera l'objet d'une analyse des différentes possibilités de contreventement telles que par portiques autostables, par palées de stabilité, ainsi qu'en mode mixte : portiques et palées. Nous terminerons ce chapitre par un exemple d'analyse de stabilité d'une ossature de bâtiment à deux niveaux.

### 2. Contreventement horizontal par planchers rigides ou diaphragmes :

La particularité essentielle de ce type de structure, réside dans le fait qu'elles possèdent à chaque niveau (ou étage) des planchers infiniment rigides dans leurs plan. Ces planchers consistent en des dalles en béton armé ou en des planchers mixtes acier béton. Cette notion de rigidité dans le plan est très importante. En effet, sous l'effet de forces horizontales dues au vent ou au séisme, le plancher rigide dans son plan (nommé également diaphragme) aura un mouvement de corps rigide (indéformable) dans son plan. Autrement dit, si on considère un segment de droite reliant deux points A et B appartenant à ce plancher, ce segment subira soit des translations soit des rotations mais ne subira aucune déformation. Par conséquent, ce diaphragme entrainera avec lui toutes les extrémités des éléments verticaux qui lui sont connectés. Ces éléments verticaux sont les poteaux ainsi que les palées de stabilité. En solidarisant entre elles toutes ces palées verticales, ce plancher (ou diaphragme) joue ainsi le rôle de contreventement horizontal (figure 105).

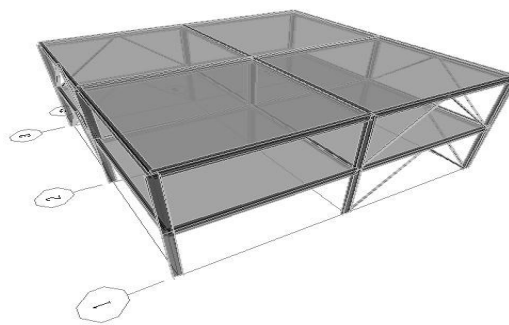


Figure 105 : Exemple d'ossature comportant des planchers rigides dans leurs plans ou diaphragmes

Toutefois, dans le cas des constructions mixtes acier béton, pour que le plancher puisse assurer correctement sa fonction de diaphragme ou de contreventement horizontal, il est absolument nécessaire que les poutres métalliques soient entièrement connectées aux dalles mixtes par le biais de connecteurs (voir la figure 106 ci-dessous). Faute de quoi, un contreventement horizontal en palées triangulées doit être mis en place.



Figure 106 : poutre métallique avec connecteurs soudés sur la semelle supérieure

La figure 107 illustre un exemple de plancher mixte acier béton où la connexion entre la poutre métallique et la dalle mixte est assurée par un nombre approprié de goujons connecteurs.

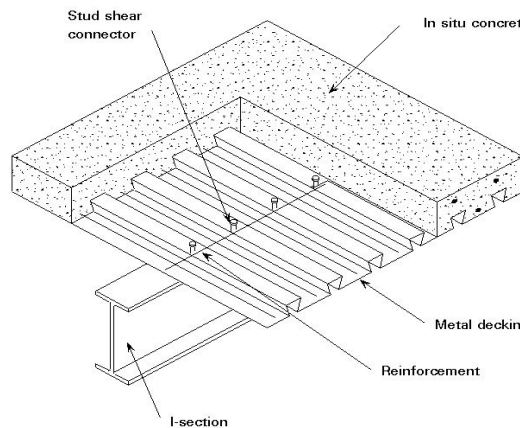


Figure 107 : exemple de plancher mixte acier béton avec dalle mixte connectée à une poutre métallique

### 3. Le contreventement vertical : nombre minimal de palées verticales et leur orientation

Dans chaque plan horizontal, correspondant à chaque étage de la structure, il est impératif de disposer d'au moins trois palées de contreventement vertical qui ne sont ni alignées ni toutes parallèles entre elles. La figure 108 illustre le plan d'un étage avec trois palées identifiées par des traits noirs épais. Parmi les options présentées, seule la configuration **a** est considérée correcte. Les palées de type **b** se révèlent incapables de résister à une force de vent  $F_1$  perpendiculaire à leur plan commun, tandis que les palées de type **c** ne peuvent entraver la rotation autour du point  $O$ , résultant d'une force  $F_2$  excentrée par rapport à ce point.

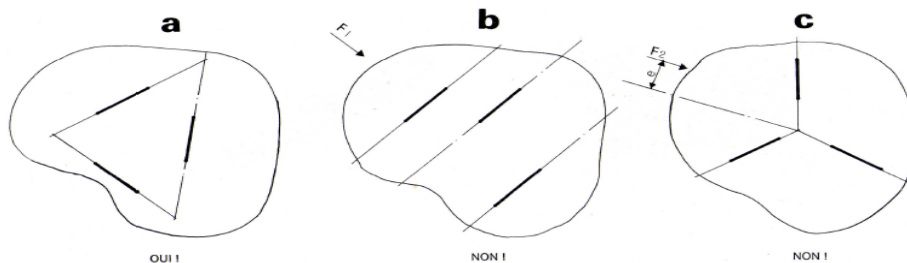


Figure 108 : Différentes possibilités d'orientations des palées à adopter et à éviter

Ainsi, dans un plan rectangulaire doté de files orthogonales, On pourra se limiter à trois palées, réparties avec deux dans une direction et une seule dans l'autre. Cette hypothèse, bien entendu, dépend

de la capacité du contreventement horizontal à transmettre les forces du vent (ou du séisme) vers ces trois palées. Cependant, dans la pratique, on privilégie généralement la prévision d'au moins deux palées dans chaque direction.

La figure 109 illustre des exemples de configurations de palées verticales, certaines étant jugées admissibles, tandis que d'autres sont interdites en raison des raisons citées précédemment.

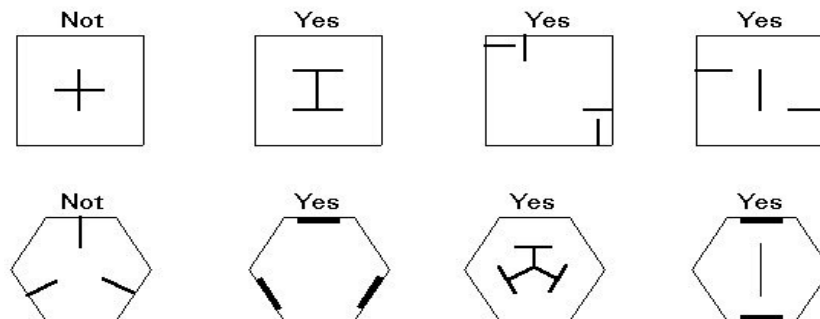


Figure 109 : exemples de dispositions de palées verticales qui sont soit admissibles, soit interdites.

#### 4. Analyse des différentes possibilités de contreventement

Il existe donc plusieurs possibilités pour assurer la stabilité d'un bâtiment. Essentiellement, on peut recenser deux conceptions qui sont les plus fréquemment rencontrées :

1. La première consiste à concevoir le bâtiment à partir d'éléments (poutres, poteaux, fondations) liés de manière absolument rigide les uns aux autres et ce, dans toutes les directions: c'est le portique tridimensionnel autostable.
2. Dans la seconde, on peut concevoir le bâtiment formé d'éléments liés entre eux de manière souple (assemblage articulé) dans une ou dans toutes les directions. Pour assurer la stabilité, il est nécessaire de réunir, dans ce cas, entre eux les éléments de structure (poutres, poteaux, fondations) par des contreventements formés de barres ou par des parois pleines (diaphragmes, murs en maçonnerie ou en béton, dalle de béton, murs de refend ou éléments de façade rigides, etc.).

La première solution (celle avec les éléments assemblés rigidement les uns aux autres), possède des **avantages** et des **inconvénients** :

1. **Ses avantages** : du point de vue de la statique et du comportement de la structure, il est intéressant d'avoir des liaisons rigides entre tous les éléments de l'ossature car cela permet de diminuer le poids des poutres et des fondations par une meilleure répartition des efforts internes dans toute l'ossature.
2. **Ses inconvénients** : Par contre, la complexité des assemblages rigides dans toutes les directions devient telle que le coût des assemblages peut largement dépasser le gain d'économie obtenu sur le poids d'acier mis en œuvre pour réaliser l'ossature. Par ailleurs, de tels assemblages exigent beaucoup de temps (découpe, perçage, accostage, soudage, etc.) pour leur fabrication en atelier et pour leur mise en œuvre sur le chantier lors du montage, d'où des délais de réalisation plus longs.

La seconde solution (celle où les éléments de structure sont assemblés de manière souple ou semi-rigide mais contreventés de façon adéquate), permet des économies considérables sur les coûts de réalisation des assemblages, en dépit parfois d'un accroissement du poids de l'ossature (poutres et fondations) et, surtout, elle facilite grandement le montage de l'ossature d'où un gain appréciable sur les délais de construction

## 5. Exemple d'analyse de stabilité d'une ossature de bâtiment à deux niveaux

Prenons l'exemple d'un bâtiment à deux niveaux, comme illustré dans la figure 110. Cet ouvrage s'étend sur une longueur de 24 mètres, comprenant quatre portiques transversaux. La question cruciale qui se pose est de déterminer comment assurer la stabilité de cette structure dans les deux directions, face aux sollicitations tant transversales que longitudinales.

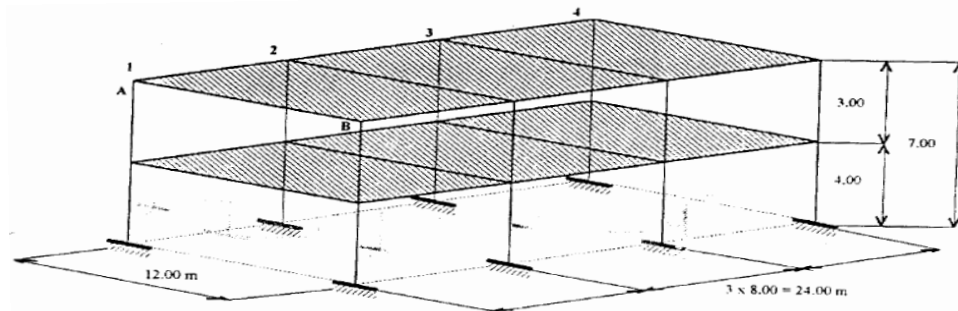


Figure 110: Exemple d'ossature à deux niveaux

### 5.1 Stabilité transversale :

Sous l'action de forces horizontales  $F_{Hi}$  aux différents niveaux  $i$ , la construction peut subir des déformations horizontales importantes et intolérables à cause des désordres qu'elles peuvent entraîner dans les éléments non structuraux (vitrages, façades, murs et cloisons intérieurs, etc.). il est donc nécessaire d'assurer la stabilité transversale ou, en d'autres termes, la reprise des efforts horizontaux soit par des palées de stabilité ou par des portiques à nœuds rigides

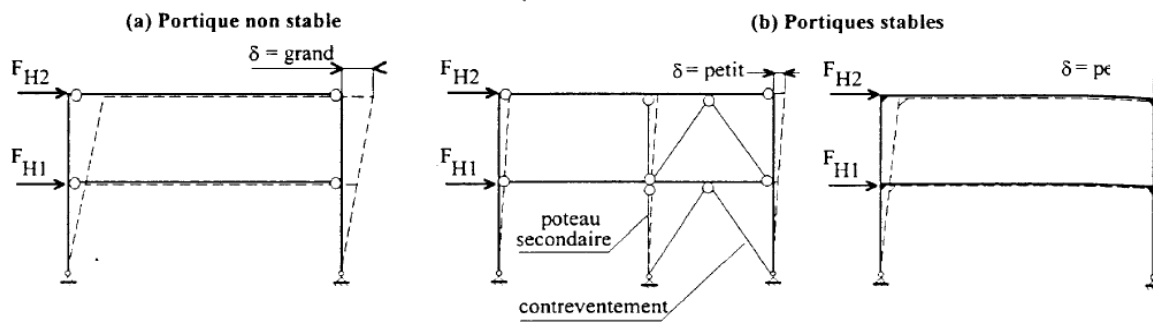


Figure 111 : cas de portique non stable à grande déformation (a) et de portiques stables (b) contreventés

Les pieds de poteaux peuvent être soit articulés, soit encastrés. Généralement, les pieds de poteaux articulés donnent de meilleures solutions sur le plan économique, bien qu'ils conduisent à des structures plus souples latéralement. L'aspect économique de ces pieds de poteaux articulés, concerne essentiellement les fondations vu qu'ils ne leur transmettent pas de moments fléchissants.

En ce qui concerne la fonction du diaphragme (ou du plancher infiniment rigide dans son plan), il est possible de remarquer qu'au lieu de doter chaque portique d'un contreventement transversal vertical, il est possible de limiter le contreventement aux deux portiques situés sur les façades pignons. Les autres portiques trouvent leur stabilité grâce au plancher horizontal au niveau 1 et à la dalle de toiture au niveau 2, agissant comme des diaphragmes horizontaux. En effet, selon la disposition présentée dans



la figure 112 ci-après, il peut parfois être plus judicieux de positionner les contreventements dans les façades, en tenant compte de leur habillage, plutôt que dans les plans des portiques intermédiaires, où l'on souhaite généralement conserver un espace libre.

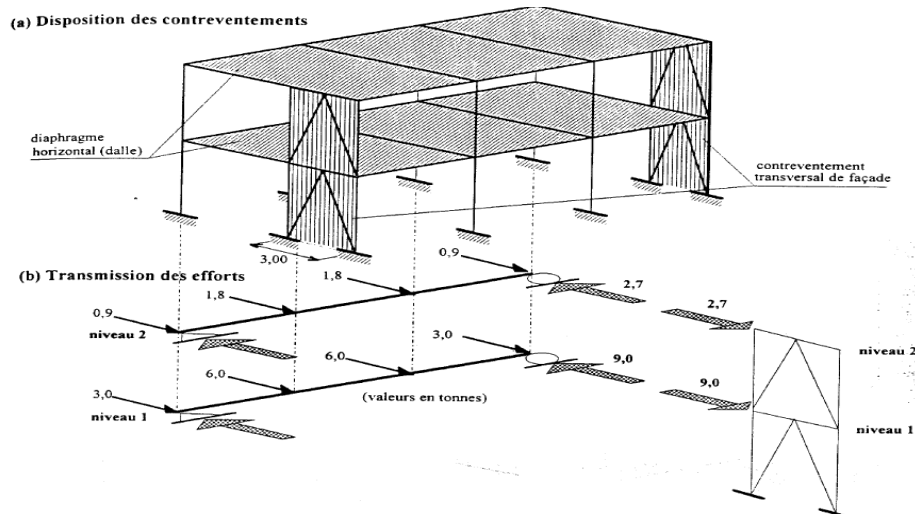


Figure 112 : vent transversal : deux contreventement verticaux en façades pignons et utilisation du plancher diaphragme comme contreventement horizontal

Chaque dalle, ou plancher, constitue un diaphragme horizontal qui à la manière d'une poutre reporte ses efforts horizontaux aux palées de stabilité situées sur les murs pignons (figure 112). Ce sont ces réactions d'appuis qui sollicitent les contreventements verticaux.

## 5.2 Stabilité longitudinale:

La stabilité vis-à-vis d'efforts longitudinaux (dus au vent ou aux séismes) doit être également assurée par des contreventements longitudinaux verticaux (figure 113). En effet, sans ces contreventements, le bâtiment est statiquement instable longitudinalement. Dans le cas de cette figure de contreventements par palées de stabilité longitudinales, les dalles de plancher, rigides dans leur propre plans reportent les efforts horizontaux aux contreventements longitudinaux verticaux.

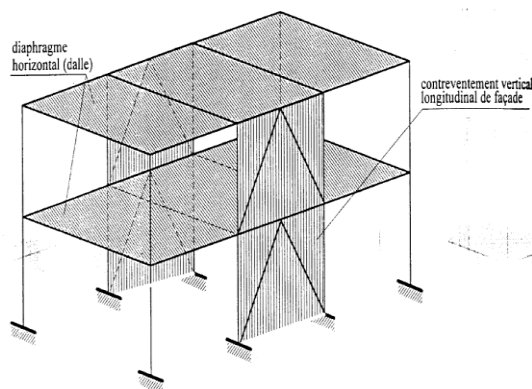


Figure 113 : vent longitudinal : deux contreventements verticaux en façades long pan et utilisation du plancher diaphragme comme contreventement horizontal

**Remarque :** les palées en V inversés contribuent également à supporter la poutre horizontale soumise aux charges verticales permanentes et aux surcharges. Dans ce cas précis, les barres de contreventement deviennent des éléments porteurs.

## Chapitre 06

### Les pieds de poteaux

#### 1. Introduction

Les pieds de poteaux constituent non seulement des éléments de liaison de la superstructure métallique à l'infrastructure de fondation en béton armé mais également des éléments d'ancrage de cette structure dans le sol. Ils ont pour fonction essentielle de transmettre aux fondations toutes les charges verticales et horizontales exercées sur le bâtiment. Le pied de poteau est constitué d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau. Cette platine est ensuite attachée au massif de fondation grâce aux tiges d'ancrages auxquelles elle est fixée par boulonnage. Ces tiges d'ancrages, souvent munies de crochets, doivent être scellées dans le béton sur une longueur suffisante. Elles jouent un rôle primordial vis-à-vis des efforts de soulèvement (ou d'arrachement) dus au vent. Ces efforts sont parfois d'une grande intensité. Ces tiges sont généralement droites, mais courbées à une extrémité. Ce qui favorise la prise en charge d'une traction plus importante. Cette courbure permet d'ancrer solidement la tige, assurant ainsi la stabilité globale de la charpente lors de son montage. Ces forces de traction résultent principalement des vents ascendants. Elles peuvent également provenir des moments à la base dans le cas des poteaux encastrés.

Cela étant dit, le pied de poteau constitue un type d'assemblage particulier entre deux matériaux différents que sont l'acier et le béton armé. Comme mentionné dans le chapitre précédent, il existe deux catégories de pieds de poteaux : articulés et encastrés. Selon la rigidité que le concepteur leur donne, ces assemblages participent à la stabilité et à la souplesse de l'ensemble de l'ouvrage. Par ailleurs, comme nous verrons plus loin, on peut également concevoir des pieds de poteaux articulés dans une direction et encastrés dans l'autre direction perpendiculaire.

#### 2. Les pieds de poteaux articulés:

Par définition, les pieds de poteaux articulés ne transmettent pas de moments fléchissants aux fondations, autorisant ainsi les libres rotations de la section d'extrémités du poteau à la base. Cette caractéristique simplifie la conception des assemblages, conduisant à des coûts de mise en œuvre plus avantageux tant pour les poteaux que pour les fondations.

Les figures 114 à 119 illustrent différents exemples de pieds de poteaux articulés. La configuration la plus courante est représentée par la figure 114, généralement utilisée pour des bâtiments où les poteaux adoptent la forme de sections en double T dont la hauteur ne dépasse pas 500 mm. La possibilité pour le poteau de tourner librement dépend des dimensions de la platine d'extrémité; plus elles sont importantes, plus on s'éloigne de l'articulation parfaite. On parlera alors de la désignation de semi-articulation pour ce type de pied de poteau. La figure 115 illustre le cas de poteau articulé avec un dispositif nommé bêche destinée à transmettre les efforts horizontaux à la base lorsque ces derniers (efforts horizontaux) ne sont pas négligeables.

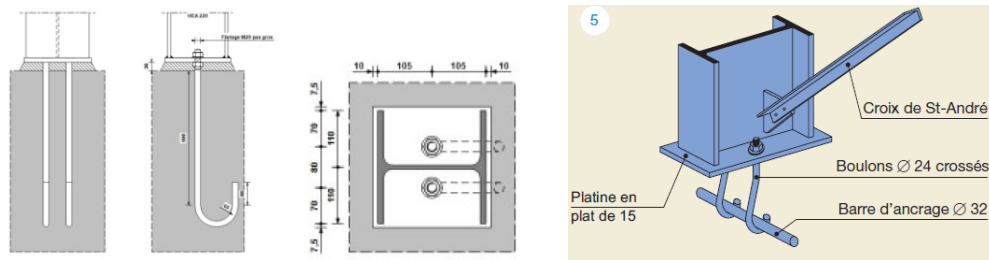


Figure 114 : pieds de poteaux articulés à deux tiges d’ancrages avec crochet autour d’une barre de fixation

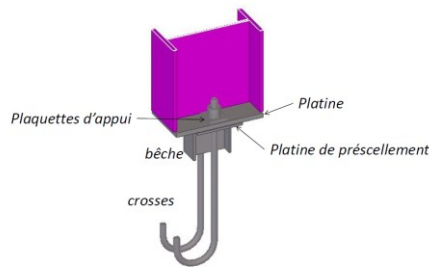


Figure 115 : pieds de poteaux articulés avec dispositif de bêche anti-glisserment

Pour les poteaux des bâtiments industriels lourds, présentant des sections de dimensions plus importantes, la nécessité d'intégrer des articulations conduit à l'utilisation de dispositifs spéciaux, tels que ceux illustrés dans les figures 116 à 118. Le dispositif sur grain (figure 116) s'adapte bien aux poteaux soumis uniquement à une compression. En revanche, pour les cas où le poteau est soumis à la fois à la traction et à la compression, la solution avec axe de rotule (figure 117) peut être privilégiée. Toutefois, cette solution n'est pas très adaptée pour les structures de bâtiments. En effet, elle y est très rarement utilisée car la rotule cylindrique ne travaille que par rapport à son axe. La direction perpendiculaire n'est pas prise en compte par ce dispositif. Quant à la configuration avec appareils d'appui à élastomères (figure 118), celle-ci permet de réaliser des articulations dans les deux directions tout en répartissant les efforts verticaux sur des surfaces suffisamment grandes pour que les contraintes sur le béton demeurent admissibles. Les appuis à élastomères se composent de couches successives de néoprène frettées entre des plaques d'acier, et la rotation autorisée est d'autant plus grande que l'empilement des feuilles est important. Ce dispositif est également utilisé pour l'isolation sismique des structures.

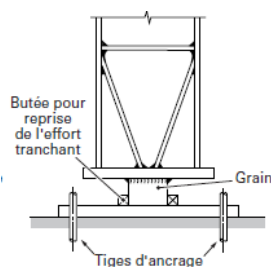


Figure 116 : pieds de poteaux articulés avec grain

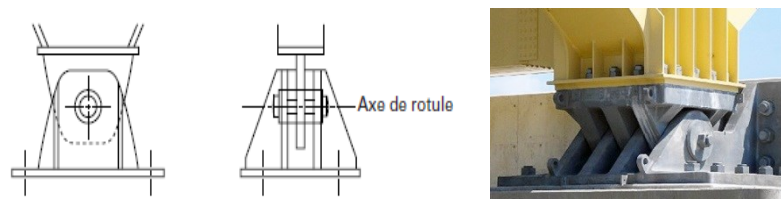


Figure 117 : pieds de poteaux articulés avec dispositif à axe de rotule

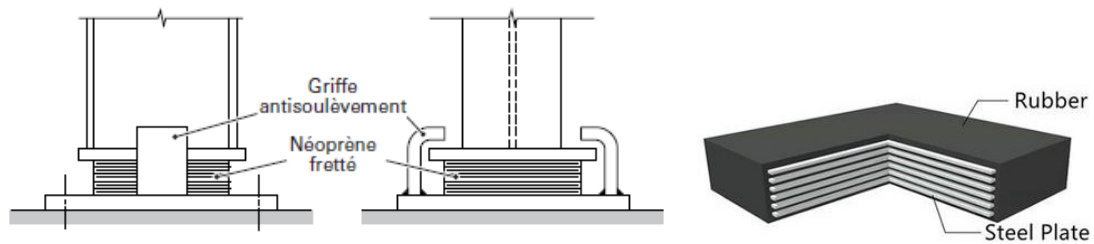


Figure 118 : pieds de poteaux articulés avec dispositif avec appareil d'appui à élastomères frettés entre laques d'acier

### 3. Les pieds de poteaux encastrés:

L'encastrement des pieds de poteaux devient nécessaire dans l'une des situations suivantes :

- Lorsque les poteaux doivent assurer seuls la stabilité verticale de la structure.
- En présence de critères de déformations horizontales particulièrement sévères, imposés aux bâtiments industriels abritant des chemins de roulement pour des ponts roulants lourds.
- Lorsque les dimensions de la platine d'extrémité sont excessives pour envisager des articulations, et que le recours à des dispositifs spéciaux tels que les rotules ou les appareils d'appui à élastomères est jugé excessivement coûteux.

En optant pour un système à quatre tiges d'ancrage et plus (figure 119 ci-dessous et photo), On peut assurer l'encastrement du pied de poteau suivant les deux directions principales.

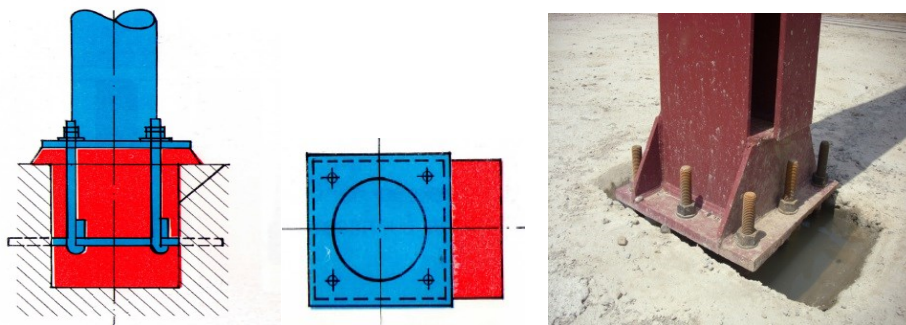


Figure 19 : encastremets de poteau tubulaire et en croisillon par rapport aux deux axes principaux

Par ailleurs, pour éviter les platines déformables (figure 120), on peut soit augmenter l'épaisseur de la platine, soit disposer des raidisseurs d'angles soudés à la fois au poteau et à la platine (figure 121), soit utiliser ces deux solutions simultanément (ce qui est recommandé).



Figure 120: Cas de platine déformables

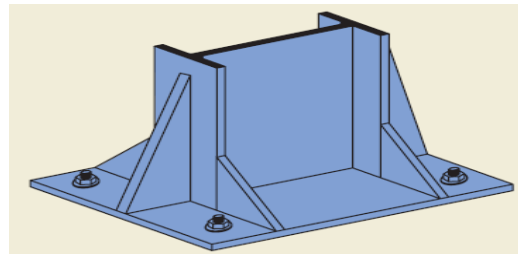


Figure 121 : Pied de poteau muni de raidisseurs d'angle

### 4. Pieds de poteaux encastrés dans une direction et articulés dans l'autre:

Les liaisons rigides ne concernent pas uniquement les nœuds poteaux poutres. Pour rigidifier un panneau, on peut également rigidifier la liaison poteau fondation (ou le pied de poteau). La figure 122

ci-dessous illustre le détail d'un encastrement dans une direction et d'une articulation dans l'autre direction perpendiculaire.

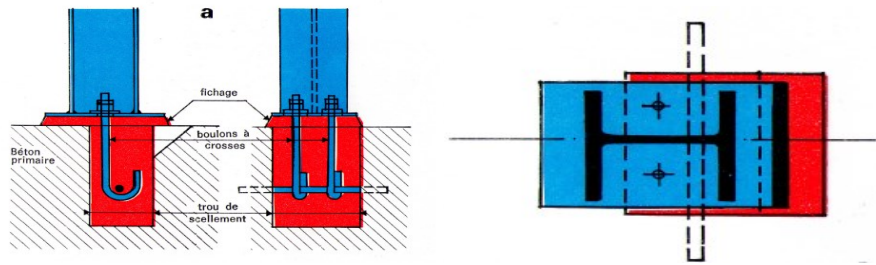


Figure 122: Détail d'ancrage de pied de poteau en double T, encasté / à l'axe faible Z et articulé / à l'axe fort Y

## 5. Dimensionnement des pieds de poteaux :

On adopte l'hypothèse que la platine, soumise aux réactions des fondations, présente un risque de flexion le long des lignes tangentes au contour du poteau, telles que les lignes 1-1 et 2-2 (voir figure 123). Les parties des tôles situées à l'extérieur de ces lignes doivent alors être traitées comme des poutres en porte à faux. Par conséquent, il est nécessaire de vérifier que la section de la tôle située au niveau de la ligne de pliage est capable de résister au moment induit par les réactions exercées par le massif de fondation entre cette section et le bord libre de la platine.

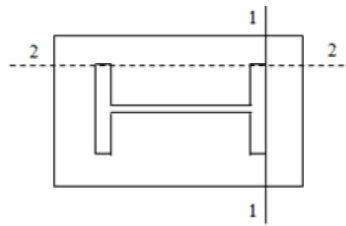


Figure 123 : les lignes tangentes au contour du poteau.

Les calculs consistent à :

1. Déterminer la surface de la platine, en fonction de la contrainte admissible  $\bar{\sigma}_b$  de compression du béton du massif de fondation.
2. Déterminer l'épaisseur de la platine  $t_p$ , en fonction de la contrainte de flexion calculée au droit de chaque ligne de pliage.
3. Déterminer les dimensions des tiges d'ancrages, en fonction des efforts de traction engendrés soit par un moment en pied (encastrement), soit par un soulèvement dû au vent.

### 5.1 Pied de poteau articulé :

#### a)- Surface de la platine :

Elle est déterminée par la condition suivante (voir figure 124): 
$$\sigma = \frac{N}{h_p b_p} \leq \bar{\sigma}_b$$

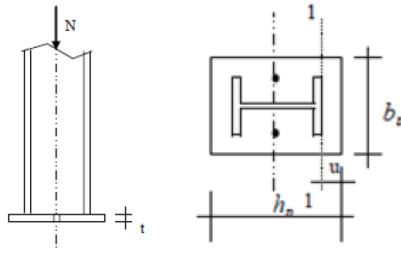


Figure 124 : Effort normal centré et dimensions en plan de la platine

### b)- Epaisseur de la platine :

L'effort à droite de la ligne 1-1 (fig.124) est :

$$F = \sigma \cdot b_p \cdot u$$

Le moment correspondant a pour valeur :

$$M = F \frac{u}{2} = \sigma \cdot b_p \cdot \frac{u^2}{2}$$

Le moment résistant élastique de la platine est :

$$M_{el} = f_y \frac{I}{v} \quad \text{avec} \quad \frac{I}{v} = \frac{b_p \cdot t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :

$$\sigma \cdot b_p \cdot \frac{u^2}{2} \leq f_y \frac{b_p \cdot t^2}{6} \quad \text{soit} \quad t \geq u \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma}{f_y}}$$

Inversement, si  $t$  est fixée à priori, le problème sera de vérifier la contrainte de flexion  $\sigma$  au droit de la ligne de pliage telle que :

$$\sigma \leq \frac{f_y}{3} \left( \frac{t}{u} \right)^2$$

### c)- Les tiges d'ancrages.

L'effort admissible par scellement, dans le cas des tiges (goujons) avec crochet, est donné par la formule suivante :

$$N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7 \times g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left( 1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

$g_c$ : étant le dosage en ciment du béton en  $kg/m^3$

Et les valeurs courantes étant :

$$r = 3\phi$$

$$l_2 = 2\phi$$

$$l_1 = 20\phi$$

### d) Exemple 01

Soit un poteau IPE 300, articulé en pied (figure 125), et soumis aux sollicitations suivantes :

- Un effort normal de compression dû à la combinaison à l'état limite ultime du poids propre et de la neige égal à :

$$N_{cu} = 70 \text{ KN}$$

- Un effort normal de traction, dû aux pressions de soulèvement dues au vent, et égal à :

$$N_{tu} = -60 \text{ KN}$$

**Solution :**

- Surface d'appui de la plaque d'assise :

La résistance de calcul d'un béton de classe C25 ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ) aux états limites ultimes est la suivante :

$$\bar{\sigma}_b = 0.85 * \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$
$$h_p b_p \geq \frac{N_{cu}}{\bar{\sigma}_b} = \frac{70.0}{1.417} = 49.4 \text{ cm}^2$$

La hauteur de la section du poteau (IPE300) et de  $h_c=300 \text{ mm}$  ; sa largeur est de  $b_c=150 \text{ mm}$

Pour des raisons constructives on adopte une platine de  $40 \times 25 \text{ cm}^2$

$$h_p b_p = 40 \times 25 = 1000 \text{ cm}^2 \gg 49.4 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation :

$$\sigma = \frac{N_{cu}}{h_p b_p} = \frac{70}{40 \times 25} = 0.07 \text{ KN/cm}^2 = 0.7 \text{ MPa} \ll \bar{\sigma}_b = 14.17 \text{ MPa}$$

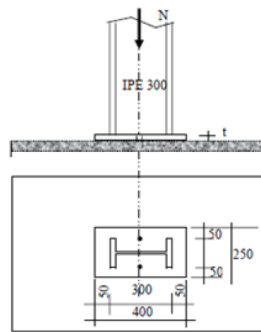


Figure 125 : dimensions adoptées pour le pied de poteau articulé IPE300

• **Épaisseur de la platine :**

$$t \geq u \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma}{f_y}} = 50 \sqrt{\frac{3 \times 0.7}{235}} = 4.72 \text{ mm}$$

L'épaisseur obtenue par les calculs est faible. Pour des raisons pratiques, on adopte une épaisseur de 10 mm

• **Diamètre des goujons :**

$$\text{Effort de traction par goujon : } \frac{N_{tu}}{2} = \frac{6000}{2} = 3000 \text{ Kgf}$$

Effort admissible par goujon :

$$N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{\phi}{\left( 1 + \frac{\phi}{250} \right)^2} (20\phi + 19.2\phi + 7\phi) \geq \frac{N_{tu}}{2}$$

$$\text{D'où l'on tire } \phi^2 - 1.51\phi - 188.786 \geq 0$$

Après résolution, on obtient  $\phi \geq 14.52 \text{ mm}$  et nous adoptons des tiges de diamètre  $\phi = 16 \text{ mm}$  .

## 5.2 Pied de poteau encastré :

Soit l'effort normal  $N$  de compression et le moment de flexion  $M$  appliqués à la base du poteau. Soit l'excentricité  $e$  de l'effort normal  $N$  définie comme suit :  $e = \frac{M}{N}$ .

- Si  $e \leq \frac{h}{6}$ , l'effort normal  $N$  se trouve alors dans le noyau central de la section de béton telle que, celle-ci (la section) soit alors entièrement comprimée (pas de tiges tendues). Par conséquent, le dimensionnement de la platine se fera en suivant la même méthode que celle des poteaux articulés.
- Si  $e > \frac{h}{6}$ , l'effort normal  $N$  se trouve alors en dehors du noyau central de la section de béton telle que, celle-ci (la section) soit alors partiellement comprimée (donc présence de tiges tendues) (figure 126). Par conséquent, le moment sera équilibré par un couple constitué d'un effort de compression sur le béton et d'un effort de traction dans les tiges. Plus les moments sont importants, plus il faut augmenter la distance entre les tiges afin que les contraintes dans ces dernières (les tiges) et dans le béton demeurent admissibles.

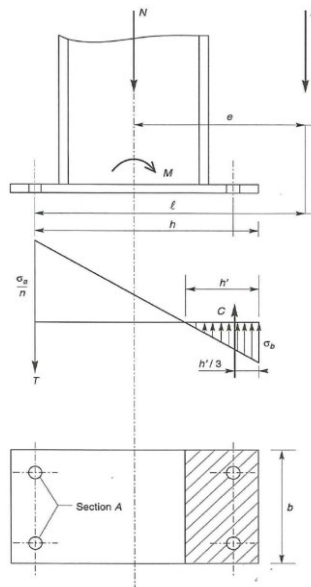


Figure 126 : Cas d'un pied de poteau encastré avec une section de béton partiellement comprimée

Dans ce cas, le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré  $N$  et un moment de flexion  $M$ ,

Ce qui est équivalent à un effort vertical  $N$  excentré de  $e = \frac{M}{N}$ .

Les Tiges situées sur le côté opposé à l'effort  $N$  sont soumises à un effort de traction  $T$  et le béton situés du côté de l'effort  $N$  est soumis à un effort de compression  $C$  qui résulte d'une répartition triangulaire des contraintes.

- Efforts de traction sollicitant les tiges de gauche :  $T = \sigma \cdot A$
- Effort de compression sollicitant le béton sous la platine :  $C = \frac{bh'\sigma_b}{2}$
- Soit  $n$  le coefficient d'équivalence acier-béton, telle que  $n = \frac{E_a}{E_b}$ , la distribution élastique des contraintes le long de la section d'interface platine béton permet d'écrire :

$$\sigma_a = n\sigma_b \left( \frac{h-h'}{h'} \right) \quad (01)$$



- Écrivons l'équilibre des forces en translation :

$$N + T = C \quad (02)$$

- Écrivons l'équilibre des moments par rapport au point d'application de la force T:

$$C \cdot \left( h - \frac{h'}{3} \right) = N \cdot l = (C - T) \cdot l \quad (03)$$

En prenant  $n=15$ , la combinaison des trois relations précédentes conduit à l'équation suivante du 3<sup>ème</sup> degré :

$$h'^3 + 3(l - h)h'^2 + \frac{90Al}{b}h' - \frac{90Alh}{b} = 0$$

La résolution de cette équation permet d'obtenir  $h'$ , et par la suite de vérifier  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$

$$\sigma_a = \frac{Nl - h + \frac{h'}{3}}{A \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_b = \frac{2Nl}{h'b \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec  $f_y$  la contrainte limite élastique de la tige et  $\bar{\sigma}_b$  la contrainte de résistance de calcul à la compression.

### **Exemple 02:**

Soit un poteau HEB 400, encastré en pied, et soumis à sa base à un effort normal de compression égal à 500 KN et à un moment égal à  $M_y = 150$  KNm (figure 127). Les tiges d'ancrage sont de 22 mm de diamètre en acier 6.8 avec  $f_{y,6.8} = 480$  MPa Le béton est de classe C25 avec une résistance caractéristique de  $f_{c28} = 25$  MPa à 28 jours. Il est demandé de:

1. vérifier les contraintes de traction dans les tiges
2. vérifier les contraintes de compression dans le béton
3. calculer l'épaisseur de la platine supposée en acier de nuance S355 et de dimensions en plan égales à 500mm x 700mm. Les quatre tiges sont centrées et leurs entraxes égaux à 550 mm.

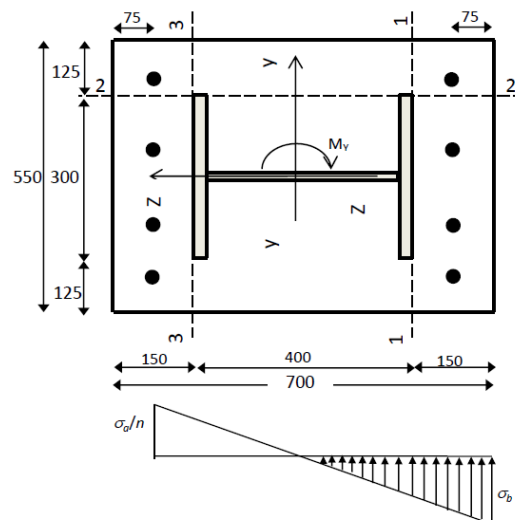


Figure 127 : Pieds de poteau HEB400 encastré avec une platine 500mm\*700mm et quatre tiges  $\phi 22$

### Solution :

- Calcul de l'excentricité  $e$  :  $e = \frac{M}{N} = \frac{150}{500} = 0.3m = 30cm$
- Calcul des limites du noyau central de la section en béton :

$$\frac{h}{6} = \frac{40 + 15 + 15 - 7.5}{6} = \frac{62.5}{6} = 10.416cm$$

On voit bien que :  $e > \frac{h}{6}$ . Ainsi, l'effort normal  $N$  se trouve alors en dehors du noyau central de la section de béton. Cette section est donc partiellement comprimée telle que le centre de poussée se trouve hors du tiers central de la section. La platine est soulevée à gauche (les tiges de gauche étant sollicitées en traction). Par conséquent, les calculs se feront selon la méthode développée précédemment pour ce type de section.

Soit la distance  $l$  entre le point d'application de  $N$  excentré et les tiges tendues (opposées) telle que (figure 126) :

$$l = \frac{40}{2} + 7.5 + 30 = 57.5 \text{ cm}$$

$h=62.5$  cm et  $b=55$  cm

La section des deux tiges à gauche de diamètre 22 mm chacune est  $A = 7.6 \text{ cm}^2$ .

la combinaison des trois relations (01), (02) et (03) conduit à l'équation suivante du 3<sup>ème</sup> degré :

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + \frac{90Al}{b}h' - \frac{90Alh}{b} = 0$$
$$h'^3 + 3(57.5 - 62.5)h'^2 + \frac{90 * 7.6 * 57.5}{55}h' - \frac{90 * 7.6 * 57.5 * 62.5}{55} = 0$$

On obtient l'équation suivante:

$$h'^3 - 15h'^2 + 715,09h' - 44693,18 = 0$$

La résolution de cette équation donne :  $h' = 33,49 \text{ cm}$

1. Vérification des contraintes de traction dans les tiges

$$\sigma_a = \frac{Nl - h + \frac{h'}{3}}{A \left( h - \frac{h'}{3} \right)} = \frac{500 \cdot 57,5 - 62,5 + \frac{33,49}{3}}{7,6 \cdot \left( 62,5 - \frac{33,49}{3} \right)} = 7,90 \text{ KN cm}^{-2} = 79 \text{ MPa}$$

On voit bien que  $\sigma_a < f_y$  avec  $f_y$  la contrainte limite élastique de la tige

2. Vérification des contraintes de compression  $\sigma_b$  dans le béton

$$\sigma_b = \frac{2Nl}{h'b \left( h - \frac{h'}{3} \right)} = \frac{2 * 500 * 57,5}{33,49 * 55 * \left( 62,5 - \frac{33,49}{3} \right)} = 0,608 \text{ KN cm}^{-2} = 6,08 \text{ MPa}$$

Or la résistance de calcul d'un béton de classe C25 ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ) aux états limites ultimes est la suivante :

$$\bar{\sigma}_b = 0.85 * \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

On voit bien que la résistance de la section de béton est vérifiée telle que :  $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

### 3. Calcul de l'épaisseur de la platine :

- Vérification dans la section 1-1 (figure 127):

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la ligne 1-1 de la figure 127, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2). A cet effet, il est nécessaire de calculer la valeur de la contrainte  $\sigma_{11}$  au droit de la ligne 1-1 telle que :  $\sigma_{11} = \left(\frac{15}{33.49}\right) * 0,608 = 0,27 \text{KN/cm}^2$

The diagram shows a trapezoidal stress distribution on the left, with a maximum value  $\sigma_b$  at the top and a value  $\sigma_{11}$  at the bottom. This is equated to the sum of a rectangular stress distribution (1) with a constant value  $\sigma_{11}$  and a triangular stress distribution (2) that starts at  $\sigma_{11}$  at the bottom and goes to zero at the top. The total height of the distributions is labeled  $\sigma_b - \sigma_{11}$ .

Ainsi le diagramme rectangulaire (1) uniforme d'intensité  $\sigma_{11}$  s'étale sur une longueur de 15cm. La force résultante  $C_{R11}$  engendrée pour une bande de largeur unité de 1 cm est égale à :

$$C_{R11} = 1 * 15 * \sigma_{11} = 1 * 15 * 0,27 = 4,05 \text{ KN}$$

Le moment  $M_{R11}$  engendré par  $C_{R11}$  est égal à :

$$M_{R11} = \frac{1}{2} h' C_{R11} = \frac{1}{2} * 15 * 4,05 = 30,38 \text{ KNcm}$$

Quant à la partie triangulaire (2), elle consiste en un triangle dont le côté adjacent est la partie située à droite de la ligne 1-1 de longueur 15 cm. Le côté opposé est égal à :  $(\sigma_b - \sigma_{11}) = (6,08 - 2,7) = 3,38 \text{ MPa}$

La force résultante  $C_{T11}$  engendrée pour une bande de largeur unité de 1 cm est égale à :

$$C_{T11} = \frac{1}{2} * 15 * (\sigma_b - \sigma_{11}) = 0,5 * 15 * 3,38 = 2,535 \text{ KN}$$

Le moment  $M_{T11}$  engendré par  $C_{T11}$  est égal à :

$$M_{T11} = \frac{2}{3} * 15 * C_{T11} = \frac{2}{3} * 15 * 2,535 = 25,35 \text{ KNcm}$$

Finalement, le moment total s'exerçant sur la section 1-1 est :

$$M_{11} = M_{R11} + M_{T11} = 30,38 + 25,35 = 55,73 \text{ KNcm}$$

Le dimensionnement de l'épaisseur notée ici  $t_{11}$  (en référence à la ligne de rupture 1-1) de la platine en calcul élastique est comme suit :

$$M_{11} \leq W_{ely} * \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Avec  $W_{ely}$  le module élastique de la section rectangulaire considérée de largeur unité et de hauteur t

telle que :

$$W_{ely} = \frac{I_y}{t_{11}/2} = \frac{\frac{1 * t_{11}^3}{12}}{\frac{t_{11}}{2}} = \frac{1 * t_{11}^2}{6}$$

Et  $\gamma_{M_0}$  : un coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.1 selon le CCM97

$$M_{11} \leq \frac{1 * t_{11}^2}{6} * \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}, \text{ ceci implique que : } t_{11}^2 \geq \frac{6 \gamma_{M_0} M_{11}}{1 * f_y}$$

Ainsi

$$t_{11} \geq \sqrt{\frac{6 \gamma_{M_0} M_{11}}{1 * f_y}}$$

$$\underline{\text{AN}} : \quad t_{11} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 1.1 \cdot 55,73}{1 \cdot 35,5}} \quad \text{donc} \quad t_{11} \geq 3,22 \text{ cm}$$

- Vérification dans la section 2-2 (figure 127):

Le moment dans la section 2-2 est obtenu grâce au diagramme supposé uniforme rectangulaire des contraintes situées au-dessus de la ligne 2-2 de la figure 127. On prendra la valeur maximale correspondante à  $\sigma_b$  égale dans notre cas à 6,08 MPa et qui constitue le cas le plus défavorable. Le moment correspondant, pour une bande de largeur unité égale à 1 cm et d'épaisseur  $t_{22}$ , sont:

La force résultante  $C_{R22}$  engendrée pour une bande de largeur unité de 1 cm est égale à :

$$C_{R22} = 1 \cdot 12,5 \cdot \sigma_b = 1 \cdot 12,5 \cdot 0.608 = 7,6 \text{ KN}$$

Le moment  $M_{22}$  engendré par  $C_{R22}$  est égal à :

$$M_{22} = \frac{1}{2} h' C_{R11} = \frac{1}{2} \cdot 12,5 \cdot 7.6 = 47,5 \text{ KNcm}$$

De la même manière que pour la ligne 1-1, l'épaisseur  $t_{22}$ , est obtenu comme suit :

$$t_{22} \geq \sqrt{\frac{6\gamma_{M_0} M_{22}}{1 \cdot f_y}}$$

$$\underline{\text{AN}} : \quad t_{22} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 1.1 \cdot 47,5}{1 \cdot 35,5}} \quad \text{donc} \quad t_{22} \geq 2,97 \text{ cm}$$

- Vérification dans la section 3-3 (figure 127):

Située du côté tendu, le moment  $M_{33}$  dans la section 3-3 est dû à la réaction des tiges d'ancrage dans le béton. Le calcul moment est comme suit. On calcule d'abord la force résultante  $R_T$  dans la tige :

$$R_T = \frac{\sigma_a \cdot A}{4} = \frac{7,9 \cdot 7,6}{4} = 15 \text{ KN}$$

Le bras de levier étant la distance de la tige jusqu'à la ligne 3-3 est  $d_{33} = 7,5 \text{ cm}$

Ainsi, le moment  $M_{33}$  est égal à :  $M_{33} = R_T \cdot d_{33} = 15 \cdot 7,5 = 112,56 \text{ KNcm}$

De la même manière que pour la ligne 1-1, l'épaisseur  $t_{33}$ , est obtenu comme suit :

$$t_{33} \geq \sqrt{\frac{6\gamma_{M_0} M_{33}}{1 \cdot f_y}}$$

$$\underline{\text{AN}} : \quad t_{33} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 1.1 \cdot 112,56}{1 \cdot 35,5}} \quad \text{donc} \quad t_{33} \geq 4,57 \text{ cm}$$

Finalement, l'épaisseur de la platine à adopter est la valeur maximale parmi les trois résultats obtenus précédemment :  $t = \text{Max}(t_{11}; t_{22}; t_{33}) = \text{Max}(3,22; 2,97; 4,57) = 4,57 \text{ cm}$

On adopte une épaisseur de  $t = 47 \text{ mm}$ . On peut également renforcer la platine avec des raidisseurs d'angle. Ce qui met davantage en sécurité.

## Références Bibliographiques

- 1- Association pour la promotion de l'enseignement de la construction acier sous la direction de Jean-Pierre Muzeau, « La construction métallique avec les eurocodes : interprétation et exemples de calcul » Editions Eyrolles AFNOR, 2013
- 2- Bowles, Joseph E « Structural steel design » London : McGraw-Hill book company, Inc, 1980
- 3- Pierre, Bourrier ; Jacques, Brozzetti ; Association pour la promotion de l'enseignement de la construction acier « Construction métallique et mixte acier-béton : calcul et dimensionnement selon les eurocodes 3 et 4 » Eyrolles, 1996
- 4- Jean Morel « Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3 » Eyrolles, 2005
- 5- Dahmani Lahlou « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique » Editions OPU 2004
- 6- Hirt, Manfred A; Rolf, Bez et Nussbaumer, Alain “Construction métallique [texte imprimé] : notions fondamentales et méthodes de dimensionnement »: Presses polytechniques et universitaires romandes, 2006
- 7- Louis Fruitet « Cours de construction métallique » Editions Francis Lefebvre, 1983
- 8- Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique « Calcul pratique des structures métalliques » Editions OPU 1990
- 9- Pierre Maitre « Formulaire de la construction métallique » Editions Le Moniteur, 2013
- 10- Muzeau, Jean-Pierre « Manuel de construction métallique : extraits des eurocodes 0, 1 et 3 » Eyrolles, 2013
- 11- Brozzetti, J « Construction métallique : exemples numériques adaptés aux eurocodes » Presses polytechniques et universitaires romandes, 1995
- 12- Aouadja-Mimoun, F.Z. et M., Mimoun « Construction métallique : méthodes de calcul et application » Editions OPU 2001