



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

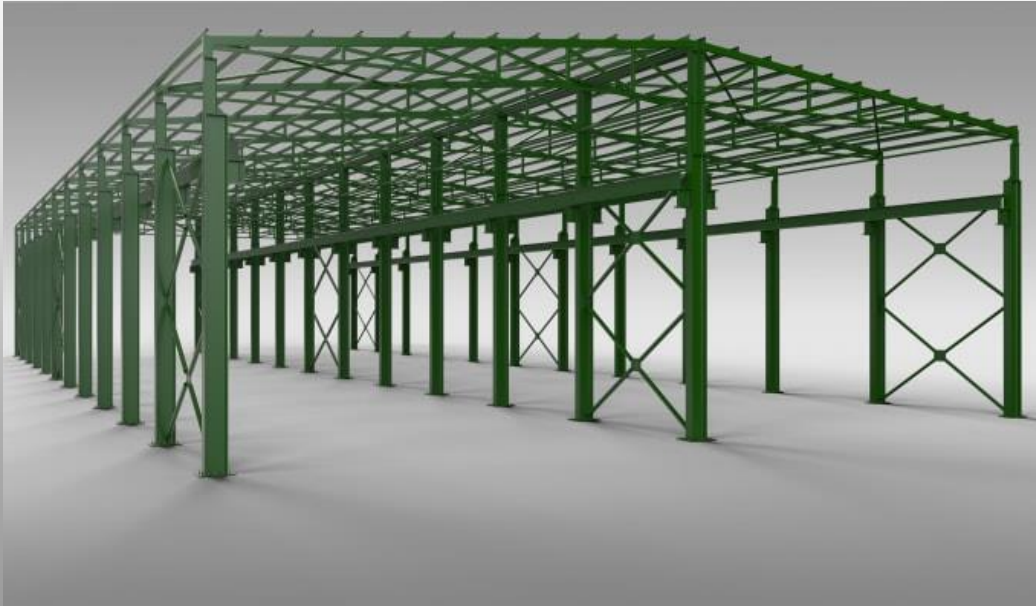


Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université de Tissemsilt
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département des Sciences et de la Technologie

Polycopié de

Parcours: Master structures
Matière : Projet constructions métalliques
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structures

Projet constructions métalliques "Cours et TP"



Préparé par :

Pr. BOUDERBA BACHIR & Dr. SAOULA ABDELKADER

Avant-propos

Ce polycopié s'adresse spécifiquement aux étudiants en master en génie civil ainsi qu'aux élèves ingénieurs des écoles. L'objectif principal de ce document est de faciliter la compréhension des étudiants quant aux différentes étapes du calcul et du dimensionnement d'un projet de construction métallique selon les règles et les normes du CCM97 et de l'Eurocode 3.

La structure du polycopié se divise en neuf chapitres, chacun abordant des aspects spécifiques du processus de conception et de dimensionnement :

- Chapitre 1 : Recueil et formulation des éléments préparatoires ;
- Chapitre 2 : Conception d'une ossature principale à un bâtiment halle;
- Chapitre 3 : Conception des éléments constructifs de la toiture et des façades;
- Chapitre 4 : Evaluation des actions de la neige et du vent sur le bâtiment;
- Chapitre 5 : Dimensionnement des éléments porteurs métalliques de toiture et des façades;
- Chapitre 6 : Analyse statique des portiques transversaux et dimensionnement des éléments principaux;
- Chapitre 7 : Etude des systèmes de contreventement à treillis;
- Chapitre 8 : Conception et dimensionnement de quelques assemblages;
- Chapitre 9 : Préparation du dossier graphique pour les travaux d'exécution.

L'assemblage de ces chapitres offre une approche complète du processus de construction métallique. De plus, ce support de cours et de travaux pratiques contient un exemple ainsi qu'un modèle de calcul détaillé et facile à manipuler.

En espérant que ce travail contribuera à élargir les connaissances des étudiants dans le domaine du calcul des structures métalliques.

TABLE DES MATIERES

Chapitre 1: Recueil et formulation des éléments préparatoires

1.1. Généralités sur les constructions métalliques	01
1.2. Terminologie	01
1.3. Présentation de l'ouvrage	02
1.3.1. Les données géométriques	03
1.3.2. Eléments de l'ouvrage	03
1.3.2.1. Toiture et couverture	03
1.3.2.2. Les poteaux et les traverses	04
1.3.2.3. Les pannes	04
1.3.2.4. Les façades et cloisons	04
1.3.2.5. Les contreventements	04
1.3.3. Les données concernant le site	05
1.3.4. Mode de construction	06
1.3.5. Règlements utilisés	07
1.3.6. Logiciels utilisés	07

Chapitre 2: Conception d'une ossature principale à un bâtiment halle

2.1. Description succincte des bâtiments en acier a usage industriel	08
2.2. Portiques	11
2.3. Fermes à treillis	12
2.4. Sécurité incendie	14
2.5. Physique du bâtiment	15

Chapitre 3: Conception des éléments constructifs de la toiture et des façades

3.1. Introduction	16
3.2. Des couvertures classiques aux plus techniques	16
3.3. Pannes	17
3.4. Lisses	18
3.5. Eléments non structuraux : enveloppes	18
3.5.1. Façades ou couvertures en bardage simple peau	18
3.5.2. Façades en bardage double peau	18

Chapitre 4: Evaluation des actions de la neige et du vent sur le bâtiment

4.1. Introduction	20
4.2. Charges et Surcharges	20
4.2.1. Charges permanentes « G »	20
4.2.2. Charges d'exploitations « Q »	20
4.2.3. Actions accidentelles « F »	20
4.2.4. Actions sismiques « E »	20
4.2.5. Charges climatiques	20
4.2.5.1. Effet de la neige « S »	20
4.1.5.2. Effet du vent « V »	21

Chapitre 5: Dimensionnement des éléments porteurs métalliques de toiture et des façades

5.1. Introduction	24
5.2. Calcul des pannes	24
5.2.1 profiles et chargement	24
5.2.2. Combinaison de charge	26
5.2.3. Dimensionnement des pannes	27
5.2.4. Sollicitations et flèches maximales pour les poutres sur 2 et 3 appuis	33
5.2.5. Calcul des liernes	34
5.2.6. Calcul de l'échantignolle	35
5.3. Calcul des lisses de bardage	37
5.4. Calcul des potelets	38

Chapitre 6: Analyse statique des portiques transversaux et dimensionnement des éléments principaux

6.1. Généralités sur les portiques	48
6.2. Charges et surcharges appliquée sur la structure	50
6.2.1. Fonctions principales des portiques	50
6.2.2. Stabilité hors plan	51
6.3. Calcul du portique traverse	52
6.3.1. Calcul des efforts internes	52
6.3.2. Traverse	53
6.3.3. Les vérifications nécessaires	53
6.4. Toitures avec ferme à treillis	53
6.4.1. Conception des fermes	53
6.4.2. Calcul des fermes	54

6.5. Les poteaux métalliques	55
6.5.1. Calcul des poteaux	56
6.5.2. Les vérifications nécessaires	56
6.6. Phénomènes d'instabilité des pièces métalliques	56
Chapitre 7: Etude des systèmes de contreventement à treillis	
7.1. Généralités sur les contreventements	61
7.2. Structures en acier	62
7.2.1. Ossature contreventée par portiques autostables ductiles	62
7.2.2. Ossature contreventée par portiques autostables ordinaires	62
7.2.3. Ossature contreventée par palées triangulées concentriques	62
7.2.4. Ossature avec contreventements mixtes	63
7.2.5. Autres structures	64
7.3. Calcul des contreventements à treillis	64
7.3.1. Effort du vent sur les pignons	64
7.3.2. Contreventements de toiture : (poutre au vent)	64
7.3.3. Contreventement de façades: (palée de stabilité)	66
7.3.4. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance	67
Chapitre 8: Conception et dimensionnement de quelques assemblages	
8.1. Définition	68
8.2. Les critères pour le choix d'un assemblage	68
8.3. Assemblages dans les portiques des halles métalliques (types d'assemblages)	68
8.3.1. Assemblages d'une panne sur traverse	68
8.3.2. Assemblages poteau-traverse	69
8.3.3. Assemblages au jarret d'une ferme sur un montant en profilé	69
8.3.4. Assemblages au nœud d'une ferme	70
8.3.5. Assemblages de faitage	70
8.3.6. Assemblages de pied de poteau	70
8.3.7. Assemblages de la chaise d'un pont roulant	71
8.4. Moyens d'assemblages	72
8.4.1. Assemblage par rivetage	72
8.4.2. Assemblage par soudage	72
8.4.2.1. Types de soudures	73
8.4.3. Assemblage par boulonnage	73
8.5. Section nette-ligne de rupture	74

8.6. Dimensionnement des boulons ordinaires	76
8.6.1. Coefficients partiels de sécurité	76
8.6.2. Assemblages sollicités au cisaillement	76
8.6.2.1. Résistance des boulons au cisaillement	76
8.6.2.2. Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées	76
8.6.3. Assemblages sollicités à la traction	77
8.6.4. Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction	77
8.6.5. Valeurs de la section résistante à des boulons ordinaires	77
8.6.6. Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier	78
8.7. Dimensionnement des boulons précontraints (B.H.R.)	78
8.7.1. Caractéristiques mécaniques des boulons	79
8.7.2. Assemblages résistant au glissement	79
8.7.3. Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction	80
Chapitre 9: Préparation du dossier graphique pour les travaux d'exécution	
9.1. Description succincte des bâtiments en acier à usage industriel	81
9.1.1. Dossier d'exécution d'un bâtiment industriel	81
9.1.2. Phases d'exécution d'un bâtiment industriel	81
Exemple de calcul	91
Références Bibliographiques	

Chapitre 1 : Recueil et formulation des éléments préparatoires

1.1. Généralités sur les constructions métalliques

Par construction métallique, On entend un assemblage de pièces en métal ou bien une structure dans laquelle les poteaux, les poutres et les poutres portant les planchers, sont réalisés en acier.

Depuis l'industrialisation de l'acier en 1750, l'évolution de la construction en charpente métallique a été très rapide. L'utilisation de ce type de construction a été rendu dans le monde et généralisée pratiquement pour tous les domaines de construction en génie civil (bâtiments, ponts, usines, ouvrage de soutènements,...etc.).

Les ossatures métalliques se distinguent par certains avantages tel que : la légèreté, le montage rapide et la facilité des transformations, la haute sécurité et la capacité portante. Ce pendant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui sont principalement le prix élevé, la corrosion et sa faible résistance au feu donc une protection de toute la structure est indispensable.

1.2. Terminologie

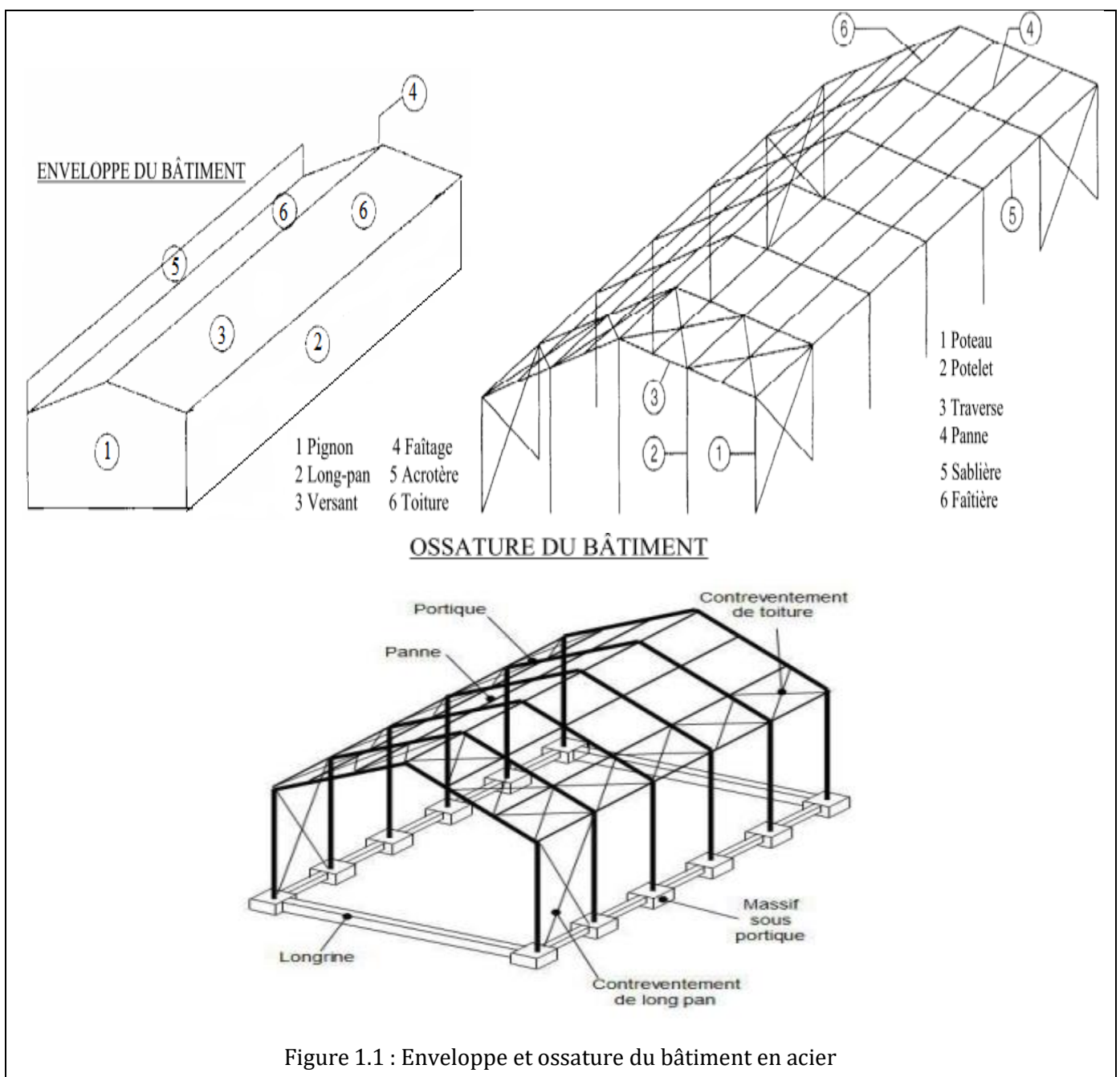


Figure 1.1 : Enveloppe et ossature du bâtiment en acier

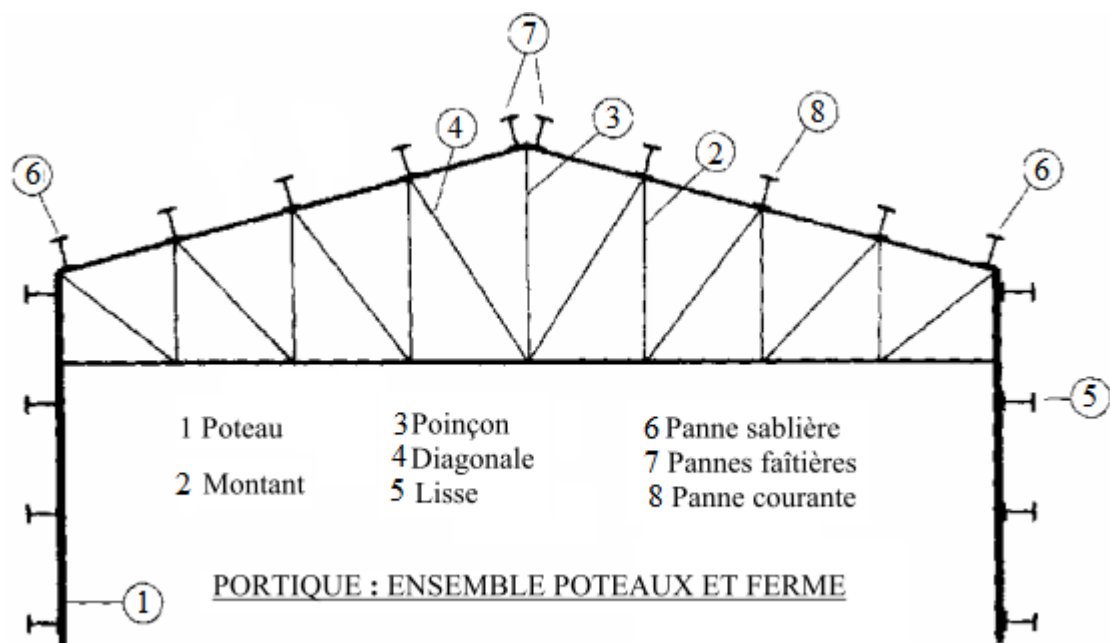
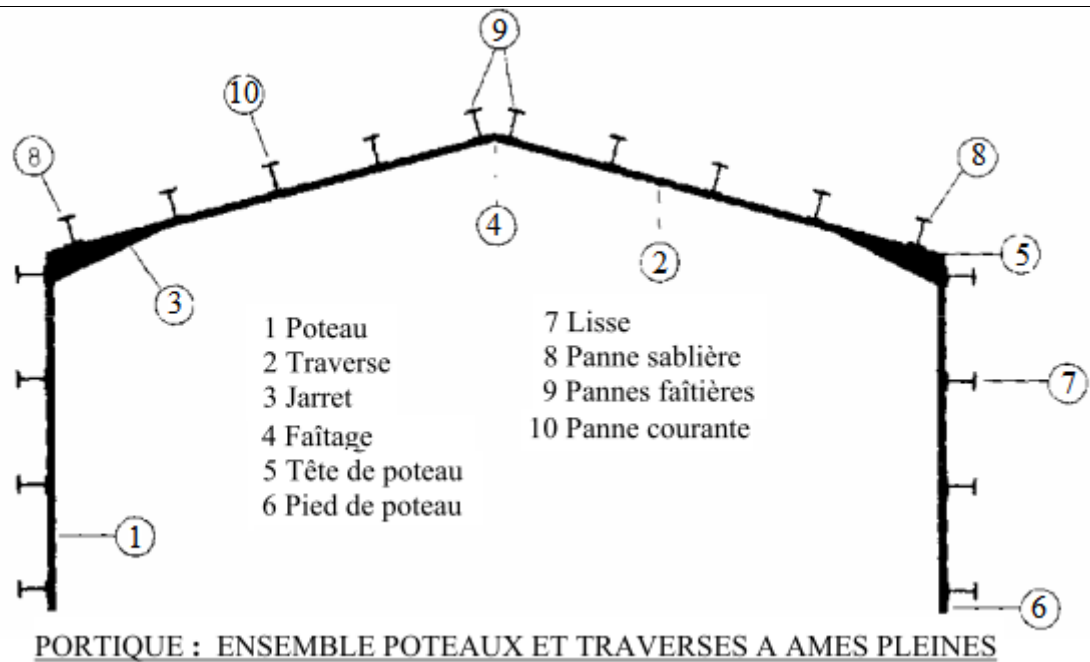


Figure 1.2 : Portique du bâtiment en acier

1.3. Présentation de l'ouvrage

Le projet intitulé **“Etude et dimensionnement d'une halle en charpente métallique”**.

Notre projet consiste à dimensionner les éléments d'une halle en charpente métallique de forme rectangulaire destiné à l'exposition des machines électroménagers avec une toiture en pente à deux versants. Le projet situé à Tissemsilt. Il est constitué de plusieurs portiques, stabilisés par des contreventements. Le terrain est plat.

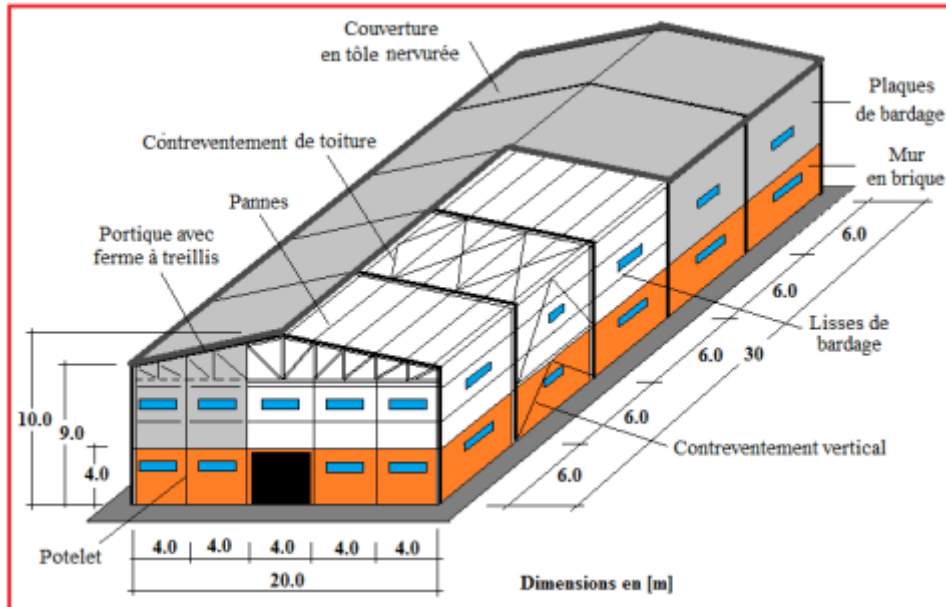


Figure 1.3 : Perspective de la halle

1.3.1. Les données géométriques

La forme en plan de la structure est de forme rectangulaire, qui contient (06) portiques avec fermes en treillis espacée de 6m, et chaque portique composé de 4 potelets espacés de 4 m.

Le présent ouvrage à une forme caractérisée par les dimensions suivantes :

- Longueur totale (long- pan: façade parallèle à la ligne de faîtage): 30m.
- Largeur totale (pignon: façade perpendiculaire à la ligne de faîtage): 20m.
- Hauteur totale (faîtage: arête supérieure d'une toiture): $H = H_{pv} + D = 10m$
 - La hauteur des parois verticales est : $H_{pv} = 9 m$.
 - La hauteur de la toiture est : $D = 1 m$.

- Ouvertures:

Les façades comprennent également des portes et des fenêtres :

- Chaque long-pan comporte 10 fenêtres vitrées de 1.80mx0.60m parmi lesquelles 5 fenêtres sont ouvertes.
- De même, chaque pignon comporte un portail de 4mx4m et 9 fenêtres de 1.8mx0.60m parmi lesquelles 4 fenêtres sont ouvertes.

	Façade principale		Façade postérieure (en arrière)	
	Portes	Fenêtres	Portes	Fenêtres
Pignon	1(4*4) m	9(1.80*0.60) m	1(4*4) m	9(1.80*0.60) m
Long-pan	/	10(1.80*0.60)m	/	10(1.80*0.60) m

1.3.2. Eléments de l'ouvrage

1.3.2.1. Toiture et couverture

Généralement pour les hangars de stockages le dégagement de l'espace à l'intérieur est une priorité pour le concepteur, ce qui nous conduit à utilisation d'une toiture en charpente métallique, là à deux versants qui, nous offre plusieurs avantages, les plus importants sont :

- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armé ou plancher mixte ;

- La facilité et rapidité de montage.

La couverture sera réalisée par des tôles d'acier nervurées et galvanisées de type TN 40.

1.3.2.2. Les poteaux et les traverses

Les poteaux et les traverses sont des profilés en acier avec une section constante. Chaque portique est composé de 2 poteaux distants de 20m encastrés à leur pied, reliés entre eux par une ferme à treillis trapézoïdale formant deux versants identiques. La pente des versants est de 10% c'est-à-dire que chaque versant fait un angle $\alpha = 5,71^\circ$ par rapport à l'horizontal.

1.3.2.3. Les pannes

Les pannes sont des profils métallique avec une section constante, éléments supportant directement la toiture.

Les tôles d'acier nervurées sont supportées par des pannes espacées de 2m, ce qui revient à 6 pannes par versant fixées perpendiculairement aux fermes par l'intermédiaire des échantignoles pour éviter tout risque de glissement des pannes.

1.3.2.4. Les façades et cloisons

Le bardage, ayant pour rôle le remplissage des façades, est exécuté en tôle de même type que la couverture, de 5m de haut (bardage à simple peau), fixé aux lisses de bardage qui s'attachent à leur tour aux potelets de pignon et aux poteaux pour reprendre les sollicitations dues au vent et assurer la stabilité de la structure. Sous le bardage sera édifié un mur en brique de 4m de haut à double parois pour laisser une place aux barres de contreventement et pour améliorer l'isolation thermique de la halle.

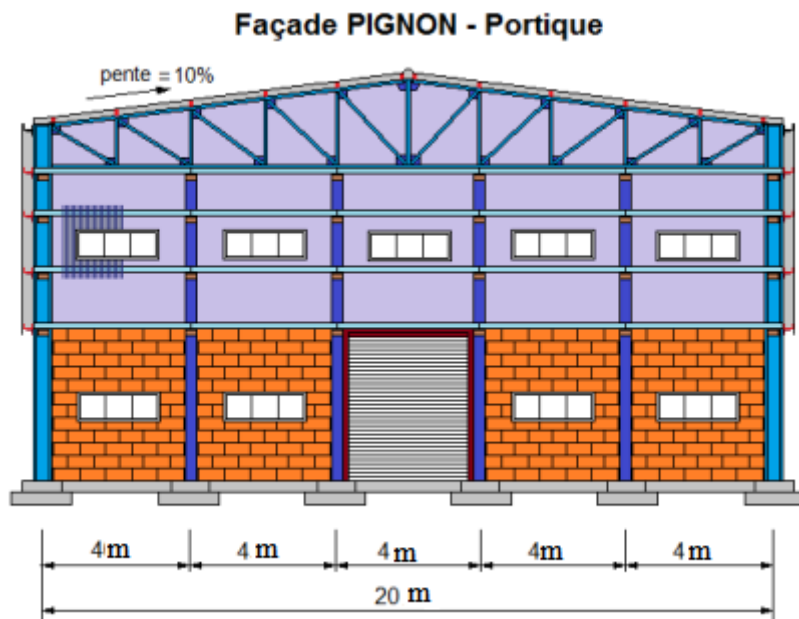


Figure 1.4 : Élévation de la façade Pignon

1.3.2.5. Les contreventements

Les pales de stabilité en (V) dans les deux sens, assurent la verticalité des poteaux et prennent les efforts dues au séisme et au vent en le transmettant aux fondations.

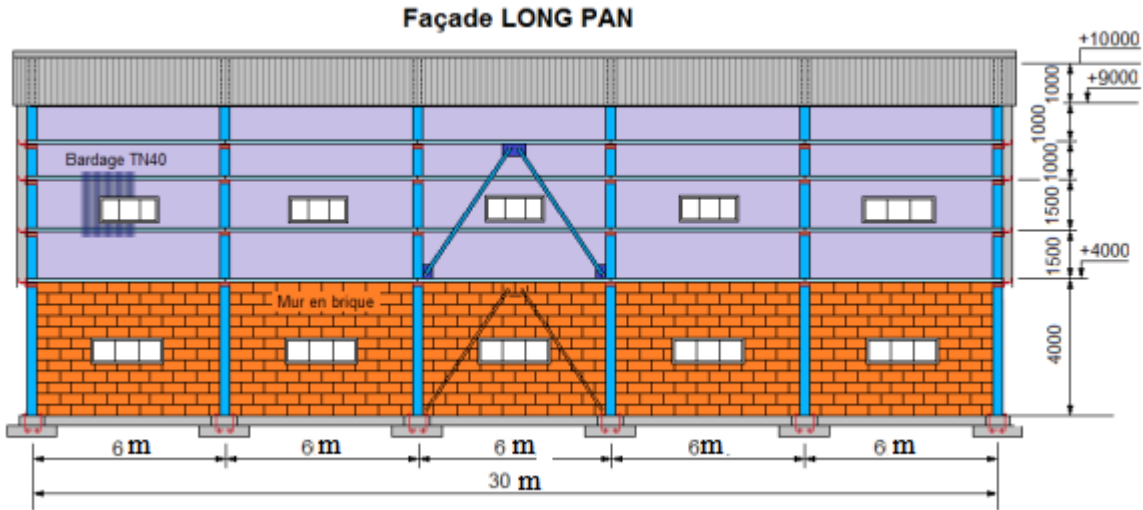


Figure 1.5 : Élévation de la façade Long-pan

Pour transmettre au sol d'assise toutes les charges et surcharges venant de la structure, on utilisera des semelles isolées liées entre elles par des longrines pour éviter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux de ces semelles. Sur les massifs de béton sont fixés les pieds de poteaux et les pieds de potelets par l'intermédiaire d'une platine en tôle, soudée à leur base, destinée à transférer les efforts de réaction du montant (poteau, potelet) dans le béton de fondation. Cette platine est percée de plusieurs trous (2 ou 4 ou 6, ... selon le cas) pour le passage des tiges d'ancrage nécessaires pour maintenir le poteau en position d'équilibre verticale afin de résister au soulèvement ainsi que pour créer un encastrement du poteau dans la fondation.

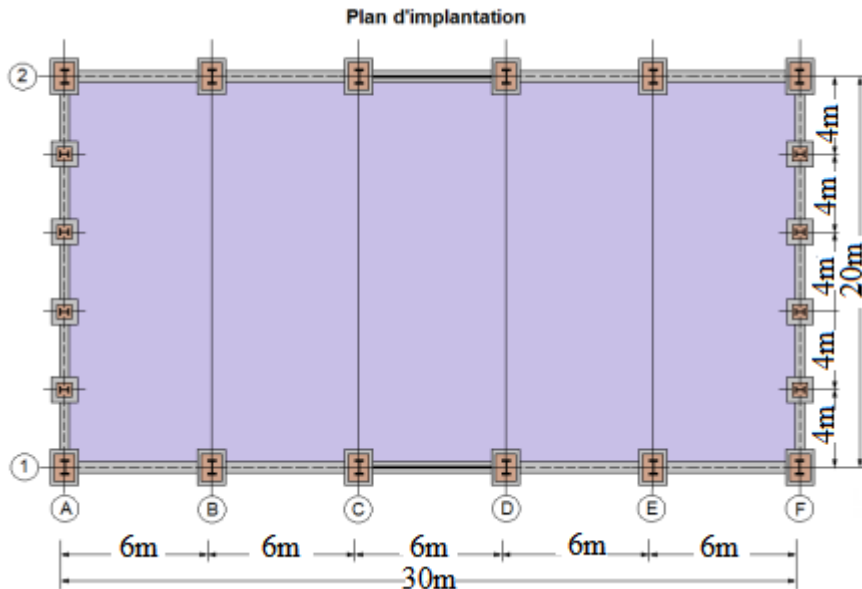


Figure 1.6: Plan d'implantation

1.3.3. Les données concernant le site

- Altitude: 849m.
- Zone de neige: Zone B (Annexe.1 selon le R.N.V 2013).
- Zone du vent: Zone II (Tableau A.2 selon le R.N.V 2013).
- Zone sismique: Zone IIa (zone de moyenne sismicité selon RPA99 version 2003).

Selon le rapport géotechnique du laboratoire (L.T.P.O UNITE DE TISSEMSILT) le sol d'assise présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

- La contrainte admissible du sol est : $\delta_{sol} = 1,20$ bars pour un ancrage $h = 1,80$ m ;
- Le poids spécifique du sol : $1,70$ t/m³ ;
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 20,53^\circ$;
- La cohésion $C = 0,33$ bars ;
- Le site est considéré comme meuble S3.

1.3.4. Mode de construction

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception ou sa résistance.

Dans le cadre de notre projet on a opté pour les matériaux suivants :

a-Acier

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Tableau I.1.Valeurs nominales de f_y et f_u (CCM97, Eurocode3)

Nuance d'acier		Epaisseur t en mm			
		$t \leq 40$ mm		$40\text{mm} < t \leq 100$ mm	
EN10025	EN10027	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe360	S235	235	360	215	340
Fe430	S275	275	430	255	410
Fe510	S355	355	510	335	490

- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- Le module de Young : $E = 210\ 000$ MPa
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Le coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ m/°C (pour $T \leq 100^\circ\text{C}$)
- Module d'élasticité transversale (Cisaillement) : $G = 80\ 770$ MPa.

Pour les pièces fortement sollicitées, les assemblages sont réalisés au moyen de boulons à haute résistance HR de classe 8 x 8 et 10 x 9 (c'est-à-dire avec des rondelles pour développer une forte résistance au glissement relatif des pièces à assembler par frottement mutuel des pièces) ; ainsi que des boulons ordinaires de classe 4 x 6 et 4 x 8 pour les autres pièces.

b-Béton

- le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³.
- béton de propreté est dosé à 150 kg/m³.

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- Une résistance à la compression à 28jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction à 28jours : $f_{t28} = 2,1$ MPA.
- Le poids spécifique : $\rho = 25$ KN/m³
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4.10^{-6}$

La contrainte admissible de compression notée $\overline{\sigma}_b$ ou bien $f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b}$;

γ_b : coefficient de sécurité, dans les situations normales, elle a pour valeur $\gamma_b = 1.5$

D'où $f_{bu} = 14,17$ MPa

Pour le mur édifié sous le bardage, on utilisera des briques creuses de terre cuite dont les trous sont placés horizontalement parallèle au plan de pose (trous dirigés suivant l'axe longitudinal de la pièce).

1.3.5. Règlements utilisés

Pour justifier la sécurité on se base sur les règlements suivants :

1. Règlement neige et vent (RNV2013) D.T.R-C2.47.
2. Règles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003) D.T.R-B.C-2.48.
3. Béton armé aux états limites « BAEL91 ».
4. Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R-B.C-2.2.
5. Règles de conception et de calcul des structures en acier (CCM97), D.T.R-B.C-2.44.
6. Bases de calcul et actions sur les structures «Eurocode 1» et Calcul des structures en acier «Eurocode 3».

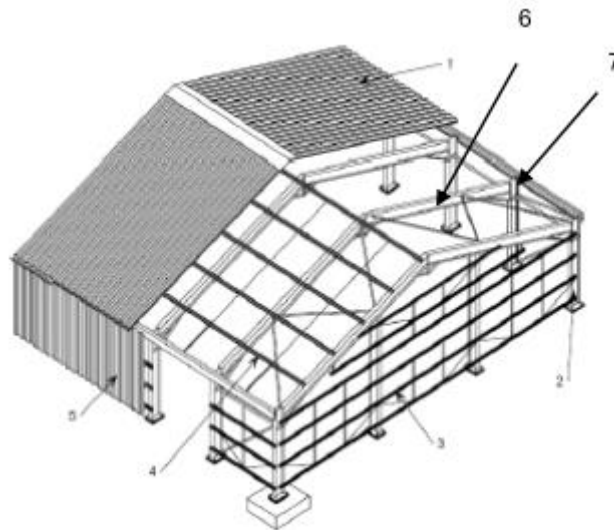
1.3.6. Logiciels utilisés

On a utilisé le logiciel Auto CAD pour l'élaboration des différentes plans et figures, et le logiciel Robot pour la modélisation de la structure.

Chapitre 2 : Conception d'une ossature principale à un bâtiment halle

2.1. Description succincte des bâtiments en acier a usage industriel

Les bâtiments industriels à simple rez-de-chaussée en charpente métallique sont principalement constitués d'une ossature porteuse et d'une enveloppe. Comme le montre la Figure 2.1, l'ossature porteuse du bâtiment est généralement composée de portiques (constitués par l'assemblage de traverses et de poteaux) reliés entre eux par des pannes et des lisses de bardage. Au sol, les poteaux sont généralement soudés à une platine elle-même boulonnée sur une fondation.



1. Couverture de la toiture en acier 2. Ossature principale en acier
3. Lisses 4. Pannes 5. Bardage 6. Traverses 7. Poteaux

Figure 2.1 : Bâtiment en acier « type » à un seul niveau

La stabilité globale de la structure est assurée par la mise en œuvre d'éléments de contreventement en toiture et en façade. Sur les éléments de l'ossature porteuse, sont attachés les éléments qui constituent l'enveloppe, tels que le bardage de façade et la couverture de toiture.

Les figures ci-après (Figure 2.1,....., Figure 2.5) regroupent des exemples de structures et ossatures à portiques, avec et sans pannes, cintrées ou à arcs et spatiales respectivement.

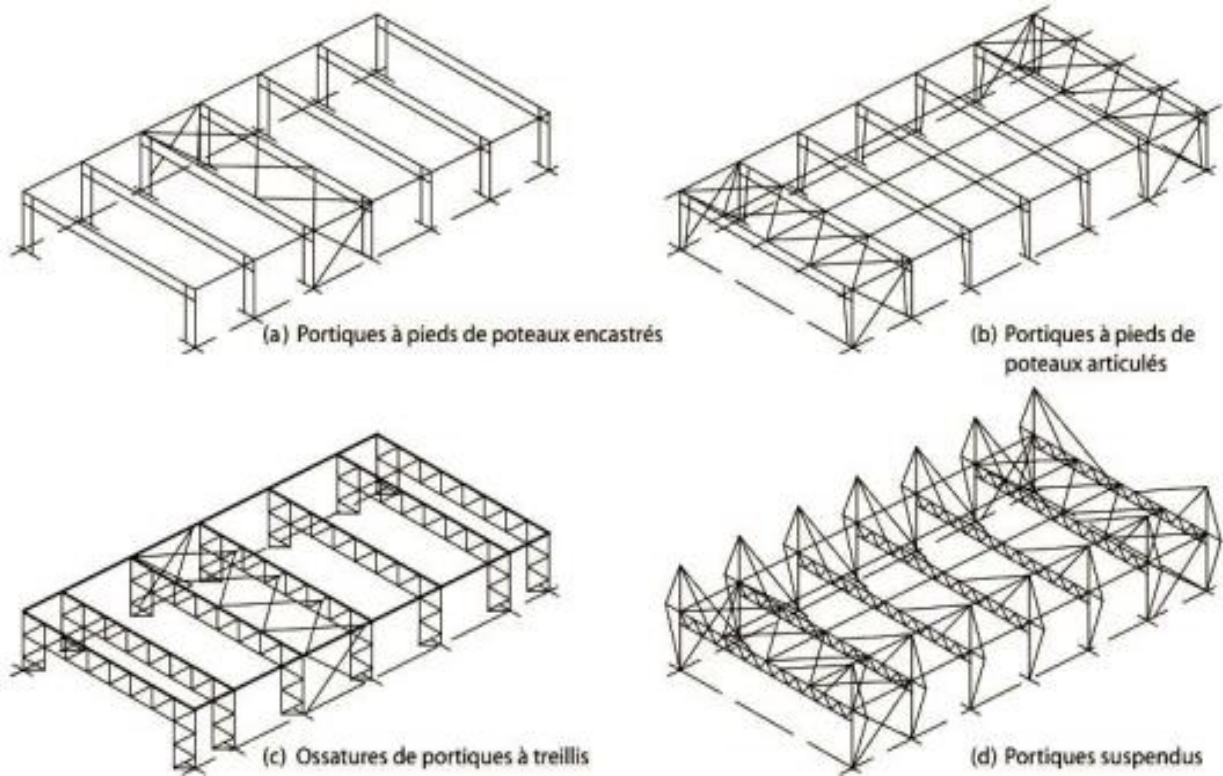


Figure 2.2 : Exemples de structures à portiques

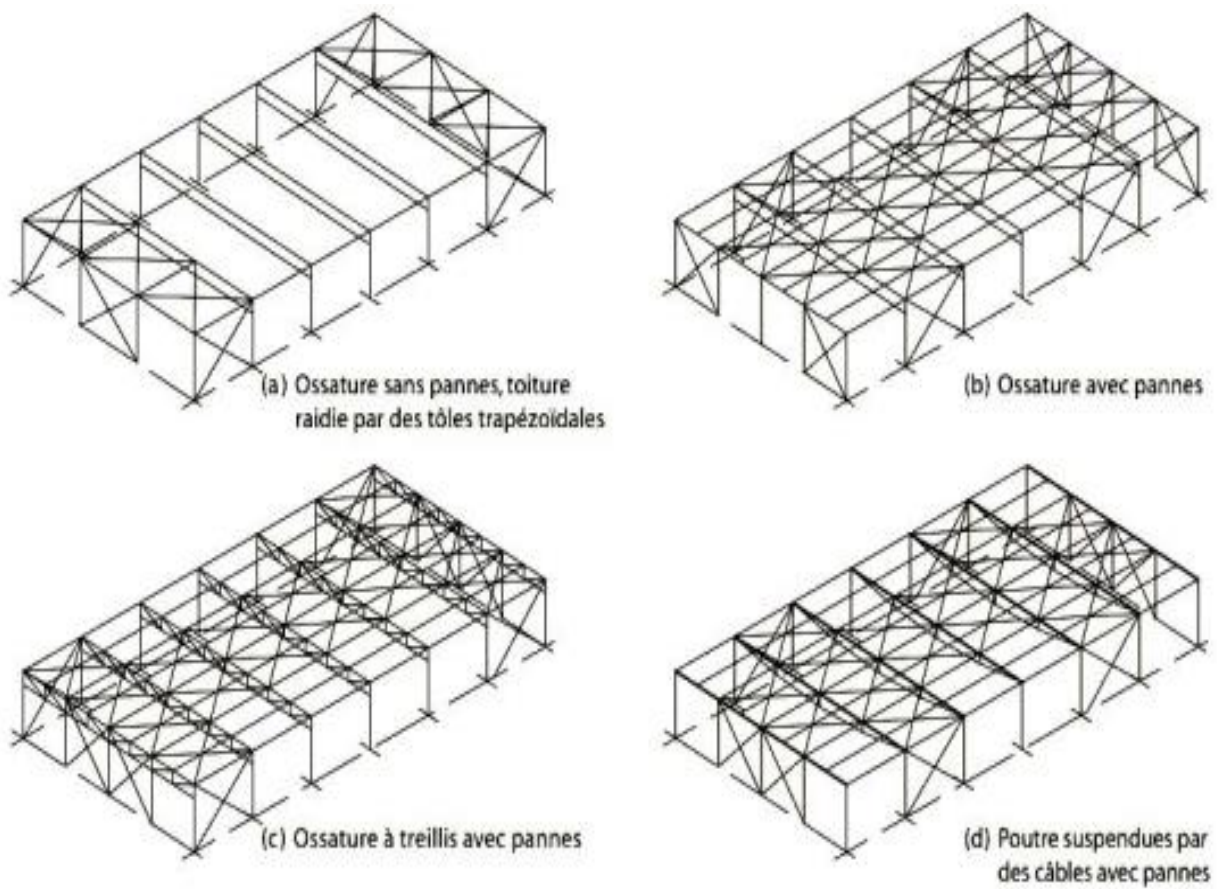


Figure 2.3 : Exemples des ossatures avec et sans pannes

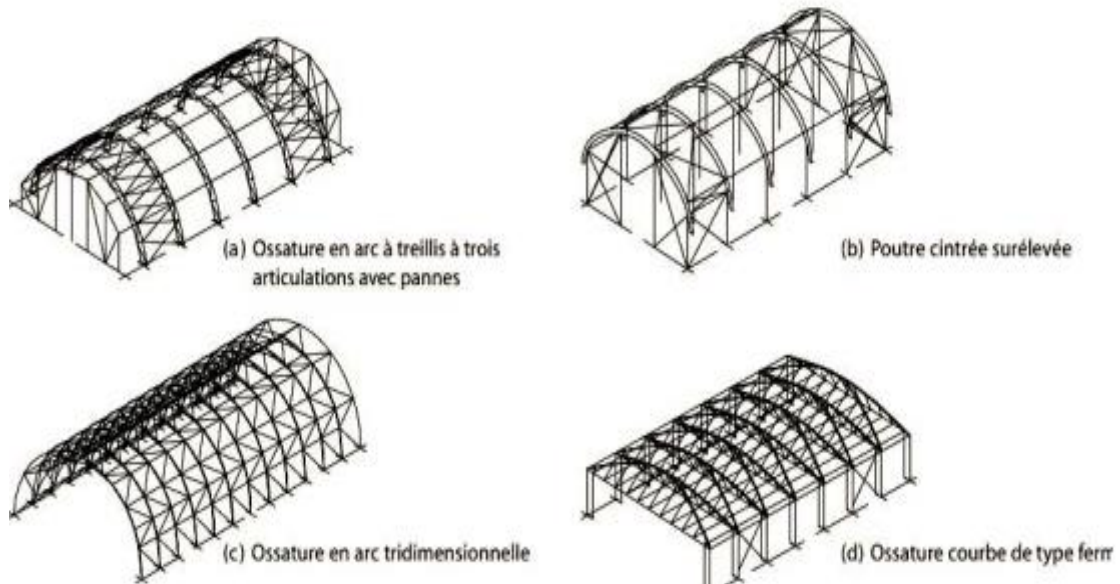


Figure 2.4 : Exemples de structures cintrées ou à arcs

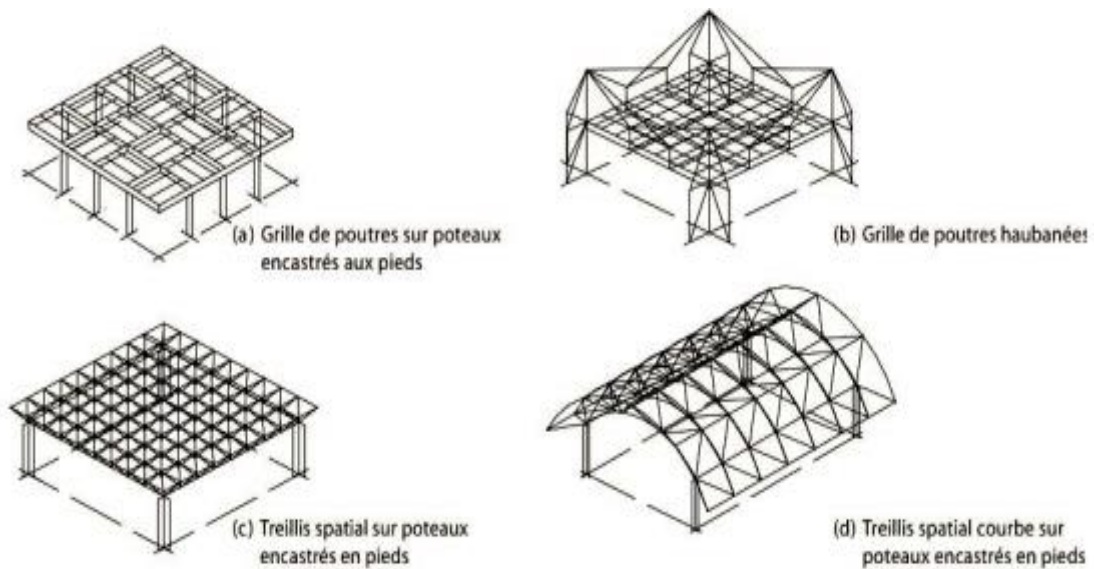


Figure 2.5 : Exemples de structures spatiales

Bâtiments avec une ossature métallique en portique respectant les conditions suivantes :

- Les poutres et les poteaux des portiques sont constituées de barres à section en I doublement symétriques;
- En profilés laminés à chaud;
- Ou en profilés reconstitués par soudage (PRS), profilés présentant une section variable.



Figure 2.6 : Portique courant en profilés laminés à chaud



Figures 2.7 et 2.8: Portiques courants en profilés reconstitués soudés

2.2. Portiques

Les portiques en acier sont largement utilisés dans la plupart des pays européens car ils associent efficacité structurale et adéquation fonctionnelle. Le portique en acier constitue le type de structure le plus utilisé pour les ossatures principales.

Les dimensions des traverses et des poteaux doivent être en cohérence, les profilés des poteaux doivent être de taille relativement supérieure aux profilés des traverses avec à minima un profilé de section supérieure.

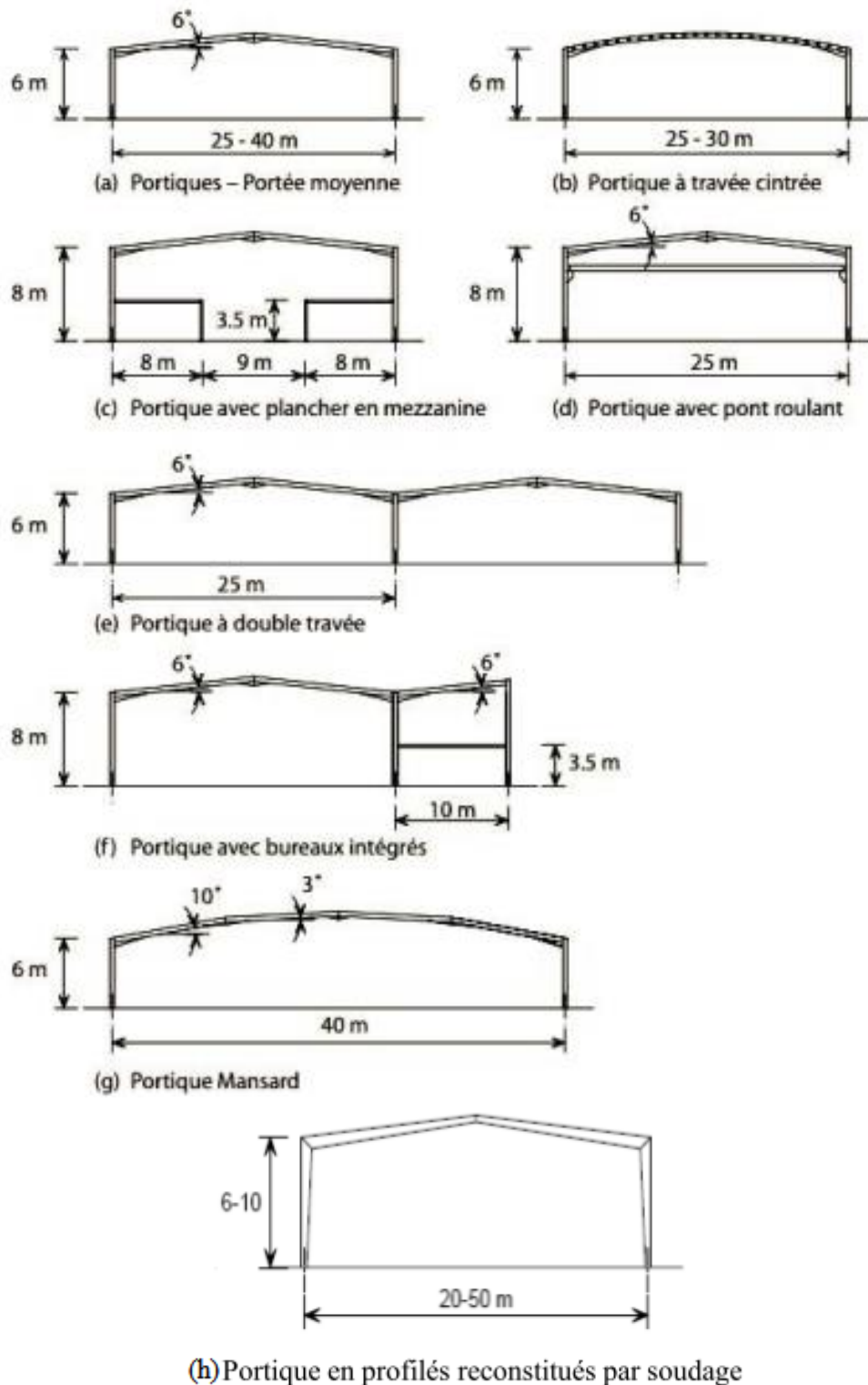


Figure 2.9 : Différentes formes de portiques

2.3. Fermes à treillis

Les bâtiments industriels de grandes portées peuvent être dimensionnés au moyen de fermes à treillis utilisant des profilés en C, en H, en T, en cornières ou des tubes.

Les fermes à treillis sont plutôt des structures de type poteaux-poutres et sont rarement des portiques. Dans les bâtiments industriels, les portées courantes vont de 12 à 35 m. Les fermes de toiture sont fabriquées en atelier puis transportées sur le chantier de construction, si possible d'un seul tenant. Il est possible de diviser en deux ou en plusieurs parties.

La Figure 2.10 montre différentes configurations de fermes à treillis. Les deux formes génériques comportent des treillis en W ou en N.

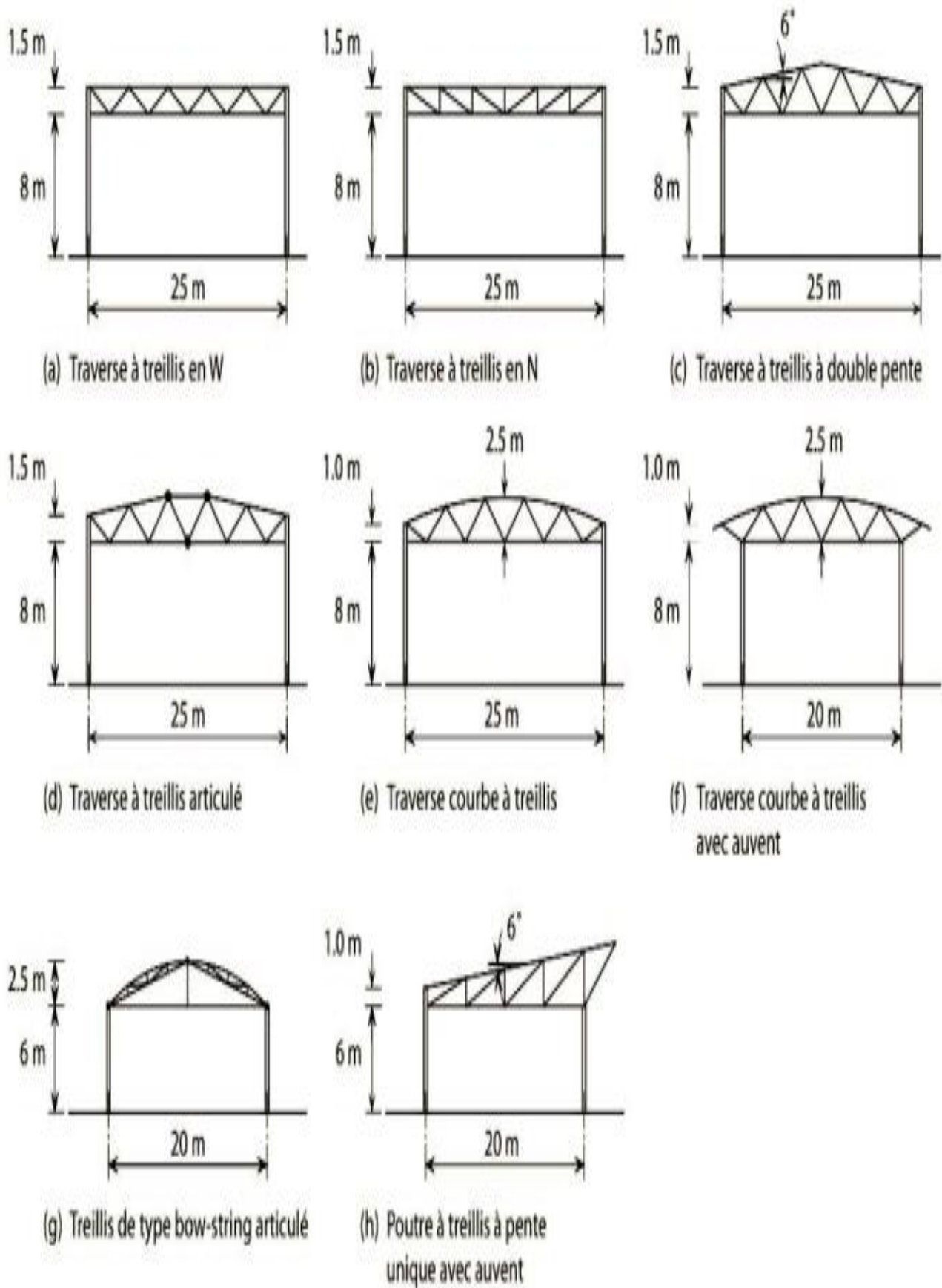


Figure 2.10 : Différentes formes de fermes à treillis utilisées dans les bâtiments industriels

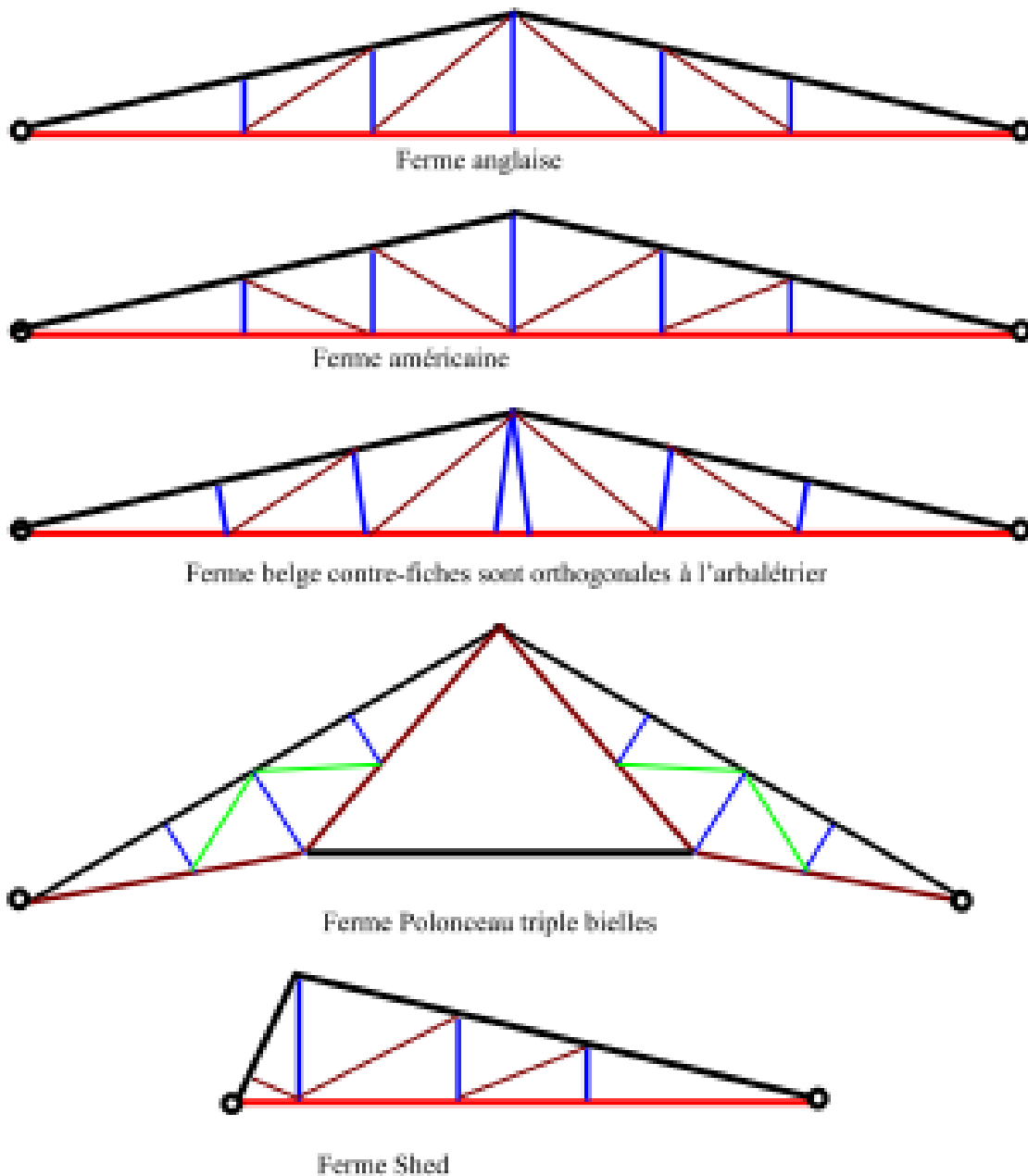


Figure 2.11 : Différentes nominations de fermes

2.4. Sécurité incendie

Il convient d'étudier les questions suivantes en ce qui concerne la sécurité incendie :

1. Evacuations (nombre de sorties de secours, caractéristiques des signalisations de sortie, nombre de cages d'escalier et largeur des portes).
2. Propagation du feu (y compris résistance et réaction au feu).
3. Système de ventilation et d'évacuation de la fumée et des gaz chauds.
4. Mesures actives de lutte contre le feu (extincteurs à main, détecteurs de fumée, sprinklers, équipe de lutte contre l'incendie).
5. Accès pompiers.

2.5. Physique du bâtiment

a)- Isolation thermique

L'objet principal de l'isolation thermique des bâtiments industriels est de garantir des conditions climatiques intérieures appropriées en fonction de l'utilisation du bâtiment.

b)- Risque de condensation

L'isolation thermique et la protection contre l'humidité sont étroitement liées.

c)- Isolation acoustique

Dans les bâtiments à ossature métallique, l'isolation acoustique est principalement située dans l'enveloppe du bâtiment.

d)- Eclairage

Les exigences relatives à l'éclairage des bâtiments industriels dépendent du type d'utilisation.

La conception et la disposition des ouvertures destinées à assurer un éclairage naturel permettent une diversité architecturale. Les ouvertures destinées à l'éclairage naturel peuvent servir pour l'évacuation des fumées et des gaz chauds en cas d'incendie.

Chapitre 3 : Conception des éléments constructifs de la toiture et des façades

3.1. Introduction

La couverture d'un bâtiment en charpente métallique sera différente d'un bâtiment à l'autre. Le choix de toiture est bien souvent déterminé par les règles d'urbanisme du lieu d'implantation du bâtiment, mais aussi du type d'activité exercé ou par son style architectural.

3.2. Des couvertures classiques aux plus techniques

Une grande partie des couvertures sont adaptées aux structures en charpente métallique. De la couverture sèche comme le bac acier ou le panneau sandwich aux couvertures plus atypiques comme la toiture photovoltaïque ou la toiture végétalisée, les solutions sont nombreuses.

La couverture d'un bâtiment en charpente métallique peut être **mono-pente**, **bi-pente** ou **plat**. Certains types de couverture sont aussi possibles que dans certaines conditions d'inclinaison. Selon le type de toit que vous souhaitez, vous ne pourrez pas sélectionner n'importe quel matériau :

- Une couverture en multicouche nécessite une pente de toit supérieur à 3.1%.
- Les couvertures de panneaux sandwich ou tôle bac acier nécessitent une pente supérieure à 10%.
- La couverture fibrociment nécessite une inclinaison supérieure à 21%.

Quel que soit le secteur d'activité et l'utilisation finale du bâtiment en charpente métallique, la couverture doit répondre efficacement à des contraintes comme :

1. L'étanchéité à l'eau et à l'air ;
2. L'isolation thermique et acoustique ;
3. La résistance aux éléments extérieurs comme la flexion, les surcharges climatiques, les chocs ou l'arrachement.

L'acier est le matériau le plus couramment utilisé pour la couverture des bâtiments, avec d'autres comme le béton.

- **La toiture** est :

- Une couverture sèche ;
- Une couverture en acier avec isolation et étanchéité, constituée de tôles d'acier nervurées, éventuellement d'un pare-vapeur; de panneaux isolants non porteurs, d'un revêtement d'étanchéité et éventuellement d'une protection lourde.

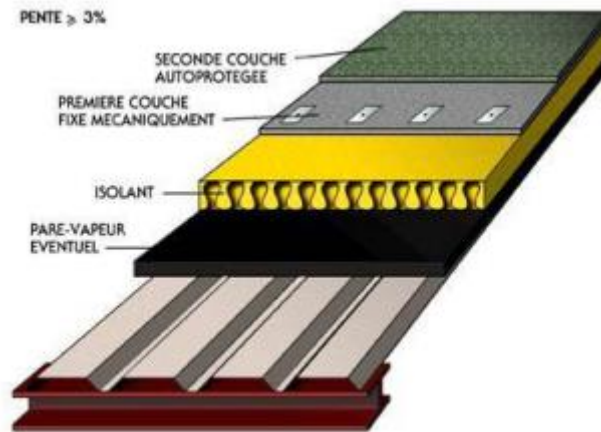


Figure 3.1 : Exemple de couverture en acier avec isolation et étanchéité.
 - Son inclinaison est inférieure à 10°.

Pour les façades et la toiture, les éléments sont fixés aux lisses ou aux pannes à l'aide de fixations définies selon les règles de l'art (vis, rivets, etc.).

3.3. Pannes

- Pannes en profiles lamines a chaud
- Pannes en éléments minces formes a froid

En fonction de sa position dans la charpente, la panne prend un nom particulier:

- La panne faîtière, située au sommet de la charpente d'un toit à pans.
- La panne sablière, située en bas de pente.
- La panne intermédiaire, située entre la panne sablière et la panne faîtière (un versant de toiture peut comporter plusieurs pannes intermédiaires).

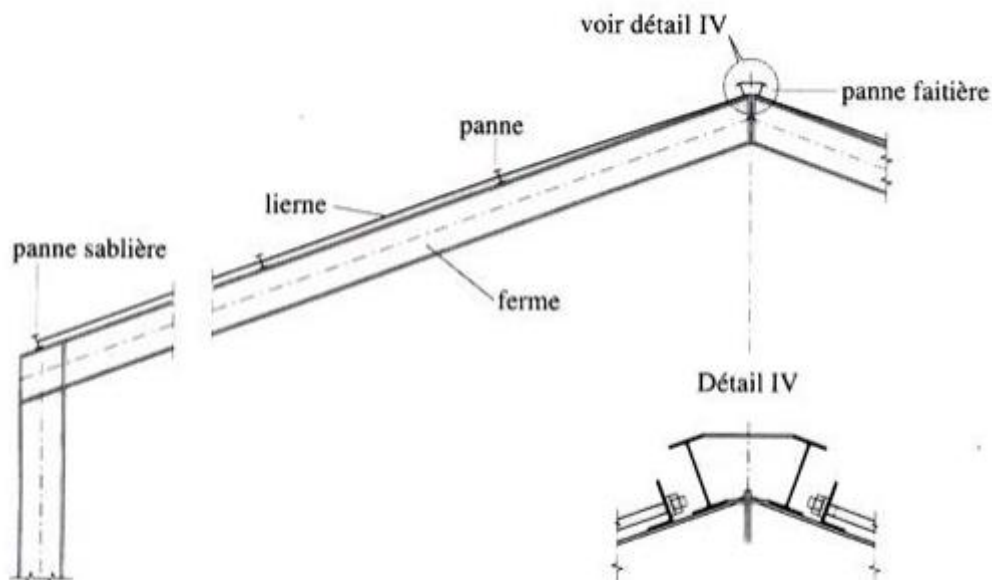


Figure 3.2 : Exemple de pannes.

Les pannes sont assemblées aux traverses de cadres ou aux membrures de fermes par boulonnage. Sur une toiture inclinée, pour éviter le glissement, les pannes sont fixées à l'aide d'échantignoles (Figure 3.3).

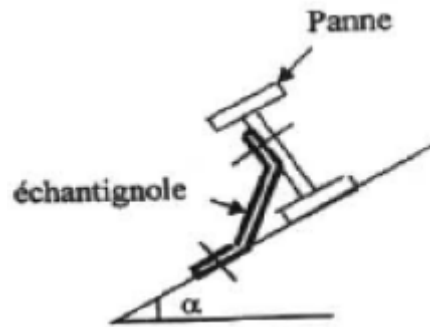


Figure 3.3 : Echantignole.

3.4. Lisses

- Lisse en profilés laminés à chaud
- Lisse en éléments minces formés à froid.

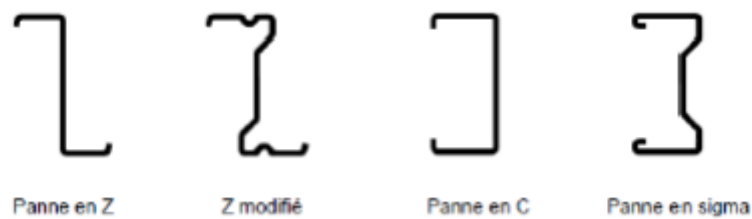


Figure 3.4 : Exemples de profilés formés à froid

3.5. Eléments non structuraux : enveloppes

3.5.1. Façades ou couvertures en bardage simple peau

Les fixations des plaques nervurées ou ondulées des bardages et couvertures isolées ou non sur l'ossature métallique doivent être vérifiées vis-à-vis des effets de surpression.



Figure 3.5 : Illustration de la fixation d'un bardage simple peau

3.5.2. Façades en bardage double peau

Il convient pour le bardage double peau d'assurer un dimensionnement compatible au niveau des assemblages, des profilés et des fixations, avec les pressions statiques pour les lisses avec un espacement de 1 m.

Pour la vérification des profilés, il convient de sommer la résistance des plateaux sur une hauteur de 1 m.

Le bardage en double peau, constitués de plateaux fixés sur la structure porteuse à l'aide de fixations selon les règles de l'art, verticalement ou horizontalement, d'écarteurs éventuels, d'isolants et d'un parement extérieur constitué de plaques nervurées ou ondulées.

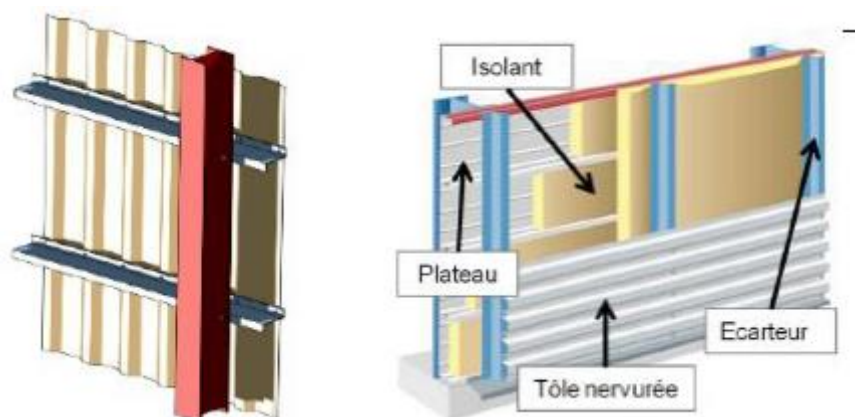


Figure 3.6 : Exemples de bardages simples et doubles peaux

Chapitre 4 : Evaluation des charges

(Evaluation des actions de la neige et du vent sur le bâtiment)

4.1. Introduction

Pour concevoir et calculer une structure, il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges et des actions suivantes :

1. Charges permanentes (Poids propres, structure porteuse);
2. Charges utiles dans le bâtiment (charges d'exploitations);
3. Actions accidentelles (explosions, incendie, chocs...);
4. Actions sismiques ;
5. Actions climatiques et indirectes (neige, vent et température).

4.2. Charges et Surcharges

4.2.1. Charges permanentes « G »

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage fini. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes).

4.2.2. Charges d'exploitations « Q »

Dans le bâtiment, les charges d'exploitation ou surcharges sont les charges mécaniques statiques ou dynamiques générées par le climat et les activités humaines liées à l'occupation d'un bâtiment.

Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquent l'immeuble. Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique D.T.R-B.C-2.2 (charges et surcharges).

4.2.3. Actions accidentelles « F »

Les actions accidentelles dues à des phénomènes se produisant très rarement : explosions, incendie, chocs (de véhicules, de bateaux sur des piles de ponts...) glissements de terrains.

4.2.4. Actions sismiques « E »

Lors d'un tremblement de terre, le sol (substrat ou fondation) portant la structure bouge. Celle-ci tente de suivre le mouvement. Toutes les masses de la structure sont donc mises en mouvement. Il en résulte que la structure est soumise à des forces d'inertie.

Pour le dimensionnement des structures aux charges sismiques selon les règles parasismiques (RPA 99/Version 2003) on considère, par commodité, que ces charges sont les forces d'inertie engendrées dans la construction par l'accélération maximale que cette construction est censée subir pendant le séisme. L'analyse « modale spectrale » (ou son application simplifiée) est la méthode retenue par les règles pour évaluer cette accélération maximale pour chacun des modes significatifs d'oscillation de la structure sous l'effet des ondes sismiques.

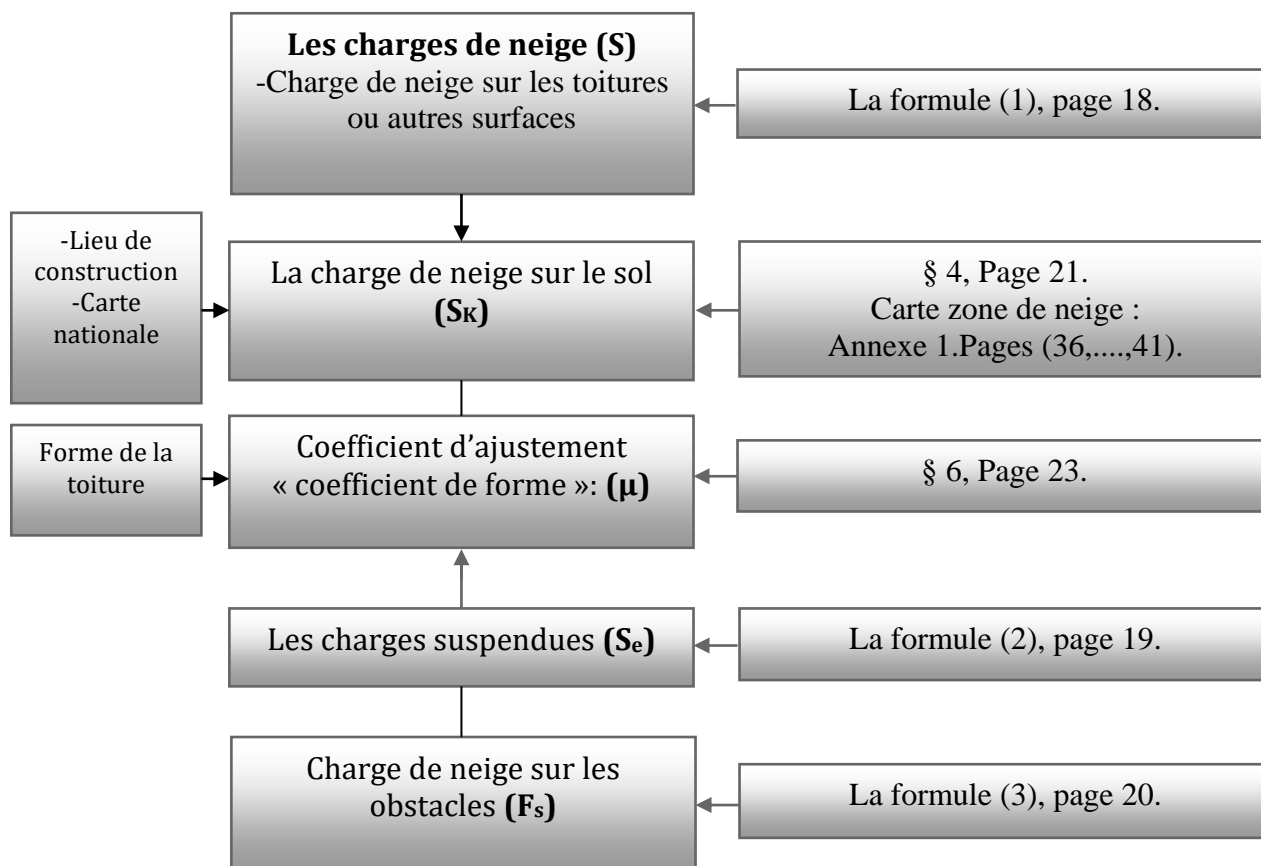
4.2.5. Charges climatiques

4.2.5.1. Effet de la neige « S »

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en considération pour les vérifications des éléments de la structure.

Le règlement RNVA99 s'applique à l'ensemble des constructions d'Algérie se situent à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Organigramme(A): Détermination des charges de la neige selon « R.N.V. 99 Version 2013 »



4.2.5.2. Effet du vent « V »

La surface terrestre est caractérisée par différents niveaux d'absorption de l'énergie solaire ainsi que du réchauffement et de pression dans l'atmosphère. Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression, par conséquent, il produit un mouvement de masse d'air appelé « VENT » qui est par ailleurs conditionné également par le relief terrestre.

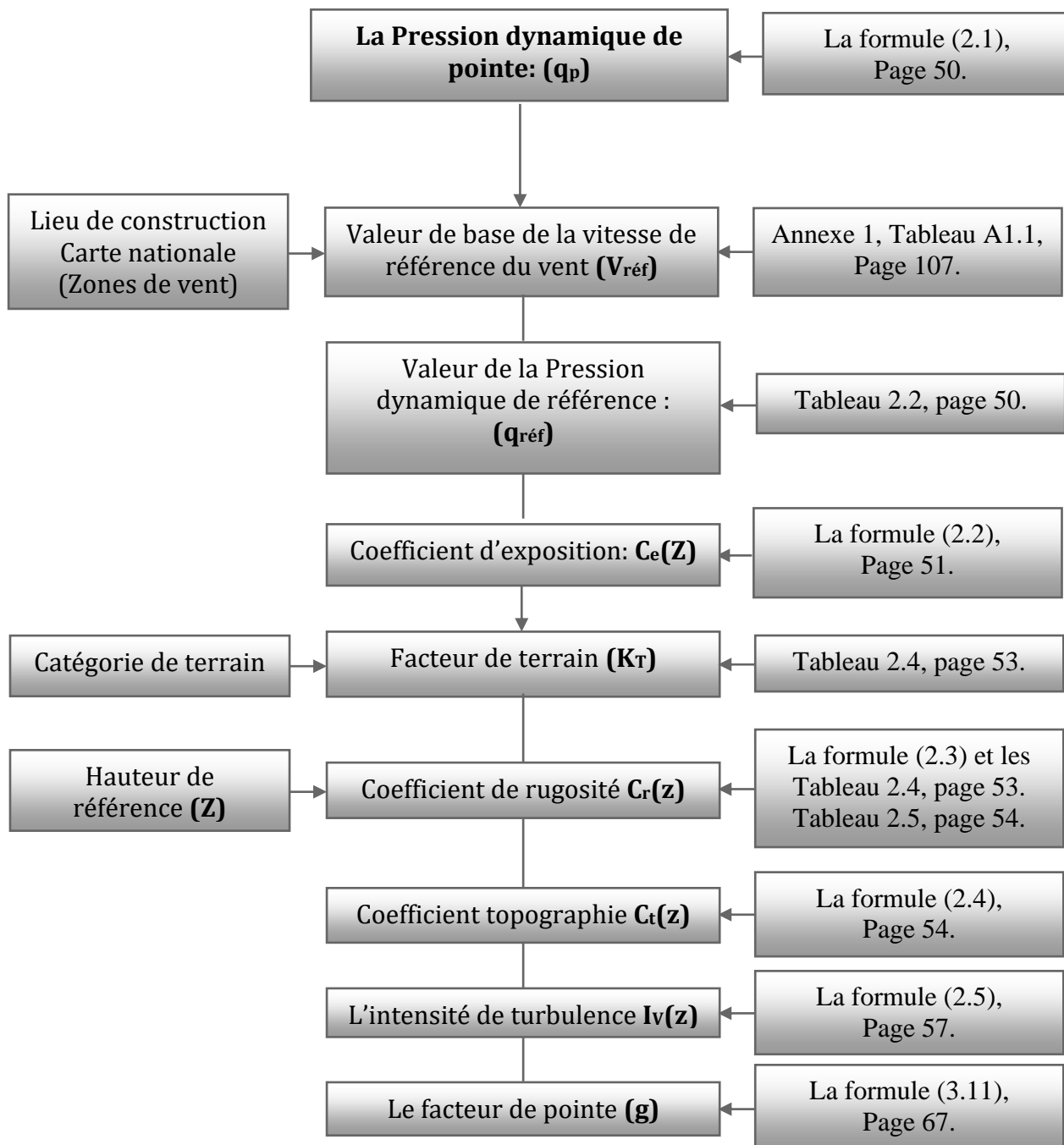
Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

1. La direction ;
2. L'intensité ;
3. La région ;
4. Le site d'implantation de la structure et leur environnement ;
5. La forme géométrique et les ouvertures qui sont constitués par la structure.

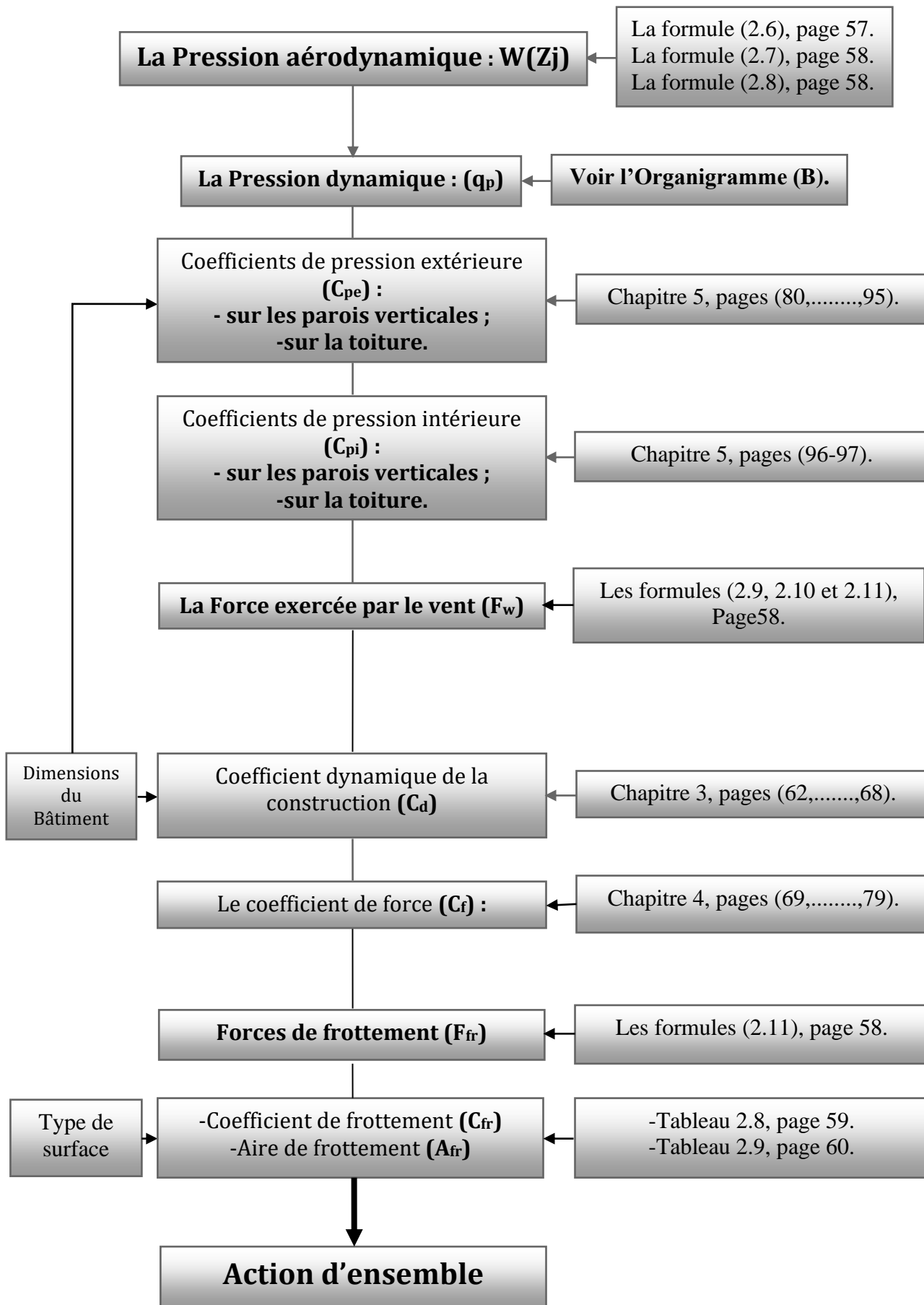
Les estimations de l'effet du vent se feront en appliquant le règlement Neige et Vent « RNV 99 Version 2013 : D.T.R-C2.47 ».

Méthodologie de calcul des charges du vent selon « R.N.V. 99 Version 2013 » :

Organigramme (B): Calcul de la pression dynamique de pointe



ORGANIGRAMME (C): Calcul des actions du vent



Chapitre 5 : Dimensionnement des éléments porteurs métalliques de toiture et des façades

5.1. Introduction

La flexion déviée est le résultat de l'action des forces extérieures agissant suivant un plan différent de ceux des axes principaux de la poutre. Par exemple une panne d'une toiture inclinée soumise à une charge verticale.

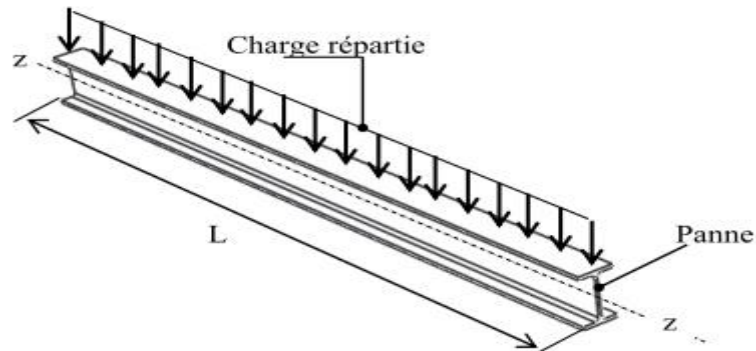


Figure 5. 1 : Une panne d'une toiture inclinée soumise à une charge verticale.

L'étude de la flexion déviée revient à décomposer les sollicitations en deux flexions planes suivant les plans principaux. Dans certain cas les chargements on flexion sont inclinés par rapport à l'un des axes principaux, la décomposition de ce chargement en deux composantes parallèle aux axes produit une flexion déviée (Les pannes posées avec une pente très faible sont sollicitées en cas de flexion simple).

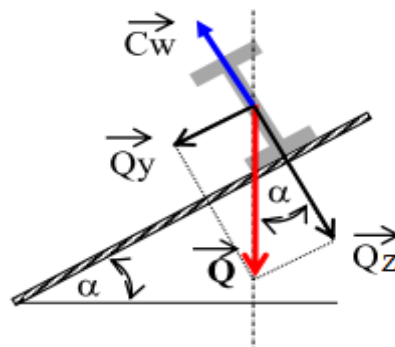


Figure 5. 2 : Composantes des Charges suivant les deux plans d'inerties principaux (flexion déviée)

La charge globale répartie (poids propre de la panne et de la couverture, neige, vent, charges suspendues éventuelles) agissant perpendiculairement en gravité sur la panne, a une résultante $[Q]$ qui se décompose en une charge $[Q_z]$ parallèlement au plan de symétrie de l'âme et une autre charge $[Q_y]$ perpendiculaire à celui-ci. Cette dernière charge qui agit perpendiculairement à l'âme dans le plan des versants tend à provoqué un glissement ou un déversement de la panne. À noter que, le vent tend à soulevé la couverture en appliquant une charge $[C_w]$ normale aux versants.

5.2. Calcul des pannes

5.2.1 Profilés et chargement

Les pannes peuvent être en profilés **IPE**, **HEB**, **UAP** ou en **UPN**. On peut également trouver des pannes en cornières. Une tendance d'utilisation des profils en tôles pliées à froid commence à prendre de l'ampleur.

Le chargement sur une panne est constitue de :

- Son poids propre (**Charge permanente « G »**) appliqué à son centre de gravité suivant la verticale.

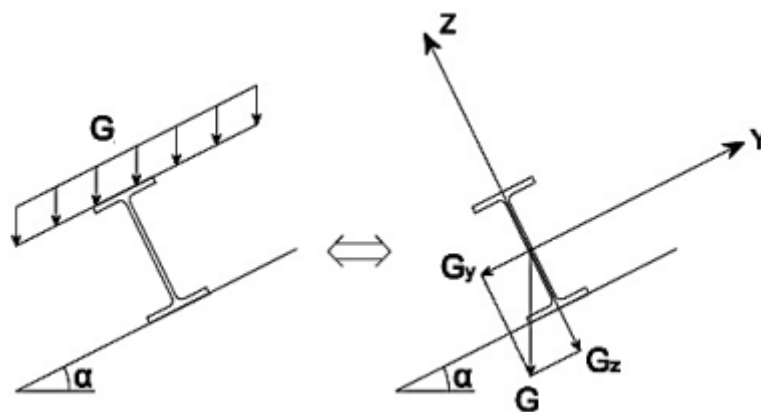
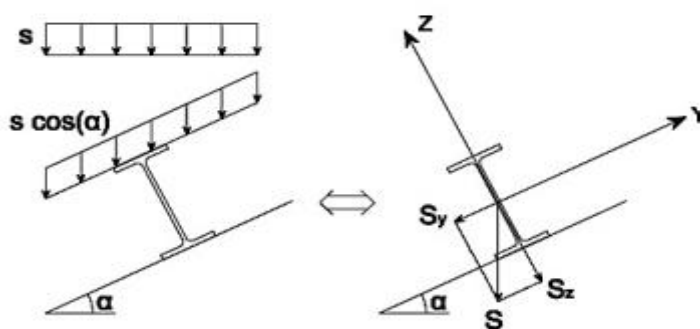


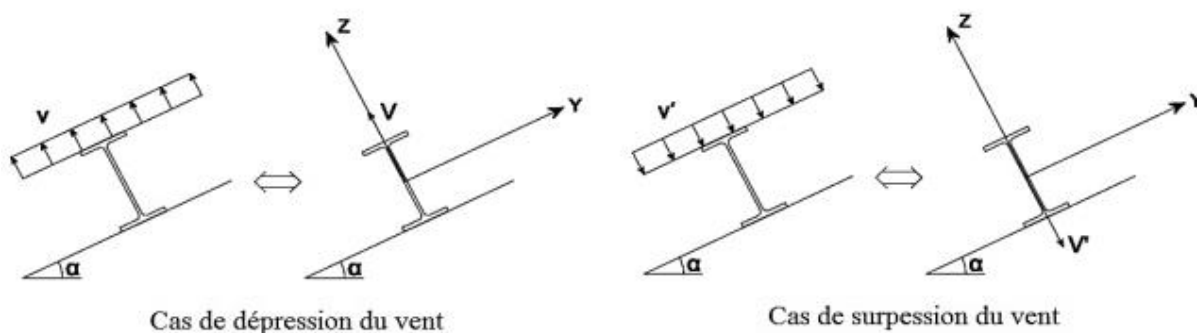
Figure 5. 3 : Une panne soumise à une charge Permanente« G ».

- Une seconde charge permanente provenant de la couverture a théoriquement le même point d'application et la même direction.
- Sur la couverture, on peut avoir des **charges d'exploitations** dirigées vers la verticale, provenant soit de la **charge climatique de la neige « N ou bien S »** ou d'une **surcharge d'entretien« P »** ; comme on peut avoir des charges d'exploitations orientées parallèlement à l'âme de la panne ce qui est le cas de la **charge climatique du vent « V »**.



- S : Par projection horizontale
- S cos (α) : suivant rampant

Figure 5. 4 : Une panne soumise à une charge climatique de la neige «S».



Cas de dépression du vent

Cas de surpression du vent

Figure 5. 5 : Une panne soumise à une charge climatique du vent « V ».

Remarque :

1. Dans le cas de toitures inaccessibles en considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égales aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de **100 kg** chacune situées à **1/3** et **2/3** de la portée de la panne.

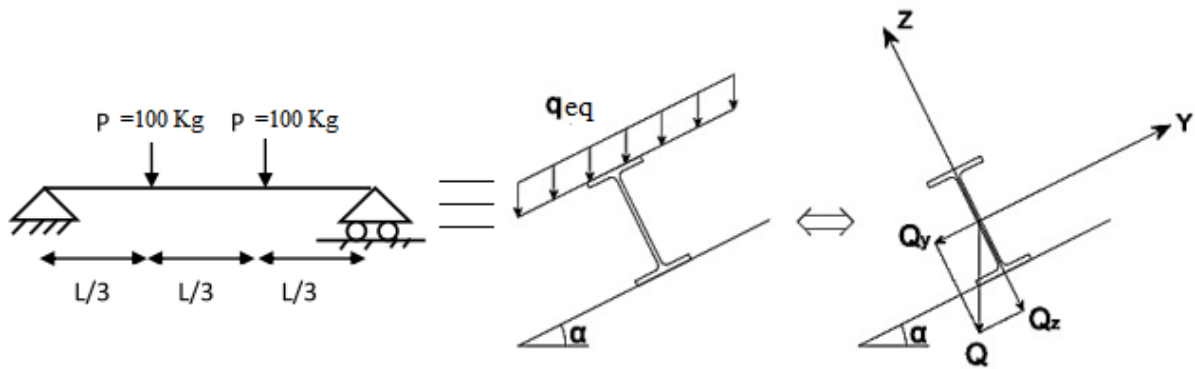


Figure 5.6 : Une panne soumise à une charge d'entretien.

2. Par raison de simplicité on prend une charge d'entretien équivalente à deux charges concentrées de **(54 kg/ml pour L=5m)**.

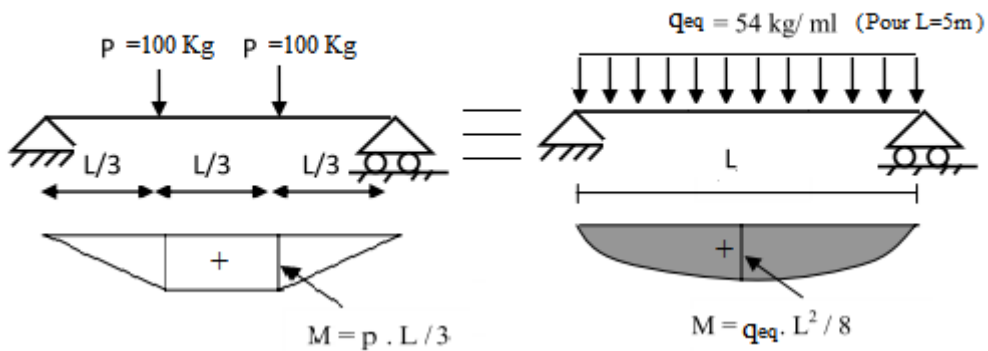


Figure 5.7 : La charge d'entretien équivalente.

5.2.2. Combinaison de charge

1. Les différents cas de charges énumérés plus haut doivent être combinés entre eux conformément au règlement (DTR CCM97) ou (EC1), afin de déterminer l'action la plus défavorable, et ce dans les deux plans principaux de la panne.
2. D'après le nouveau règlement, les charges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien.
3. Les normes de calcul distinguent deux types de charges (Charges **normales** et charges **extrêmes**).

➤ **à l'état limite ultime**

Actions vers le bas : G, P, V, S ↓	Actions vers le haut : V ↑
$Q_{sd1} = 1,35 G + 1,5 P$ $Q_{sd2} = 1,35 G + 1,5 V$ $Q_{sd3} = 1,35 G + 1,5 S$ $Q_{sd4} = 1,35 G + 1,35 V + 1,35 S$	$Q_{sd5} = G - 1,5 V$

➤ à l'état limite de service

Actions vers le bas : G, P, V, S ↓	Actions vers le haut : V ↑
$Q_{sd1} = G + P$ $Q_{sd2} = G + V$ $Q_{sd3} = G + S$ $Q_{sd4} = G + 0,9 (V + S)$	$Q_{sd5} = G - V$

$$Q_{sd1} = \text{Max} (Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{sd3}, Q_{sd4} \text{ et } Q_{sd5})$$

5.2.3. Dimensionnement des pannes

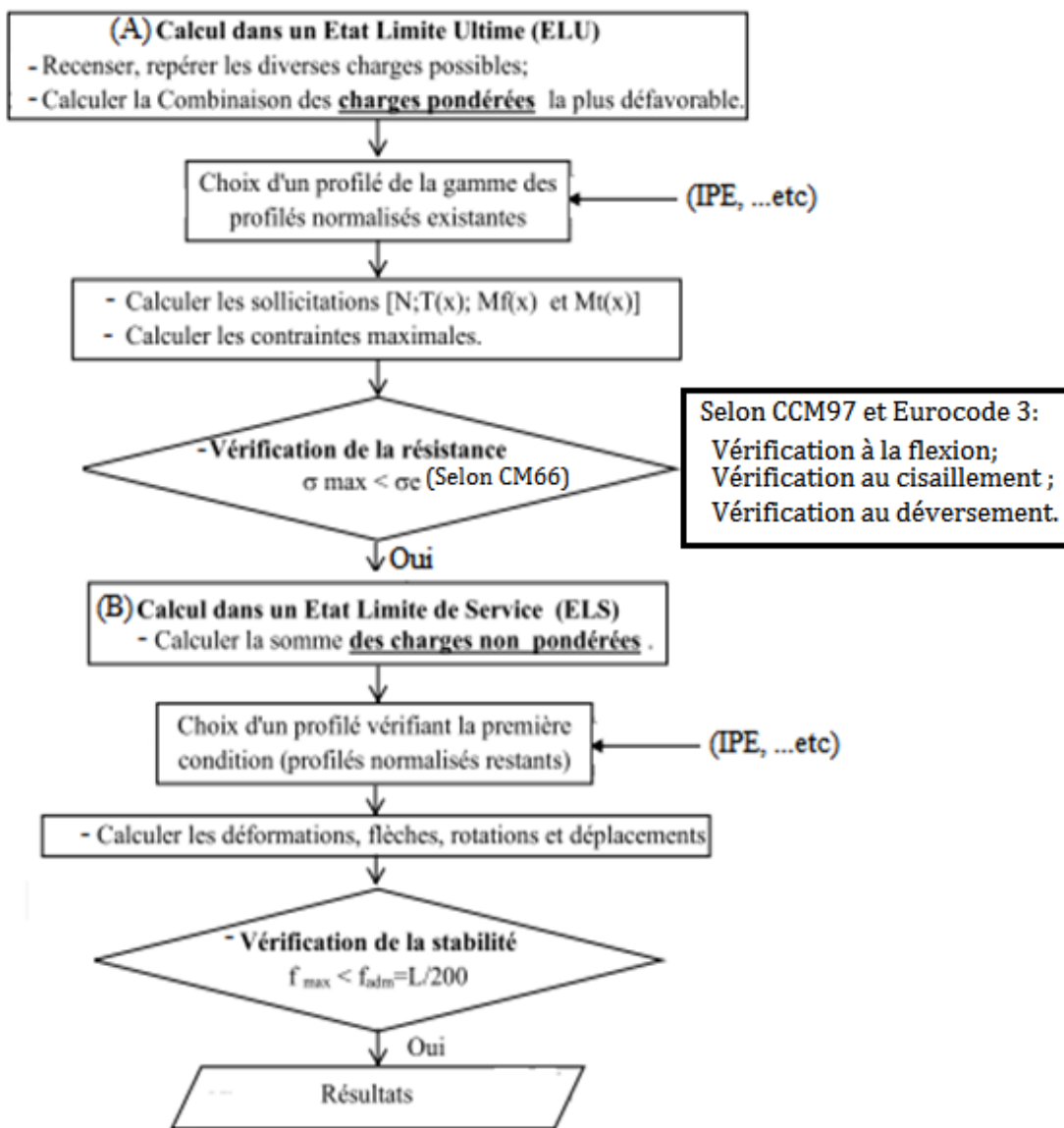


Figure 5. 8 : Organigramme de calcul et sélection de profilé d'une panne.

Condition de vérification :

a- Condition de résistance (ELU) : Vérification à l'état limite ultime

$$\sigma_{fz} + \sigma_{fy} < \sigma_e \text{ (selon CM66)} \tag{5.1}$$

où : σ_{fy} et σ_{fz} les contraintes de flexion correspondantes à M_y et M_z respectivement.

- Selon la **classe** de la section des pannes (CCM97 et Eurocode 3), Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire aux conditions suivantes : Vérification à la flexion, Vérification au cisaillement et Vérification au déversement.

b- Condition de déformation (ELS) : Vérification à l'état limite de service

Vérification à la flèche :

$$f_{max} \leq f_{adm} = l/200 \quad 5.2$$

- Compte tenu de la **faible inertie transversale des profils de pannes**, et dès lors que la pente des versants (α) atteint **8 à 10%**, l'effet de la charge Q_y (perpendiculaire à l'âme de la panne) est particulièrement préjudiciable et conduit à des sections de pannes importantes, donc onéreuses.

La solution consiste, en ce cas, à **réduire la portée transversale des pannes en les reliant** entre elles par des **liernes**, situés à mi-portée. Ces liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction.

Remarque :

Les liernes ne peuvent pas être attachées aux pannes faitières. Les tensions sont transmises aux portiques par des tirants en diagonale.

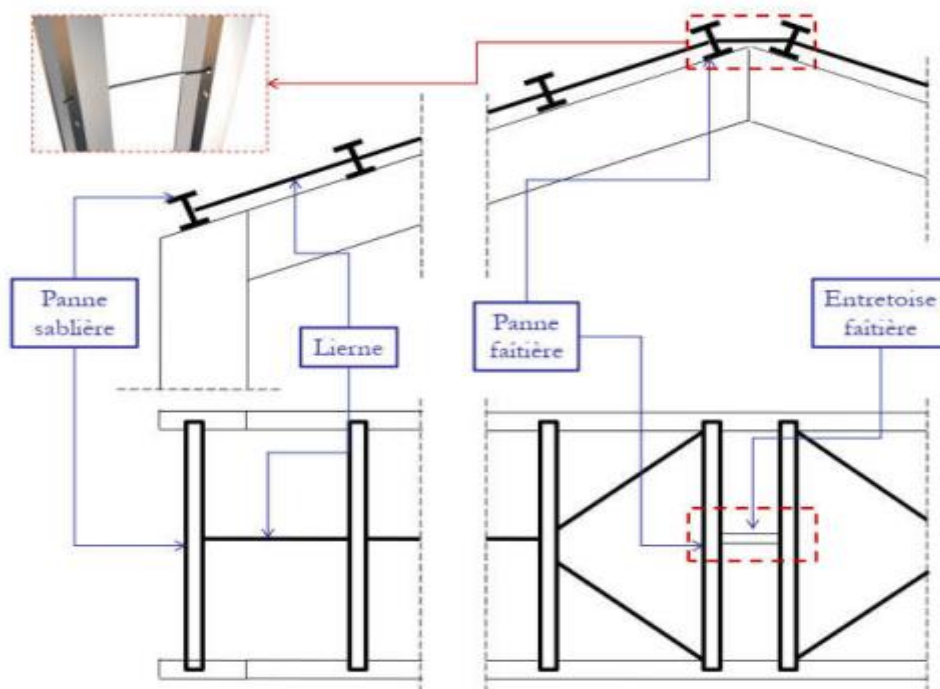


Figure 5. 9 : Pannes avec des liernes.

a)-Vérification à la flexion

- Selon la **classe** de la section des pannes, le calcul est mené comme suit:

Sections de classes 1 et 2 (Calcul en plasticité):

S'agissant de la **flexion déviée** il faut vérifier que:

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Pl,y} Rd} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{Pl,z} Rd} \right)^\beta \leq 1 \quad 5.3$$

avec:

$$M_{Pl,y Rd} = \frac{W_{Pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{et} \quad M_{Pl,z Rd} = \frac{W_{Pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad 5.4$$

Où

M_{sd} est le moment fléchissant.

$M_{Pl,Rd}$ est le moment de résistance plastique.

W_{Pl} est le module de résistance plastique.

Le coefficient de sécurité γ_M doit être pris égal aux valeurs suivantes :

- Sections de classe (1, 2 et 3) → $\gamma_{M0} = 1,1$
- Sections de classe 4 → $\gamma_{M1} = 1,1$
- Section nette au droit des trous → $\gamma_{M2} = 1,25$
- Cas des états limites ultimes des éléments → $\gamma_{M1} = 1,1$

α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Tableau 5.1 : les valeurs de sécurité α et β

Flexion déviée	composée	simple
Sections en I et H	$\alpha=2$ et $\beta = 5n \geq 1$	$\alpha = 2$ et $\beta = 1$
Profils creux circulaires	$\alpha = \beta = 2$	$\alpha = \beta = 2$
Profils creux rectangulaires	$\alpha = \beta = [1,66 / (1 - 1,13 n^2)]$ avec $\alpha \leq 6$ et $\beta \leq 6$	$\alpha = \beta = 1,66$
Barres rectangulaires et plats	$\alpha = \beta = (1,73 + 1,8 n^3)$	$\alpha = \beta = 1,73$

$n = N_{sd}/N_{plRd}$; la majorité des pannes ne sont soumises à aucun effort normal N . Dans ce cas $N = 0 \Rightarrow \beta = 1$.

avec une résistance plastique de calcul de la section brute:

$$N_{Pl Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad 5.5$$

Remarque :

La formule suivante constitue une autre approximation (plus de sécurité) pour le calcul des pannes en flexion bi-axiale (avec ou sans effort axial N), Sections de classes 1 et 2

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{Pl,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Pl,y Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{Pl,z Rd}} \right) \leq 1 \quad 5.6$$

Sections de classe 3 (calcul en élasticité) :

$$\left(\frac{N_{sd}}{A \cdot f_{yd}} \right) + \left(\frac{M_{y,sd}}{W_{el,y} \cdot f_{yd}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd}}{W_{el,z} \cdot f_{yd}} \right) \leq 1 \quad 5.7$$

où : W_{el} est le module de résistance élastique.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad 5.8$$

Sections de classe 4 (cas particulier des pannes en tôle pliée) :

Profils minces en tôle pliée (sections efficaces + calcul en élasticité). Il convient notamment de vérifier :

- La stabilité au déversement (pose des liernes).
- La stabilité au voilement des âmes.

$$\left(\frac{N_{sd}}{A_{eff} \cdot f_{yd}} \right) + \left(\frac{M_{y,sd} + N_{sd} \cdot e_{NY}}{W_{eff,y} \cdot f_{yd}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd} + N_{sd} \cdot e_{NZ}}{W_{eff,z} \cdot f_{yd}} \right) \leq 1 \quad 5.9$$

avec

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad 5.10$$

où :

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

W_{eff} : module élastique de la section efficace ($N=0$).

e_N : décalage du centre de gravité suivant l'axe concerné ($M=0$).

b)-Vérification au cisaillement

La vérification du cisaillement se fait selon les formules suivantes :

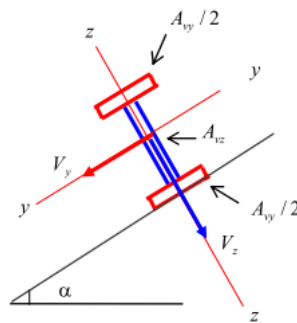


Figure 5. 10 : L'aire de cisaillement.

$$V_{y,sd} \leq V_{Ply,Rd} \Leftrightarrow V_{y,sd} \leq \frac{A_{Vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad 5.11$$

$$V_{z,sd} \leq V_{Plz,Rd} \Leftrightarrow V_{z,sd} \leq \frac{A_{Vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad 5.12$$

où :

V_{sd} est l'effort tranchant dans chaque section transversal.

$V_{Pl,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.

A_v est l'aire de cisaillement :

- pour les profilés en **I** ou en **H** laminés, effort parallèle à l'âme : $A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$

- pour les profils en **U** laminés, effort parallèle à l'âme : $A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f$

- pour simplifier, la valeur de A_v des les profilés laminés en **I**, **H** ou **U**, effort parallèle à l'âme, peut être prise égale à $(A_v = 1,04 \cdot h \cdot t_w)$.

A: aire de la section transversale.

b: largeur hors-tout.

h : hauteur hors-tout.

t_f : épaisseur de semelle.

t_w : épaisseur d'âme.

r: rayon du congé de raccordement.

c)-Vérification au déversement (condition de stabilité de forme)

Combinaison de charge :

Soulèvement: $Q_{z,sd} = G \cdot \cos \alpha - 1,5 V \uparrow$

Très faible : $Q_{y,sd} = 1,35G \cdot \sin \alpha \leftarrow$

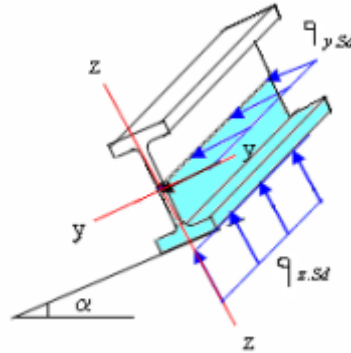


Figure 5. 11 : les différents plans de chargement

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

$$M_{sd} \leq M_{Rd} \text{ et } M_{Rd} = \beta_w \cdot \chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad 5.13$$

où :

$\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 ou 2.

$\beta_w = W_{el,y} / W_{pl,y}$ pour les sections de classe 3.

$\beta_w = W_{eff,y} / W_{pl,y}$ pour les sections de classes 4.

χ_{LT} : coefficient de réduction pour le déversement.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right)} \text{ mais } \chi_{LT} \leq 1 \quad 5.14$$

où :

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad 5.15$$

avec : α_{LT} : facteur d'imperfection pour le déversement.

- $\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profils laminés.
- $\alpha_{LT} = 0,49$ pour les sections soudées.

L'élanacement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ a pour valeur :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{1/2} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{1/2} \quad 5.16$$

avec :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{1/2} = 93,9 \varepsilon \quad 5.17$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{1/2} \text{ et } f_y \text{ en } (N/mm^2) \quad 5.18$$

et M_{cr} moment critique élastique de déversement doit être calculé avec les caractéristiques de la section brute (Voir CCM97, Annexe B et Eurocode3, Annexe F).

Pour les sections de classes 4, le calcul de M_{cr} sera fait sans considérer l'inertie de torsion uniforme de l'élément ($I_t=0$).

En faisant $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT}$ et $\chi = \chi_{LT}$ et en utilisant :

- pour les profils laminés, la courbe a ($\alpha = 0,21$).
- pour les sections soudées, la courbe c ($\alpha = 0,49$).

En peut déduire les valeurs du coefficient χ_{LT} à partir du tableau des coefficients de réduction de flambement (Tableau 5.4 et la Figure 5. 18).

- Si ($\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$), il est inutile de prendre en compte le déversement.





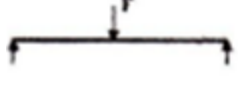
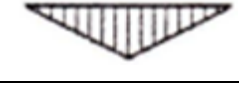
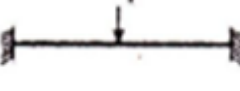

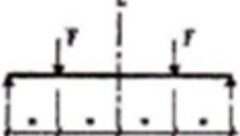

L'élanement réduit $\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}}$

I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

L : longueur de la poutre entre points latéralement maintenus.

C_1 : facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement donné par le tableau ci-dessous :

Tableau 5.2 : les valeurs de coefficients C_1 , C_2 et C_3 (Tableau B.1.2 selon CCM97)

Coefficients C_1 , C_2 et C_3 pour différentes valeurs de K, dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeurs de K	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Remarque :

- La semelle supérieure est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.
- l'action du vent de soulèvement provoque le déversement de la semelle inférieure à partir du moment où elle est libre tout au long de sa portée.

La panne étant une **poutre en appuis** sur les fermes, elle **est maintenue ou non par des liens** est soumise à la flexion déviée. Quatre cas d'études des pannes sont à envisager, comme le montre l'organigramme de la figure 5. 12.

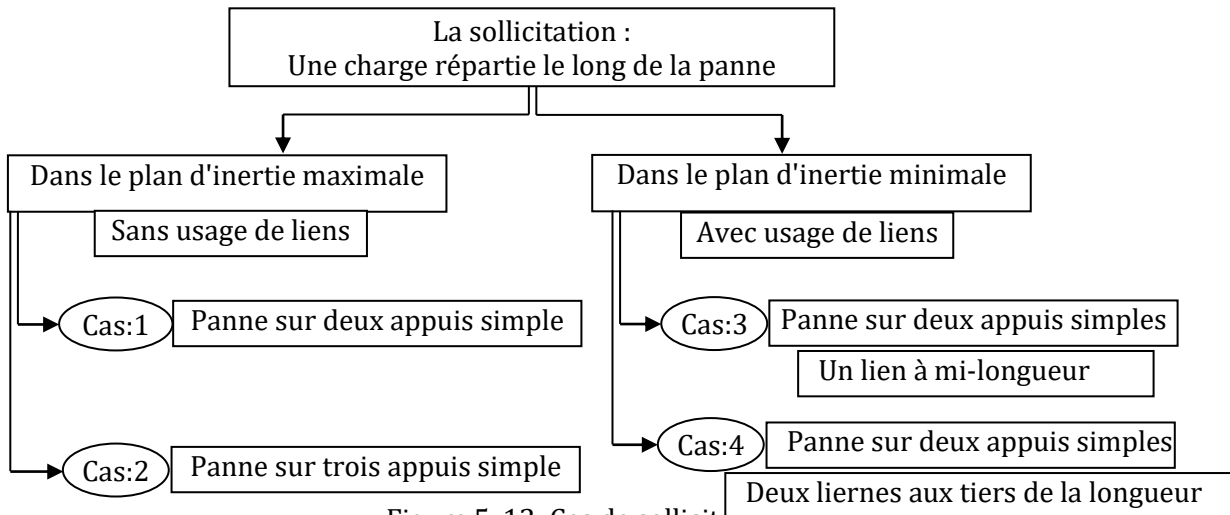


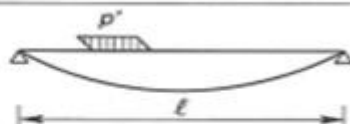
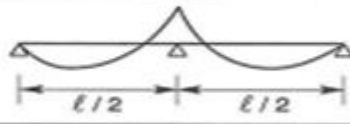
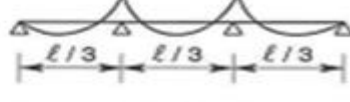
Figure 5. 12: Cas de sollicitations des pannes.

d)- Vérification à l'état limite de service (Vérification à la flèche)

$$f_{max} \leq f_{adm} = l/200 \quad 5.19$$

5.2.4. Sollicitations et flèches maximales pour les poutres sur 2 et 3 appuis

1. Sollicitations dans le plan d'inertie maximale	
Réactions d'appuis	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> $0,5 p\ell$ </div> <div style="text-align: center;"> $0,375 p\ell$ </div> </div>
Moment de flexion maximum	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> $M_{max} = \frac{p \ell^2}{8}$ </div> <div style="text-align: center;"> $M_{max} = -\frac{p \ell^2}{8}$ $M = \frac{9}{128} p \ell^2$ </div> </div>
Flèches maximum	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> $f_0 = \frac{5}{384} \frac{p \ell^4}{EI} < \frac{\ell}{200}$ </div> <div style="text-align: center;"> $y = \frac{1}{EI} \left[\frac{p \ell^3 x}{48} - \frac{p \ell x^3}{16} + \frac{p x^4}{24} \right]$ y_{max} pour $x = \frac{3}{8} \ell$, soit $f_0 = \frac{2,05}{384} \frac{p \ell^4}{EI} = 0,41 f_0 < \frac{\ell}{200}$ </div> </div>

2. Sollicitations dans le plan d'inertie minimale		
Panne sans lierne		$M_{max} = \frac{p' l^2}{8}$
Panne avec une lierne à mi-portée		$M_{max} = -\frac{p' l^2}{32}$
Panne avec deux liernes aux tiers de la portée		$M_{max} = -\frac{p' l^2}{72}$

5.2.5. Calcul des liernes

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Leur but est d'éviter la déformation latérale des pannes. Chaque fois que les pannes en profilés sont disposées normalement au versant, il convient de les entretoiser par un ou plusieurs cours de liernes en fer rond ou en cornière. Les liernes sont des éléments de liaison entre les pannes et assurent la stabilité des pannes vis-à-vis du déversement.

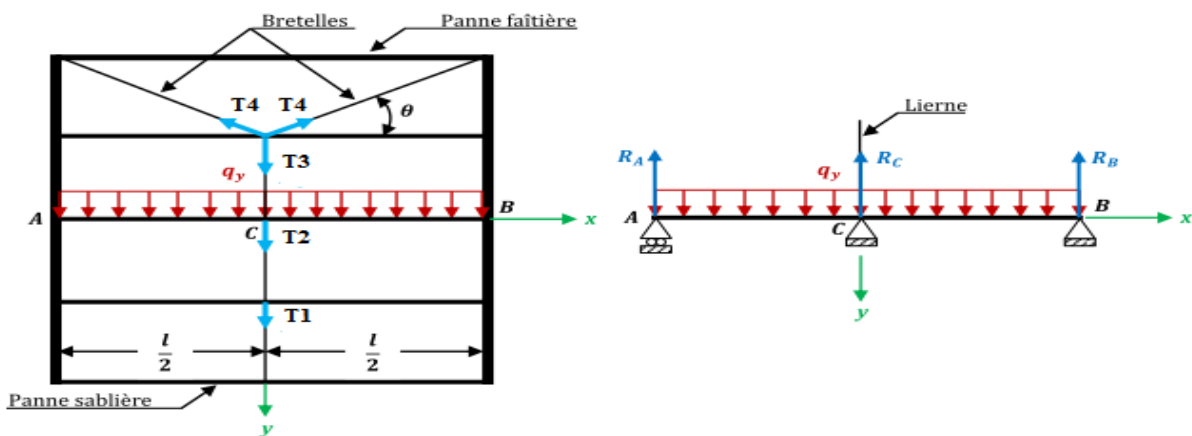


Figure 5. 13 : Disposition des liernes.

Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

- La réaction au niveau du lierne au point C est : $R = 1,25 qy \cdot (l/2)$
- Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière : $T1 = R/2$
- Effort de traction dans le tronçon L2 : $T2 = R + T1$
- Effort de traction dans le tronçon L3 : $T3 = R + T2$
- Effort de traction dans les tronçons des bretelles L4 : $T4 = T3 / (2 \cdot \sin \theta)$
- Effort de traction dans le tronçon le plus sollicité : $T = \max (T1, T2, T3 \text{ et } T4)$.

Elément tendu: $N_{sd} \leq N_{PL,Rd} \Leftrightarrow T_{max} \leq \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right) \Rightarrow A \geq \frac{T_{max} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$ 5.20

5.2.6. Calcul de l'échantignolle

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes. Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid, la classe de la section est au moins de classe 3 Selon l'eurocode 3.

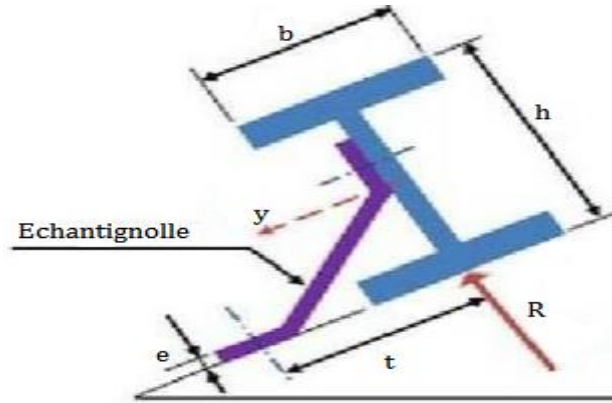


Figure 5. 14 : Disposition d'un échantignolle.

Combinaison de charge :

Soulèvement: $Q_{z,sd} = G \cdot \cos \alpha - 1,5 V \uparrow$

La section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{el,Rd} \quad \text{et} \quad M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad 5.21$$

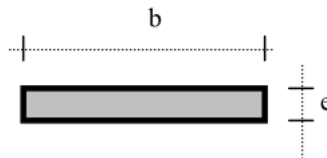
$M_{el,Rd}$: moment de résistance élastique de la section brute.

$$M_{sd} = M_r \leq \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad 5.22$$

M_r : moment de renversement

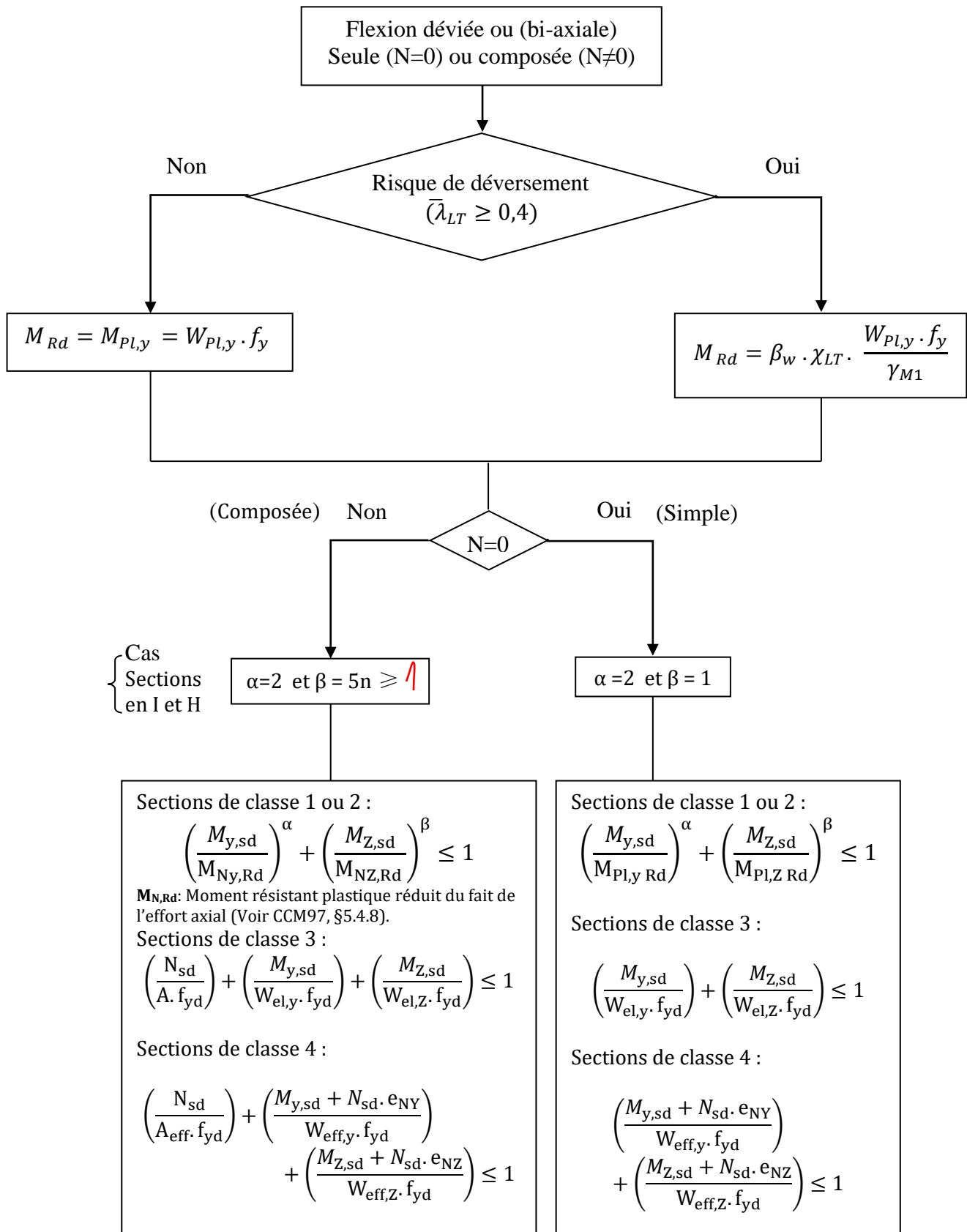
Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle:

$$W_{el} \geq \frac{M_r \cdot \gamma_{M0}}{f_y} \quad 5.23$$



$$W_{el} = \frac{b \cdot e^2}{6} : \text{Cas d'une section rectangulaire} \quad 5.24$$

Organigramme de calcul « flexion déviée » (voir la figure 5. 10) ci-dessous :



5.3. Calcul des lisses de bardage

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. Elles sont sollicitées par flexion déviée.

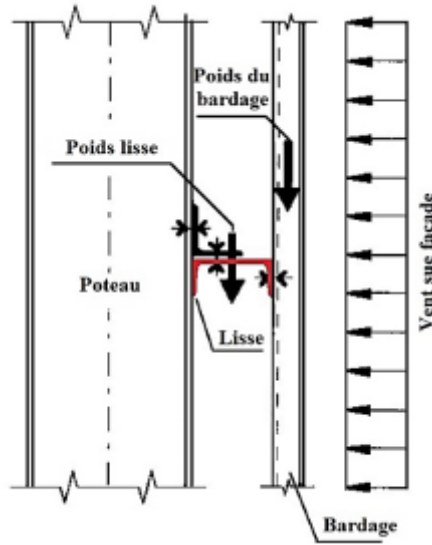


Figure 5. 15 : Disposition de lisse de bardage.

Combinaison de charge

$$Q_{sd} = 1,35 G + 1,5 V$$

où :

G : poids propre de la lisse et de bardage.

V : Surcharge de vent.

- Condition de résistance (ELU):

Vérification à la flexion

Sections de classes 1 et 2

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Pl,y} R_d} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{Pl,z} R_d} \right)^\beta \leq 1 \quad 5.25$$

Sections de classes 3

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{W_{el,y} \cdot f_{yd}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd}}{W_{el,z} \cdot f_{yd}} \right) \leq 1 \quad 5.26$$

Vérification au cisaillement

$$V_{y,sd} \leq V_{Ply,Rd} \Leftrightarrow V_{y,sd} \leq \frac{A_{Vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad 5.27$$

$$V_{z,sd} \leq V_{Plz,Rd} \Leftrightarrow V_{z,sd} \leq \frac{A_{Vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad 5.28$$

Vérification au déversement

- Cas1 : Il y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue. Latéralement sur toute sa longueur par le bardage.
- Cas2 : Le vent peut faire déverser la lisse car elle est dans la zone sous vent.

- **Condition de flèche (ELS):** Condition de la flèche

$$f_{max} \leq f_{adm} = l/200 \quad 5.29$$

5.4. Calcul des potelets

Les potelets sont souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture (le bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Le potelet, travaille à la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre (poids du bardage et des lisses) et de ce fait à la fonctionne à la flexion composé.

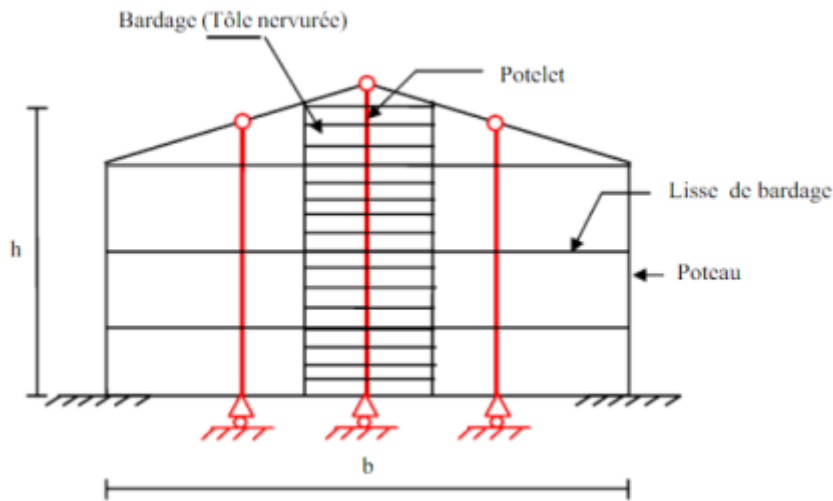


Figure 5. 16 : Disposition des potelets en pignon.

Combinaison de charge

$$Q_{sd} = 1,35 G + 1,5 V$$

où :

G : poids propre du potelet + poids propres des lisses et de bardage.

V : Surcharge de vent.

- **Condition de flèche (ELS):** Condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait sous le vent (non pondéré).

La flèche autour de l'axe yy:

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = l/200 \quad 5.30$$

où : l : longueur du potelet le plus chargé.

$$I_y = \frac{1000}{384} \cdot \frac{V \cdot l^3}{E} \quad 5.31$$

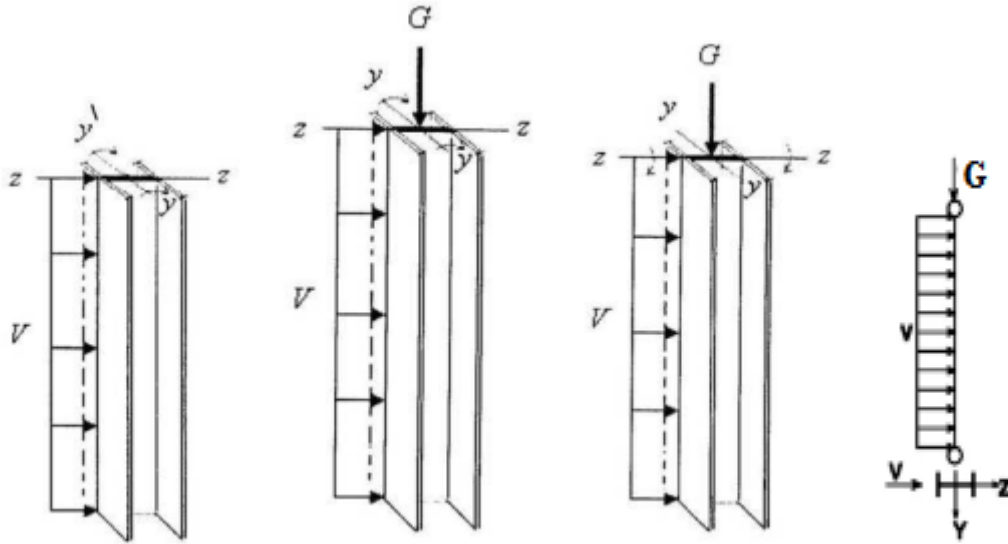


Figure 5. 17 : Les différents plans de chargement d'un potelet.

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

- Condition de résistance (flexion composée N, M)

La vérification à la sécurité est donnée par les formules suivantes :

- Pour **les sections de classes 1 et 2**, il faut vérifier, en l'absence d'effort tranchant ($V_{sd} \leq 0,5V_{pl,Rd}$), que le moment fléchissant M_{sd} reste inférieur au moment résistant plastique $M_{N,Rd}$ réduit du fait de l'effort axial, soit: $M_{sd} \leq M_{N,Rd}$.

Si $N_{sd} < \min(0,25N_{pl}; 0,5 A_w f_y / \gamma_{M1})$, Alors : **pas d'interaction entre N et M.**

$$M_{sd} \leq M_{pl} \quad \text{et} \quad M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad 5.32$$

Si $N_{sd} > \min(0,25N_{pl}; 0,5 A_w f_y / \gamma_{M1})$, Alors : **il y a interaction entre N et M.**

$$M_{y,sd} \leq M_{pl,y} \left(\frac{1-n}{1-0,5a} \right); \quad M_{z,sd} \leq M_{pl,z} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad 5.33$$

avec : $a = \min(A_w/A; 0,5)$; $A_w = A - 2bt_f$; étant l'aire de l'âme.

$$n = N_{sd}/N_{pl,Rd}, \quad N_{sd} = 1,35G, \quad M_{y,sd} = \frac{1,5V \cdot l^2}{8}, \quad N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \quad W_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

- Les **sections de classe 3** sont considérées comme satisfaisantes, si la contrainte longitudinale maximale σ_x vérifie la condition: ($\sigma_x \leq f_y / \gamma_{M0}$) Ou encore :

$$\left(\frac{N_{sd}}{A \cdot f_{yd}} \right) + \left(\frac{M_{y,sd}}{W_{el,y} \cdot f_{yd}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd}}{W_{el,z} \cdot f_{yd}} \right) \leq 1 \quad 5.34$$

où : W_{el} est le module de résistance élastique.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad 5.35$$

- Sections de classes 4 :

Dans ce cas le critère de vérification devient :

$$\left(\frac{N_{sd}}{A_{eff} \cdot f_{yd}}\right) + \left(\frac{M_{y,sd} + N_{sd} \cdot e_{NY}}{W_{eff,y} \cdot f_{yd}}\right) + \left(\frac{M_{z,sd} + N_{sd} \cdot e_{NZ}}{W_{eff,z} \cdot f_{yd}}\right) \leq 1 \quad 5.36$$

avec

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad 5.37$$

où :

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

W_{eff} : module élastique de la section efficace ($N=0$).

e_N : décalage du centre de gravité suivant l'axe concerné ($M=0$).

Remarque :

Si $V > 0,5V_{pl}$, la résistance de calcul de la section transversale au moment et à l'effort axial combinés, doit être calculée en utilisant une limite d'élasticité réduite f_{red} pour l'aire de cisaillement A_v .

$$f_{red} = (1 - \rho) \cdot f_y \quad \text{avec } \rho = \left(\frac{2V}{V_{pl}} - 1\right)^2 \quad 5.38$$

-Condition de stabilité de forme (Vérification au flambement et au déversement)

Vérification au déversement

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

-Cas 1 : Le potelet travaille à la flexion simple :

Flexion simple avec déversement

$$M_{sd} \leq M_{Rd} \quad \text{et} \quad M_{Rd} = \beta_w \cdot \chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad 5.39$$

où :

$\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 ou 2.

$\beta_w = W_{el,y} / W_{pl,y}$ pour les sections de classe 3.

$\beta_w = W_{eff,y} / W_{pl,y}$ pour les sections de classes 4.

χ_{LT} : coefficient de réduction pour le déversement.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}\right)} \quad \text{mais} \quad \chi_{LT} \leq 1 \quad 5.40$$

où :

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad 5.41$$

avec : α_{LT} : facteur d'imperfection pour le déversement.

- $\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profils laminés.
- $\alpha_{LT} = 0,49$ pour les sections soudées.

L'élançement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ a pour valeur :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \cdot \frac{W_{Pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{1/2} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{1/2} \quad 5.42$$

avec :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{1/2} = 93,9 \varepsilon \quad 5.43$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{1/2} \quad \text{et } f_y \text{ en } (N/mm^2) \quad 5.44$$

et M_{cr} moment critique élastique de déversement.

En faisant $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT}$ et $\chi = \chi_{LT}$ et en peut déduire les valeurs du coefficient χ_{LT} à partir du tableau des coefficients de réduction de flambement (Tableau 5.4 et la Figure 5. 18).

$$\text{L'élancement réduit } \lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}}$$

-Cas 2 : Le potelet travaille à la flexion composée :

Flexion composée avec déversement :

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{Pl,Rd}} \right) + \left(\frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{Pl,y Rd}} \right) \leq 1 \quad 5.45$$

$$N_{Pl Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad M_{Pl,y Rd} = \frac{W_{Pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad 5.46$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A f_y} \quad \text{avec} \quad k_{LT} \leq 1 \quad 5.47$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{avec} \quad \mu_{LT} \leq 0,9 \quad 5.48$$

β_{MLT} est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement (voir Tableau 5.6).

$$\chi_z = \frac{1}{\left(\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2} \right)} \quad \text{mais} \quad \chi_{LT} \leq 1 \quad 5.49$$

où :

$$\phi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad 5.50$$

L'élancement réduit $\bar{\lambda}_z$ a pour valeur :

$$\bar{\lambda}_z = \left[\beta_A \cdot \frac{W_{Pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{1/2} = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{1/2} \quad 5.51$$

avec :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{1/2} = 93,9 \varepsilon \quad 5.52$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{1/2} \quad \text{et } f_y \text{ en } (N/mm^2) \quad 5.53$$

En peut déduire les valeurs du coefficient χ_z à partir du tableau des coefficients de réduction de flambement (Tableau 5.4 et la Figure 5. 18).

Vérification au flambement

Risque de flambement si : $\bar{\lambda} \geq 0,2$.

- **Flambement simple** (les éléments sollicités en compression axiale N)

$$N \leq \beta_A \cdot \chi \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_M} \quad 5.54$$

$$\chi = \frac{1}{\left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}\right)} \quad \text{mais } \chi \leq 1 \quad 5.55$$

où :

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad 5.56$$

avec : α : facteur d'imperfection pour le flambement (voir tableau 5.4).

L'élanement réduit $\bar{\lambda}$ a pour valeur :

$$\bar{\lambda} = \left[\beta_A \cdot \frac{A \cdot f_y}{N_{cr}} \right]^{1/2} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{1/2} \quad 5.57$$

avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1, 2 et 3. $\beta_A = (A_{eff}/A)$ pour la classe 4.

N_{cr} est l'effort axiale critique élastique de flambement doit être calculé avec les caractéristiques de la section brute.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad 5.58$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} \quad \text{et } \lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{1/2} = 93,9 \varepsilon \quad 5.59$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{1/2} \quad \text{et } f_y \text{ en } (N/mm^2) \quad 5.60$$

où : l_k : longueur du flambement (voir tableau 5.3); i : rayon de giration.

$$l_k = \frac{l_0}{\sqrt{m}}$$

l_0 : longueur initiale (réelle).

- **Flexion composée avec flambement** :

Flambement par rapport à l'axe fort **y-y** (dans le plan du portique).

Flambement par rapport à l'axe faible **z-z** (hors du plan du portique).

Sections de classes 1 et 2

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{Pl,Rd}} \right) + \left(\frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{Pl,y} R_d} \right) + \left(\frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{M_{Pl,z} R_d} \right) \leq 1 \quad 5.61$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A f_y} \quad \text{avec } k_y \leq 1,5 \quad 5.62$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{Pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \quad \text{avec } \mu_y \leq 0,9 \quad 5.63$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A f_y} \quad \text{avec } k_z \leq 1,5 \quad 5.64$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{Pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \quad \text{avec } \mu_z \leq 0,9 \quad 5.65$$

β_{My} et β_{Mz} : les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement (voir Tableau 5.6).

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{min}

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z) \quad 5.66$$

Avec χ_y et χ_z : les coefficients de réduction par rapport à l'axe y-y et à l'axe z-z respectivement.

On calcul

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{max} = \text{Max}(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$$

$\bar{\lambda}_y$ L'élanement réduit par rapport à l'axe y-y.

$\bar{\lambda}_z$ L'élanement réduit par rapport à l'axe z-z.

En faisant $\chi = \chi_{min}$.

En peut déduire les valeurs du coefficient de l'élanement réduit $\bar{\lambda}$ à partir du tableau des coefficients de réduction de flambement ((Tableau 5.6 et la Figure 5. 18).

Sections de classe 3

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_{yd}} \right) + \left(\frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{el,y} \cdot f_{yd}} \right) + \left(\frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{el,z} \cdot f_{yd}} \right) \leq 1 \quad 5.67$$

Sections de classe 4

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A_{eff} \cdot f_{yd}} \right) + \left(\frac{k_y \cdot (M_{y,sd} + N_{sd} \cdot e_{NY})}{W_{eff,y} \cdot f_{yd}} \right) + \left(\frac{k_z \cdot (M_{z,sd} + N_{sd} \cdot e_{NZ})}{W_{eff,z} \cdot f_{yd}} \right) \leq 1 \quad 5.68$$

Tableau 5.3 : Longueurs de flambements selon les conditions d'appuis.

Conditions d'appuis		m	l_k
• Sans déplacements des extrémités			
		1	l_0
	encastrement parfait	2	$0,7 l_0$
		4	$0,5 l_0$
	encastrement élastique	$1 < m < 2$	$> 0,7 l_0$
• Avec liberté de déplacements aux extrémités			
		$\frac{1}{4}$	$2 l_0$
		1	l_0
		$m < \frac{1}{4}$	$> 2 l_0$

Tableau 5.4 : Facteur d'imperfection (α)

Courbe de flambement	a	B	c	d
Facteur d'imperfection (α)	0,21	0,34	0,49	0,76

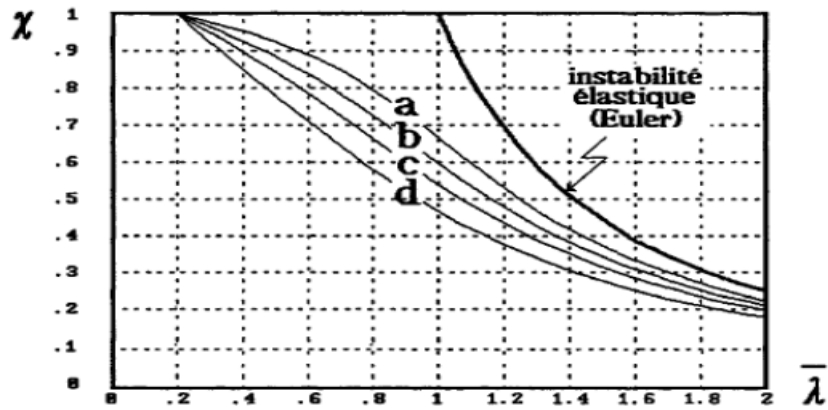


Figure 5. 18 : Courbe de flambement.

Tableau 5.4: Choix de la courbe de flambement correspondant à une section.


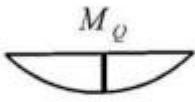

Type de section	Limites	Axe de flambement	courbe de flambement		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	a	a_0
			z-z	b	a_0
	$h/b \leq 1,2$	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y	b	a
			z-z	c	a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b	a
			z-z	c	a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y	d	c
			z-z	d	c
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	b	b	
		z-z	c	c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y	c	c	
		z-z	d	d	
Sections creuses 	Laminées à chaud	Quel qu'il soit	a	a_0	
	Formées à froid($f_y b$)*		b	c	
	Formées à froid($f_y a$)*		c	c	
Caissons soudées 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	Quel qu'il soit	b	b	
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$		y-y	c	c
		z-z	c	c	
Sections en U,L,T et sections pleines 			Quel qu'il soit	c	c

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

Tableau 5.6: Coefficient de réduction

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

Facteur	Axe de flexion	Points maintenus suivant la direction
β_{My}	$y - y$	$z - z$
β_{Mz}	$z - z$	$y - y$
β_{MLT}	$y - y$	$y - y$

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémités  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi$
Moments dus à des charges transversales  	$\beta_{M,Q} = 1.3$ $\beta_{M,Q} = 1.4$

Pour les autres cas voir Figure 55.4 de CCM97 ou bien Figure 5.5.3 de l'Eurocode 3.

Chapitre 6 : Analyse statique des portiques transversaux et dimensionnement des éléments principaux

6.1. Généralités sur les portiques

En construction en acier, le portique est un élément de gros-œuvre fait de métal. Il se compose de deux poteaux et d'une traverse. Les poteaux sont reliés par des longrines tandis que la traverse est encastrée au niveau des poteaux.

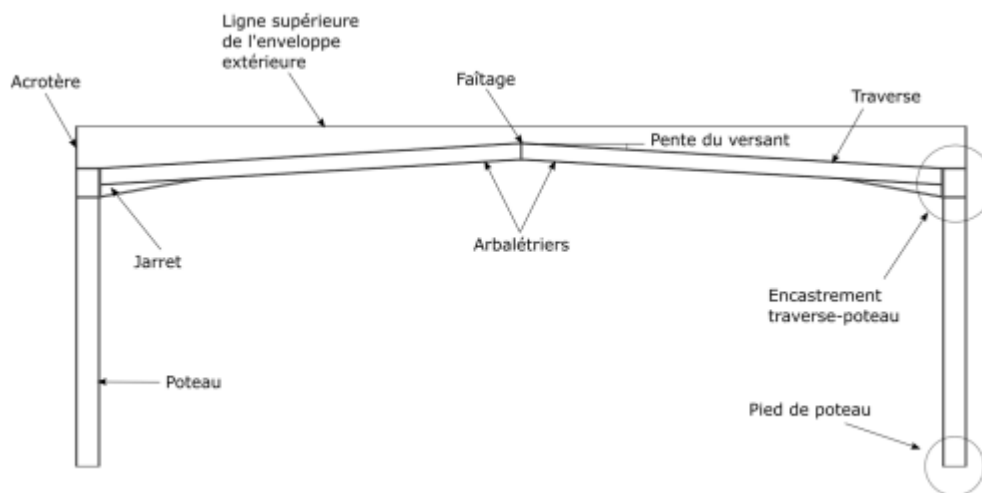


Figure 5. 1: Portique en acier (traverse-poteaux).

Les portiques peuvent être constitués de I et de H, de tubes, de PRS (profilés reconstitués soudés) à section variable ou non, de caissons, d'éléments en treillis. Tous les éléments de ces types de structure participent à la résistance aux efforts verticaux aussi bien qu'horizontaux. Ils exercent donc des efforts horizontaux sur leurs appuis.

Les profilés laminés à chaud, principalement les IPE, représentent souvent le meilleur choix de section à adopter pour des portées comprises entre 10 et 30 m.

Pour des portées plus importantes, entre 20 et 50 m, l'utilisation de profilés reconstitués soudés (PRS) à section transversale doublement symétrique et à hauteur d'âme variable est courante pour les bâtiments à simple rez-de-chaussée, afin d'optimiser le poids d'acier.

L'utilisation de profilés en I mono-symétriques, avec une épaisseur de la semelle comprimée plus importante que celle de la semelle tendue, peut également permettre d'optimiser le dimensionnement.

On distingue quatre types de portiques à rez-de-chaussée suivant que les liaisons sont articulées ou rigides.

Notons que les assemblages réels sont la plupart du temps semi-rigides.

- Le portique à trois articulations;
- Le portique à pieds de poteaux articulés ;
- Le portique à pieds de poteaux encastrés ;
- Le portique totalement encastré.

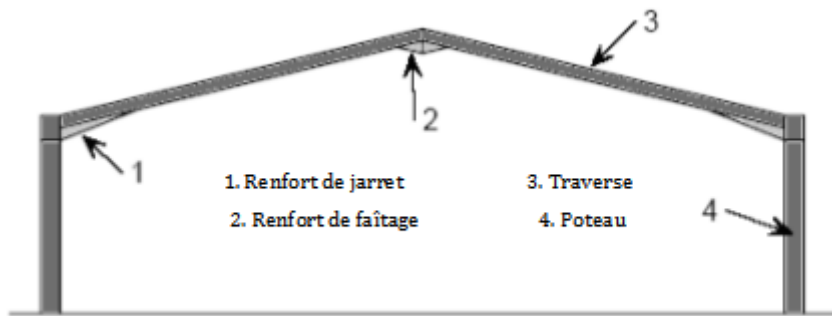


Figure 5.2: Portique symétrique à une travée.



Figure 5.3: Portique à double travée avec pannes et contreventement de toiture.

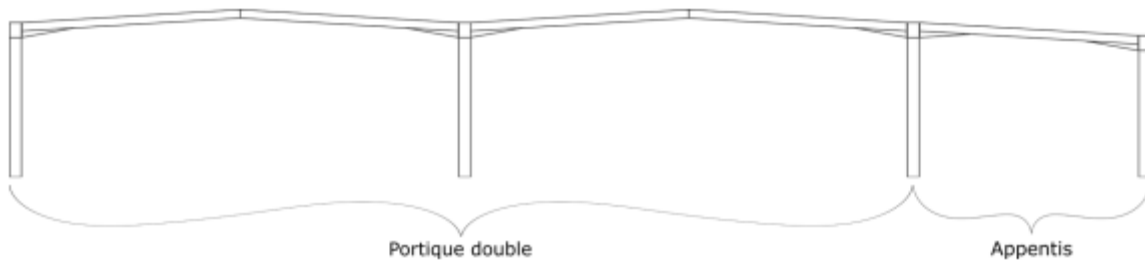


Figure 5.4: Portique double avec appentis.

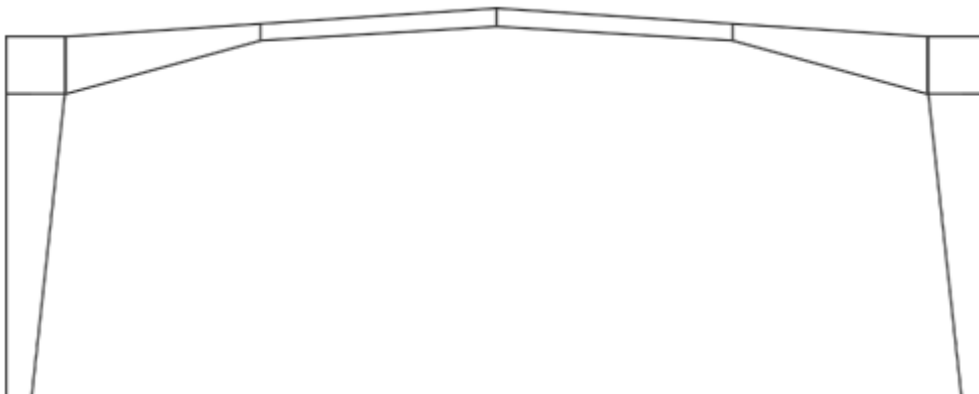


Figure 5.5: Portique simple constitué de sections à hauteur variable.

L'utilisation d'un treillis pour la traverse est également une alternative intéressante pour les portées importantes. Cette conception est particulièrement adaptée lorsqu'il s'agit de limiter la flèche verticale.



Figure 5.6: Portique avec traverse en treillis.

6.2. Charges et surcharges appliquée sur la structure

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure elle-même, sont la neige et le vent, bien que dans certaines régions il faille également envisager les actions sismiques.

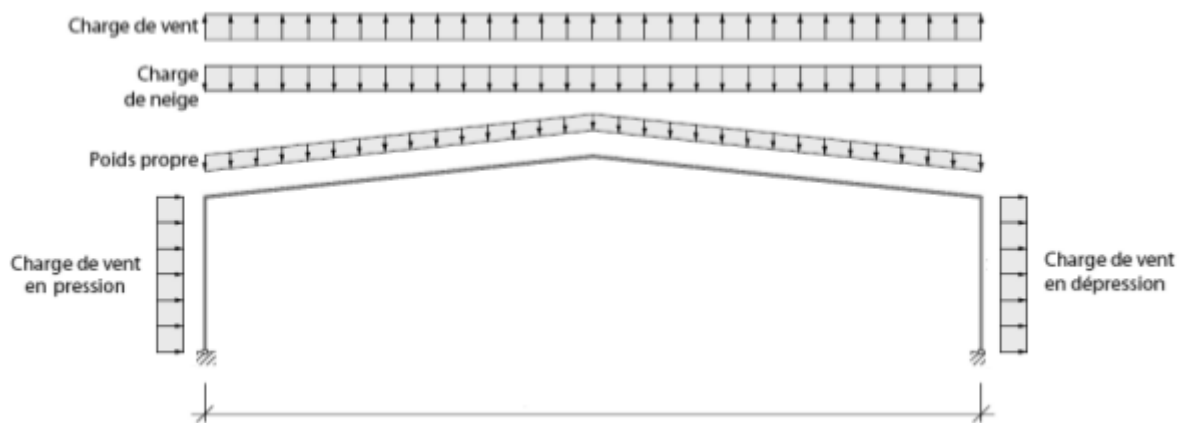


Figure 5.7: Charges et surcharges appliquée sur un portique

6.2.1. Fonctions principales des portiques

- Ils transmettent les efforts dus aux charges verticales, appliquées sur la toiture par l'intermédiaire des pannes (poids de la couverture, neige) et ceux dus aux actions horizontales (vent) par l'intermédiaire des lisses de bardage, jusqu'aux fondations ;
- Ils assurent une rigidité suffisante de l'ossature dans le plan du portique. Le transfert des charges appliquées à un portique se traduit essentiellement par des efforts axiaux, des efforts tranchants et des moments fléchissants dans les barres (voir la Figure 3).

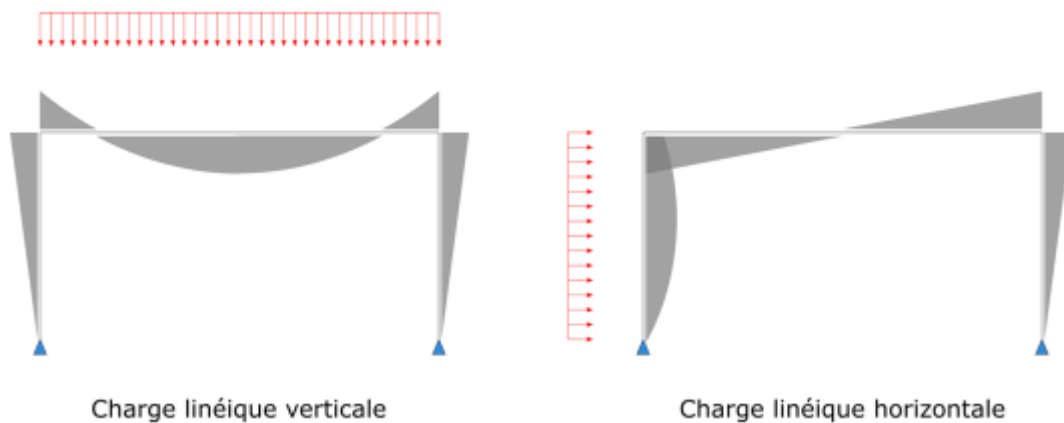


Figure 5.8: Diagramme de moment fléchissant pour un cas de charge élémentaire

Les éléments constitutifs des portiques sont généralement très sollicités en flexion.

6.2.2. Stabilité hors plan

Les éléments constitutifs des portiques étant principalement sollicités en compression et en flexion, il convient de les maintenir hors du plan des portiques pour réduire leur sensibilité au flambement et au déversement.

Le maintien hors plan du portique est généralement réalisé comme suit :

- Les semelles supérieures de la traverse sont maintenues hors plan par les pannes qui sont bloquées longitudinalement par la poutre au vent ;
- Les semelles extérieures des poteaux sont maintenues hors plan par les lisses de bardage qui sont bloquées longitudinalement par une palée de stabilité verticale sur le long pan ;
- Les semelles inférieures de la traverse et les semelles intérieures des poteaux sont stabilisées en plaçant des bracons simples, eux-mêmes reliés à une panne ou à une lisse de bardage faisant partie du système de contreventement.

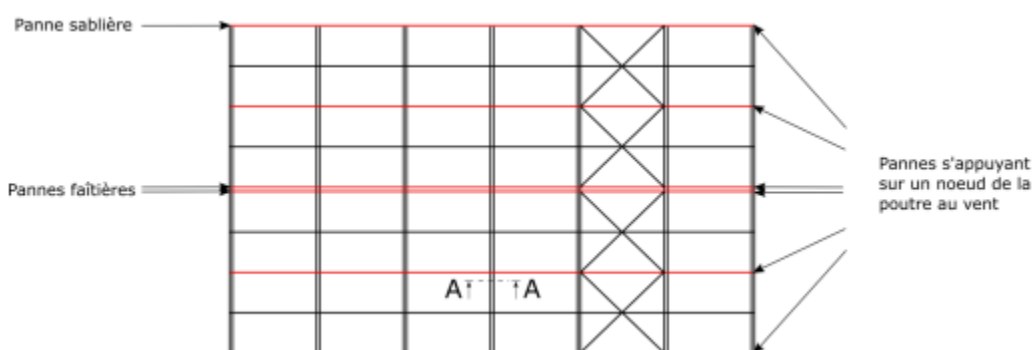


Figure 5.9: Maintien des semelles de la traverse – Vue en plan

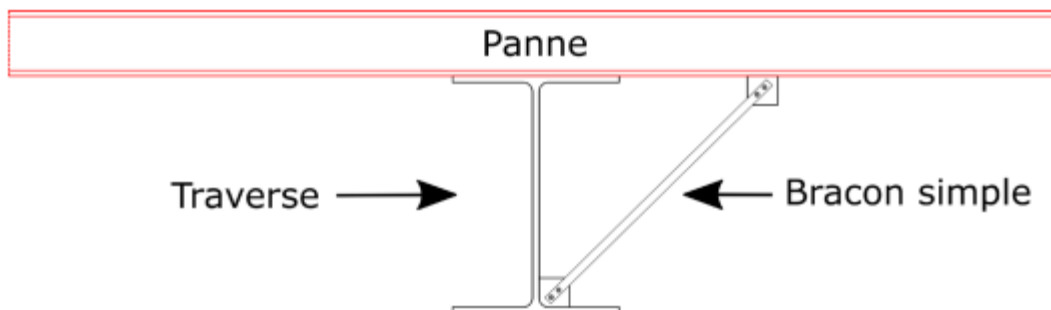


Figure 5.10: Maintien des semelles de la traverse – Coupe A-A

Notons que l'utilisation de bracons doubles pour le maintien des semelles inférieures de la traverse n'est pas souhaitable, car cela a pour effet de créer un encastrement local de la panne.

Il convient de noter que :

- les pannes qui assurent un maintien latéral doivent s'appuyer sur un nœud de la poutre au vent ;
- Les lisses de bardages qui assurent un maintien doivent s'appuyer sur un nœud de la palée de stabilité suivant le long pan ;
- Les raidisseurs d'âme n'ont pas le même rôle qu'un bracon ;
- Un point de moment nul n'est en aucun cas assimilable à une section maintenue latéralement.

6.3. Calcul du portique traverse

Les portiques constitués de poteaux et traverses sont généralement les plus utilisés de nos jours pour des raisons de simplicité en comparaison avec les portiques (poteaux-fermes). Leurs utilisations sont par contre limitées à cause de leurs portés. ($l \leq 40m$). Pour les portiques de longues portées, il est préférable pour des raisons économiques d'opter pour des poutres à treillis (fermes).

6.3.1. Calcul des efforts internes

En utilisant les méthodes de calcul les plus appropriées pour le calcul des efforts internes telles que : la méthode des forces ou des déplacements, les logiciels informatiques comme : Sap2000, Robot, Portal, etc.....

Effets du second ordre dans les portiques

Le portique est dit sensible aux effets du second ordre. Ces derniers, encore appelés effets P-delta, peuvent être suffisants pour réduire la résistance du portique.

Il existe deux catégories d'effets du second ordre :

- 1- les effets des déplacements suivant la longueur des barres (flèches locales), appelés habituellement effets P- δ (P-petit delta),
- 2- les effets des déplacements aux intersections des barres, appelés habituellement effets P- Δ (P-grand delta).

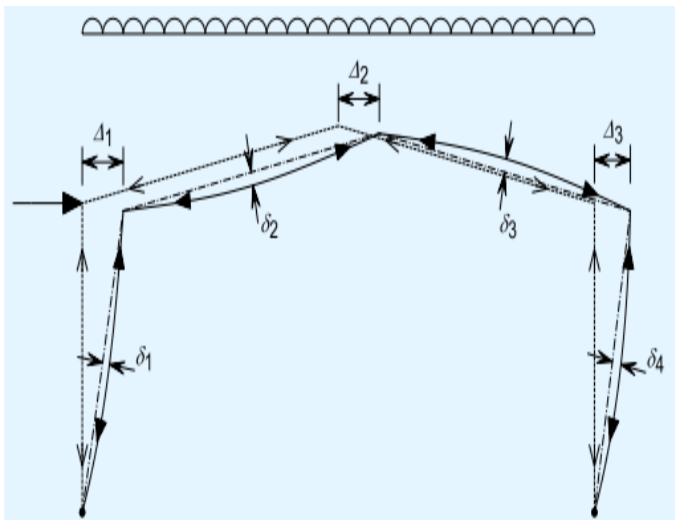


Figure 5.11: Mode asymétrique ou à nœuds déplaçables

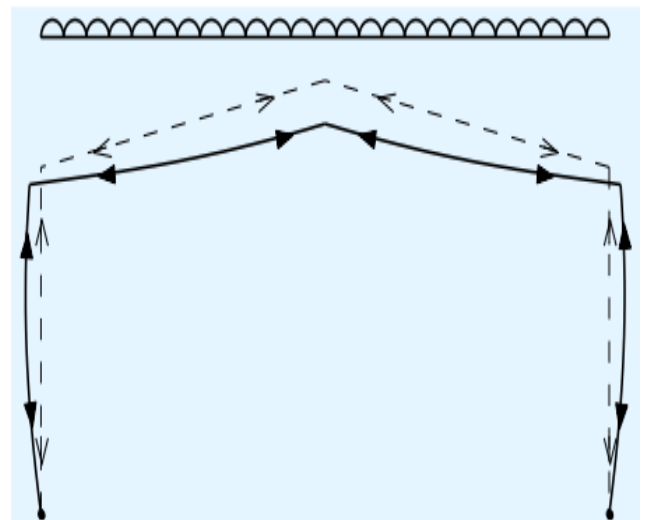


Figure 5.12: Mode de déplacement symétrique

Le facteur d'éloignement critique (α_{cr}) :

$$\alpha_{cr} = \frac{H}{\delta_H} \times \frac{h}{V}$$

Ou :

H : action horizontale totale.

V : action verticale totale.

δ_H : déplacement horizontal.

h : hauteur de poteau.

- pour une analyse élastique : $\alpha_{cr} \geq 10$.
- pour une analyse plastique : $\alpha_{cr} \geq 15$.

6.3.2. Traverse

Les traverses sont des éléments porteurs qui constituent l'ossature principale de la halle métallique et qui supportent les pannes.

La région de la traverse la plus fortement chargée est renforcée par un jarret.

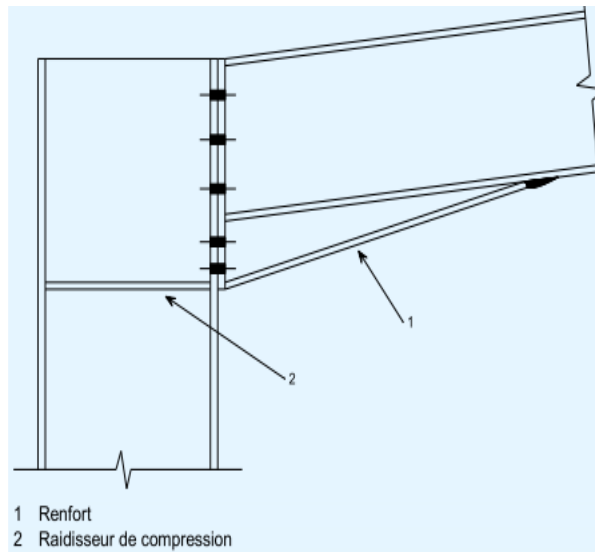


Figure 5.13 : Attache poutre-poteau typique (renfort de jarret).

6.3.3. Les vérifications nécessaires

1. Les vérifications à L'E.L.U :

- Vérification de la section à la résistance :

Les traverses sont sollicitées en flexion composée.

- Vérification aux phénomènes d'instabilités :

Flambement et déversement.

2. Les vérifications à L'E.L.S : (vérification de la flèche au faitage).

6.4. Toitures avec ferme à treillis

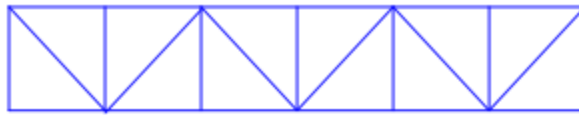
Les solutions qui utilisent des fermes de toiture en treillis constituent une alternative intéressante à des portiques, tout particulièrement dans les cas où de grandes portées sont nécessaires. Les portiques sont limités par la disponibilité des profilés et n'offrent pas la liberté de conception que les structures légères confèrent dans des espaces ouverts de grandes dimensions.

6.4.1. Conception des fermes

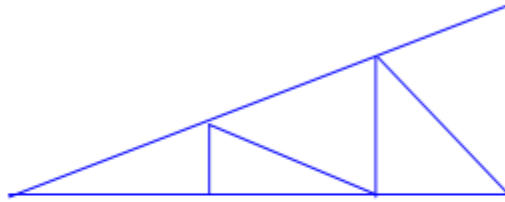
Les fermes sont constituées par un système triangulé plan. Les diagonales et les montants de la ferme sont généralement relâchées par conséquent ils sont soumis soit à la traction soit à la compression. L'arbalétrier (élément supérieur recevant les pannes) est en général en profilé PN et constitué d'un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

L'Entrait de la ferme (élément inférieur de la ferme) est en général en profilé PN et constitué d'un ou plusieurs éléments en liaisons complètes. Les pannes prennent appui sur les nœuds de la ferme. Les types de ferme sont donnés ci après :

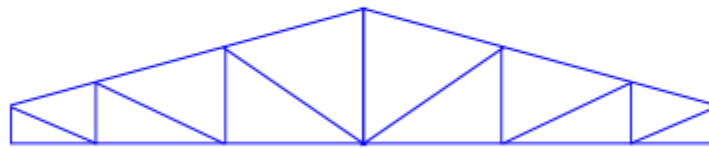
- Fermes à membrures parallèles ou «poutre à treillis»



- Fermes à simple versant :



- Fermes trapézoïdales :



- Fermes triangulées :

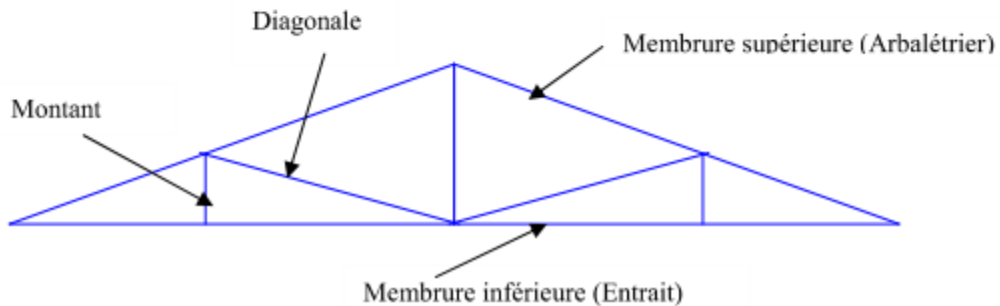


Figure 5.14: Les types de ferme.

Les différents types de poutres à treillis sont donnés comme suit :

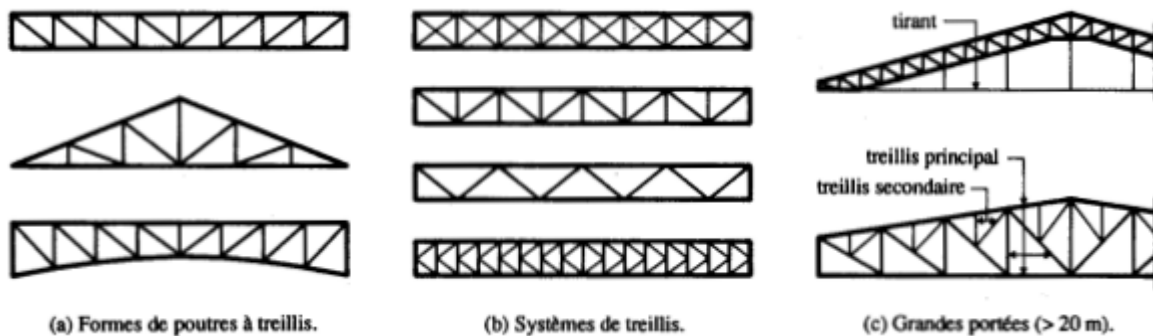


Figure 5.15: Les différents types de poutres à treillis.

6.4.2. Calcul des fermes

Les fermes jouent un rôle de poutre (poutres maitresses) d'une toiture en charpente métallique, constituées par des barres assemblées entre elles formant des triangles, composées de

- d'une membrure supérieure (arbalétrier).
- d'une membrure inférieure (entrait).
- d'une âme treillis constituées d'éléments verticaux (montant) et oblique (diagonales) elles sont généralement articulées à leurs appuis.

Hypothèse de calcul

- Les barres sont considérées comme rigides et indéformables. L'allongement ou le raccourcissement des barres, pris individuellement, sont faibles. Leurs cumuls exigent cependant de vérifier la déformation globale de la flèche.
- les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds. Les assemblages aux nœuds se font par boulons, rivets ou soudures sur goussets. Les axes neutres des barres sont supposés concourants aux nœuds ou elles convergent.
- Le poids propre des barres est négligé vis-à-vis des charges extérieures.
- La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.
- Les forces extérieures sont supposées être situées dans le plan du système et appliquées aux nœuds, ce qui conduit à des efforts normaux, exclusivement, dans les barres (compression, traction).

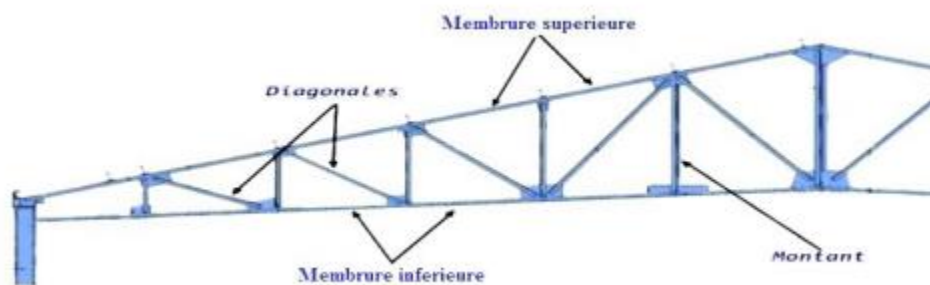


Figure 5.16 : Les composants de la ferme.

6.5. Les poteaux métalliques

Dans les bâtiments industriels, en plus de remplir leur fonction de support de charges verticales dues à un enneigement, aux appareils de levage, etc., les poteaux doivent être conçus pour résister à la flexion exercée par des charges de vent au niveau de la structure du mur extérieur, et par les charges horizontales exercées par les appareils de levage. Étant donné que les charges horizontales entraînent des moments de flexion dans les poteaux, les profilés laminés HEA forment la section transversale la plus habituelle.

Les profilés HEB, IPE et RHS sont aussi utilisés et, pour les bâtiments de plus grande taille, des profilés H en PRS ou en caisson, et parfois des treillis, sont utilisés. Les différents types de poteaux habituels sont illustrés à la Figure 9.

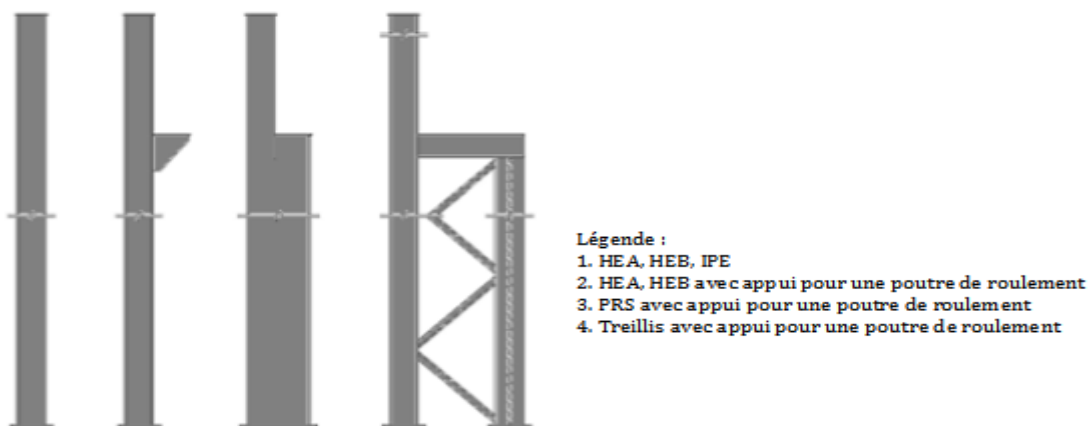


Figure 5.17: Différents types de poteaux

6.5.1. Calcul des poteaux

Les poteaux doivent avoir des dimensions suffisantes pour pouvoir résister aux efforts suivants :

- Efforts de compression dus aux charges permanentes (poids propre de la couverture, des pannes, et de la ferme) et aux surcharges climatiques (action du vent et de la neige).
- Effort de flexion dû à la poussée horizontale du vent et aux réactions horizontales des chemins de roulement.

Dans le calcul des poteaux, on tient compte de la nature de leurs liaisons aux fermes ou aux traverses et au massif de fondations.

En principe les poteaux peuvent être encastrés sur les massifs et articulés sous les fermes.

Plus généralement ils sont d'une part encastrés, aux fermes et d'autre part, soit articulés, soit encastrés sur les massifs de fondations.

6.5.2. Les vérifications nécessaires

1. Vérification de la section à la résistance (Les poteaux sont sollicités en flexion composée).
2. Vérification aux phénomènes d'instabilités (Flambement et déversement).

Les poteaux métalliques peuvent être soumis à des charges axiales pouvant induire la compression et à des charges transversales produisant la flexion.

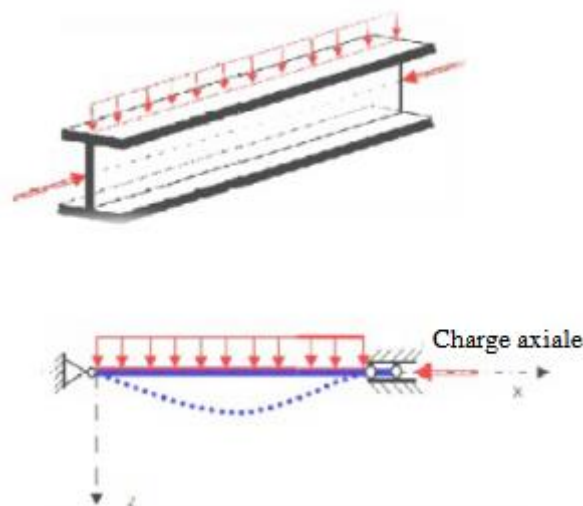


Figure 5.18: poteaux sollicités à la compression et à la flexion.

6.6. Phénomènes d'instabilité des pièces métalliques

- 1)- **Le flambement**: phénomène très dangereux, il affecte les poteaux simplement comprimés ainsi que les poteaux comprimés et fléchis.
- 2)- **Le déversement**: phénomène moins dangereux, il affecte les semelles comprimées des poutres fléchies.
- 3)- **Le voilement**: phénomène de moindre importance, il affecte les âmes des poutres fléchies.

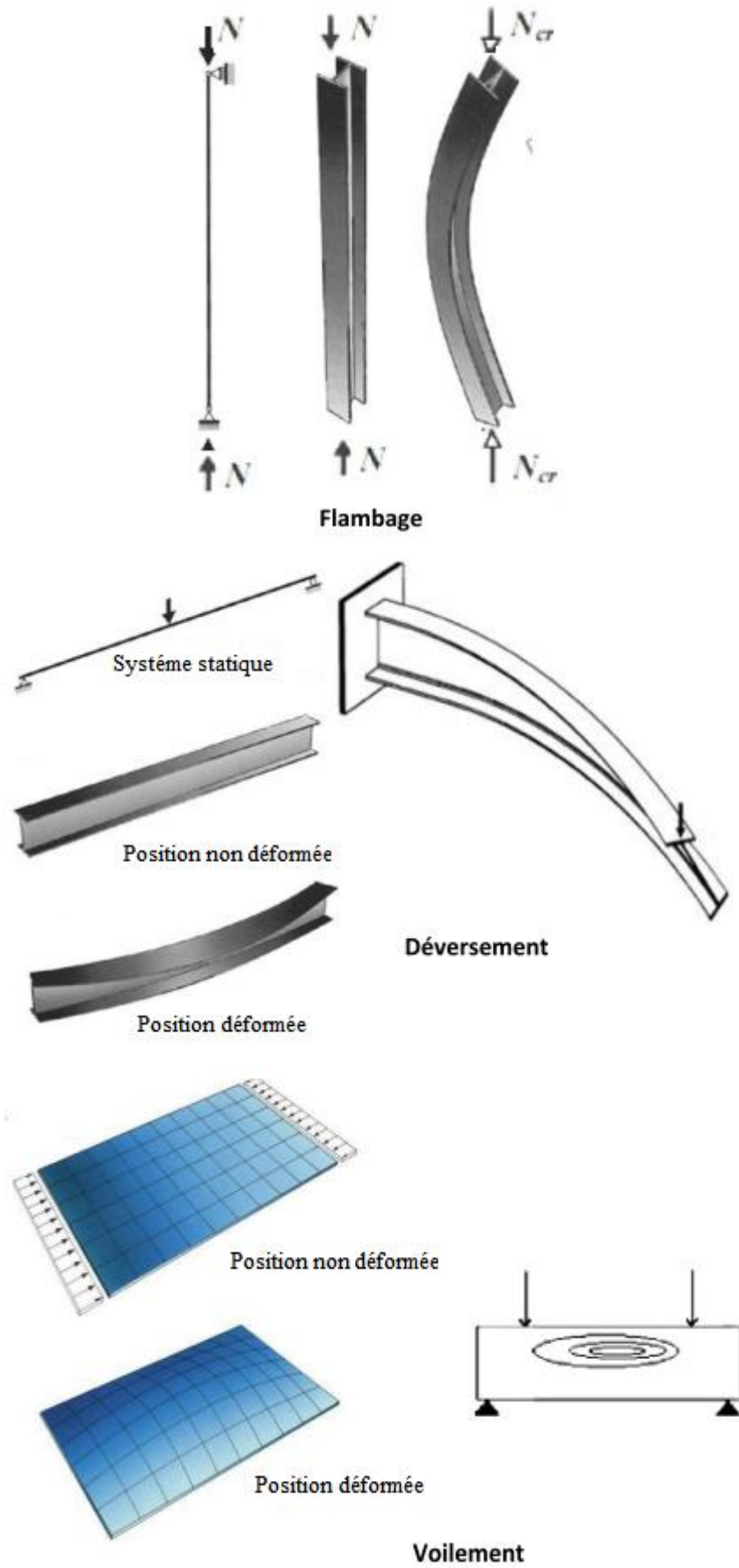
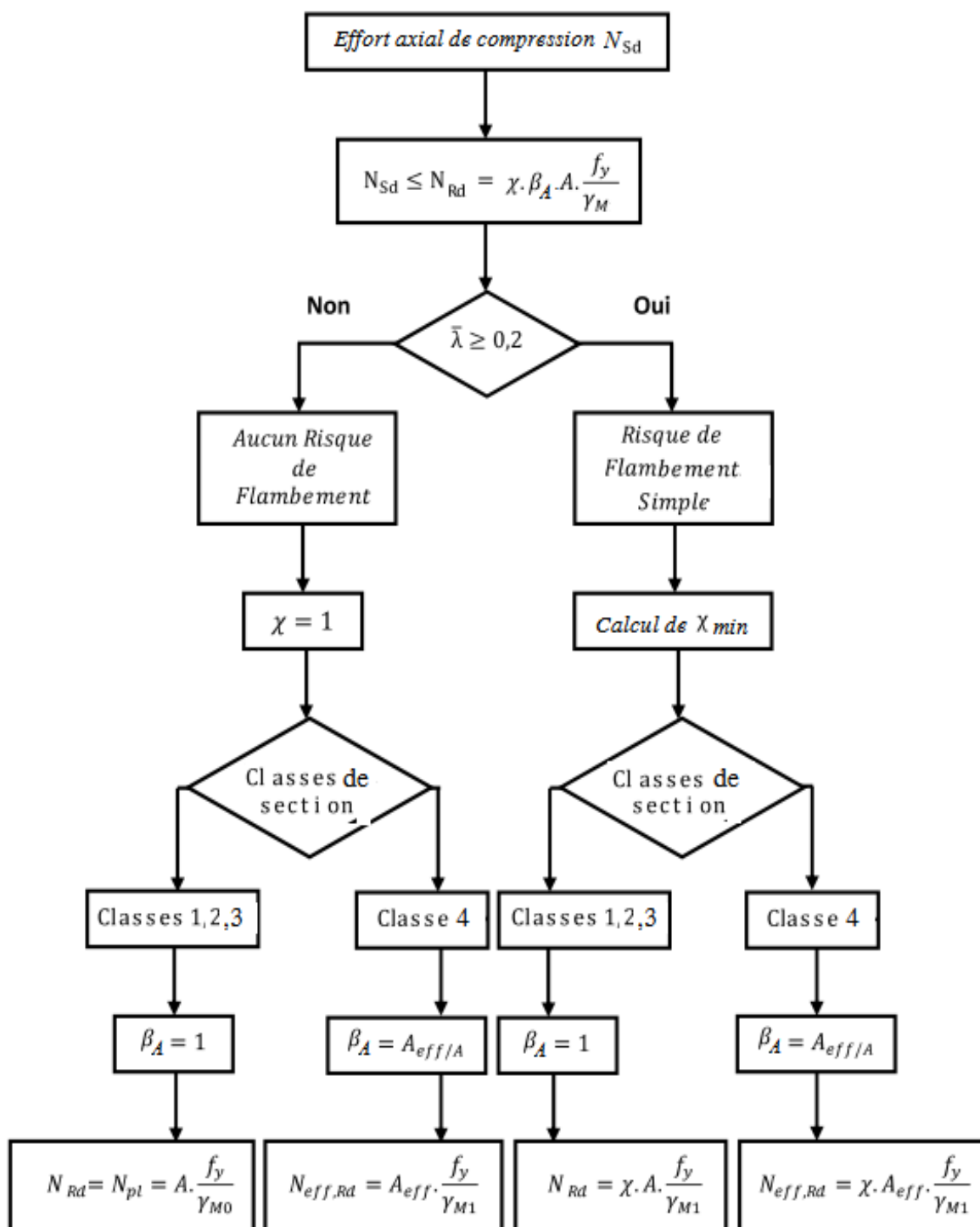
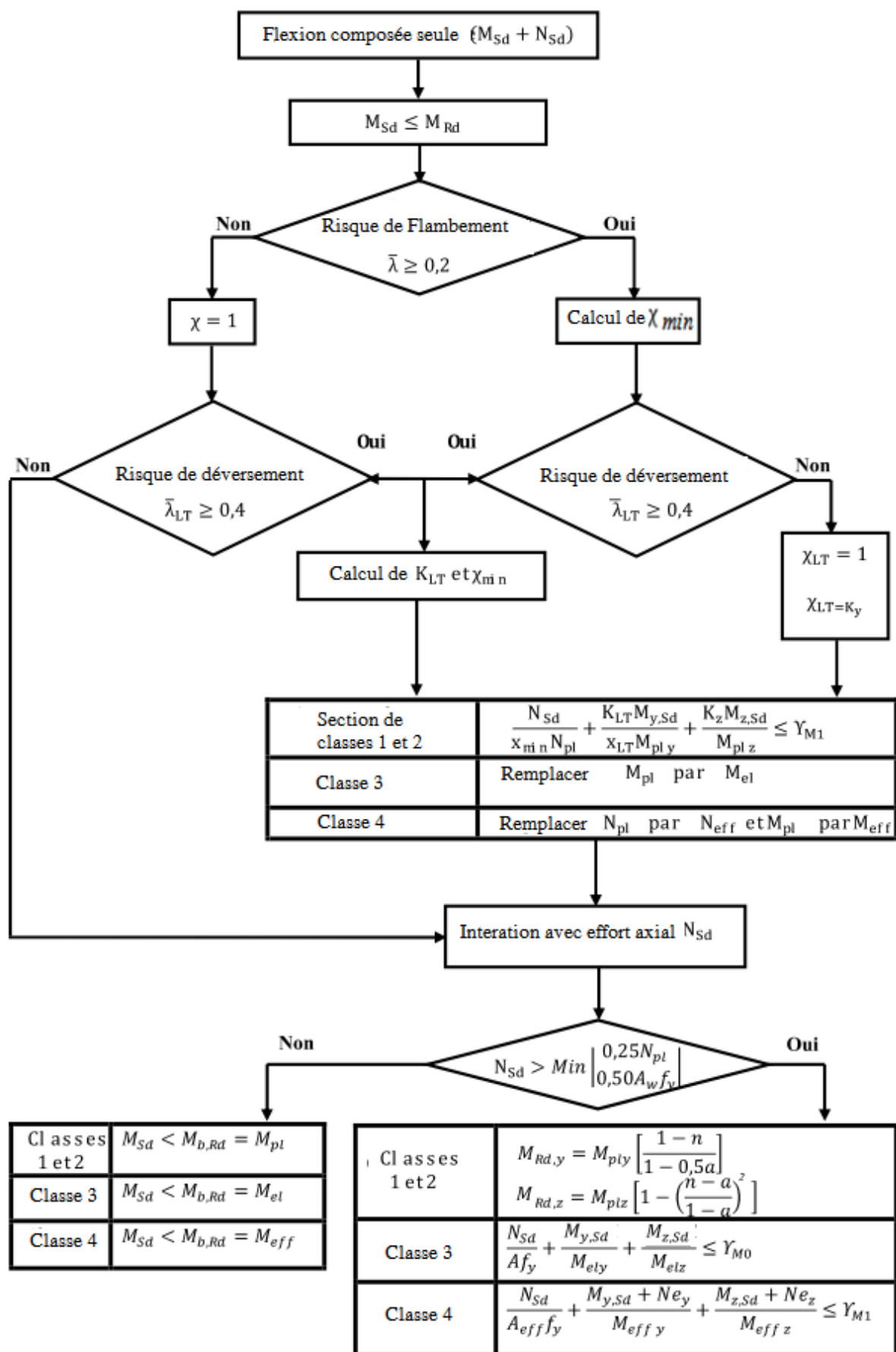


Figure 5.19: Phénomènes d'instabilité des pièces métalliques.

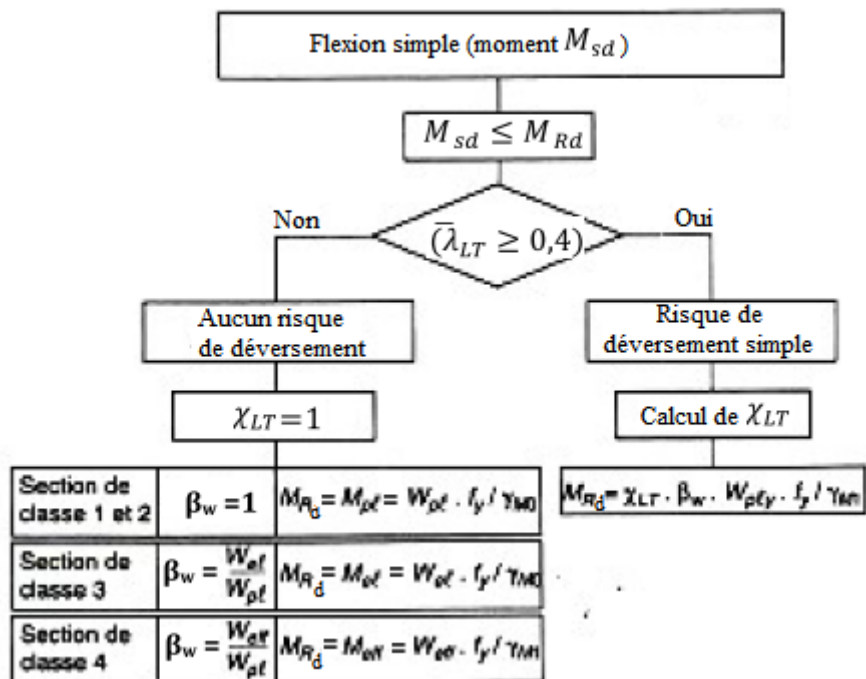
Organigramme de calcul et de vérification de la stabilité au flambement simple



Organigramme de calcul et de vérification de la stabilité au flambement combiné



Organigramme de calcul et de vérification de la stabilité au déversement en flexion simple



Remarque :

Pour le calcul et la vérification de la stabilité au déversement en flexion déviée voir chapitre 5.

Chapitre 7 : Etude des systèmes de contreventement à treillis

7.1. Généralités sur les contreventements

En génie civil ou en charpenterie, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, colonnes) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Le système de contreventement est constitué de l'ensemble des éléments structurels participant de façon non négligeable au transfert des actions horizontales créées du fait du mouvement sismique, par effet inertiel dans l'ouvrage.

Dans le cas d'une construction parasismique, le contreventement comporte obligatoirement deux familles d'éléments :

- a. diaphragmes (contreventement horizontal) ;
- b. éléments verticaux de contreventement.

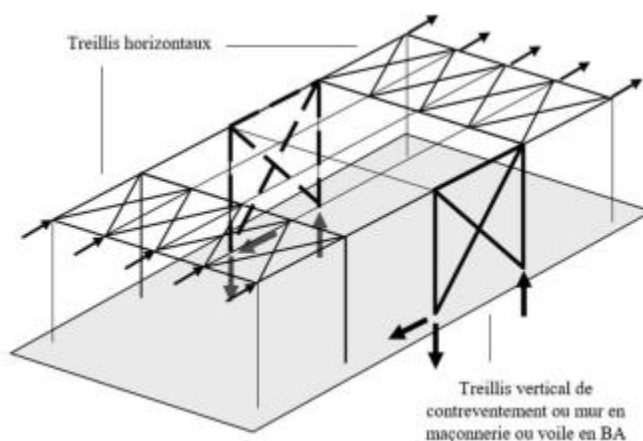


Figure 7.1 : Stabilisation longitudinale d'un bâtiment industriel par contreventement.



Figure 7.2 : Stabilisation par treillis de façade.

7.2. Structures en acier

7.2.1. Ossature contreventée par portiques autostables ductiles

L'ossature complète (cadres inclus) reprend la totalité des charges verticales. Les portiques autostables ductiles reprennent à eux seuls la totalité des charges horizontales.

7.2.2. Ossature contreventée par portiques autostables ordinaires

L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales.

7.2.3. Ossature contreventée par palées triangulées concentriques

L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales et les palées reprennent la totalité des charges horizontales. Dans cette classe de contreventement, on distingue deux (02) sous classes, soit des palées en **X** et en **V** (les palées en **K** n'étant pas autorisées).



Figure 7.3: Contreventement par des barres en X.



Figure 7.4: Contreventement par des barres en V.

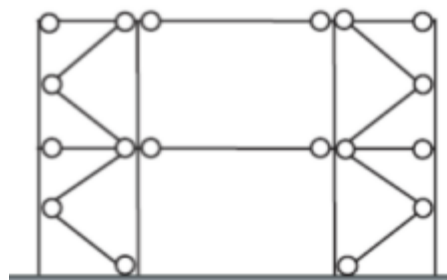


Figure 7.5: Contreventement en K.

7.2.4. Ossature avec contreventements mixtes

Dans le cas de figure développé ici, les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Un contreventement mixte est une combinaison de 2 types de contreventement choisis parmi certains de ceux définis précédemment. Il comprend des portiques ou des cadres autostables ductiles couples avec, soit des palées triangulées en **X**, soit des palées triangulées en **V**, ou se rapprochant du **V** (système en double bécuille). L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales. Les contreventements mixtes (cadres + palées) reprennent la totalité des charges horizontales globales. Les cadres et les palées doivent être calculés pour résister à l'effort horizontal qui sera partagé au prorata de leur raideurs et en tenant compte de leur interaction mutuelle à tous les niveaux.

Les cadres autostables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls, au moins 25% des charges horizontales globales.

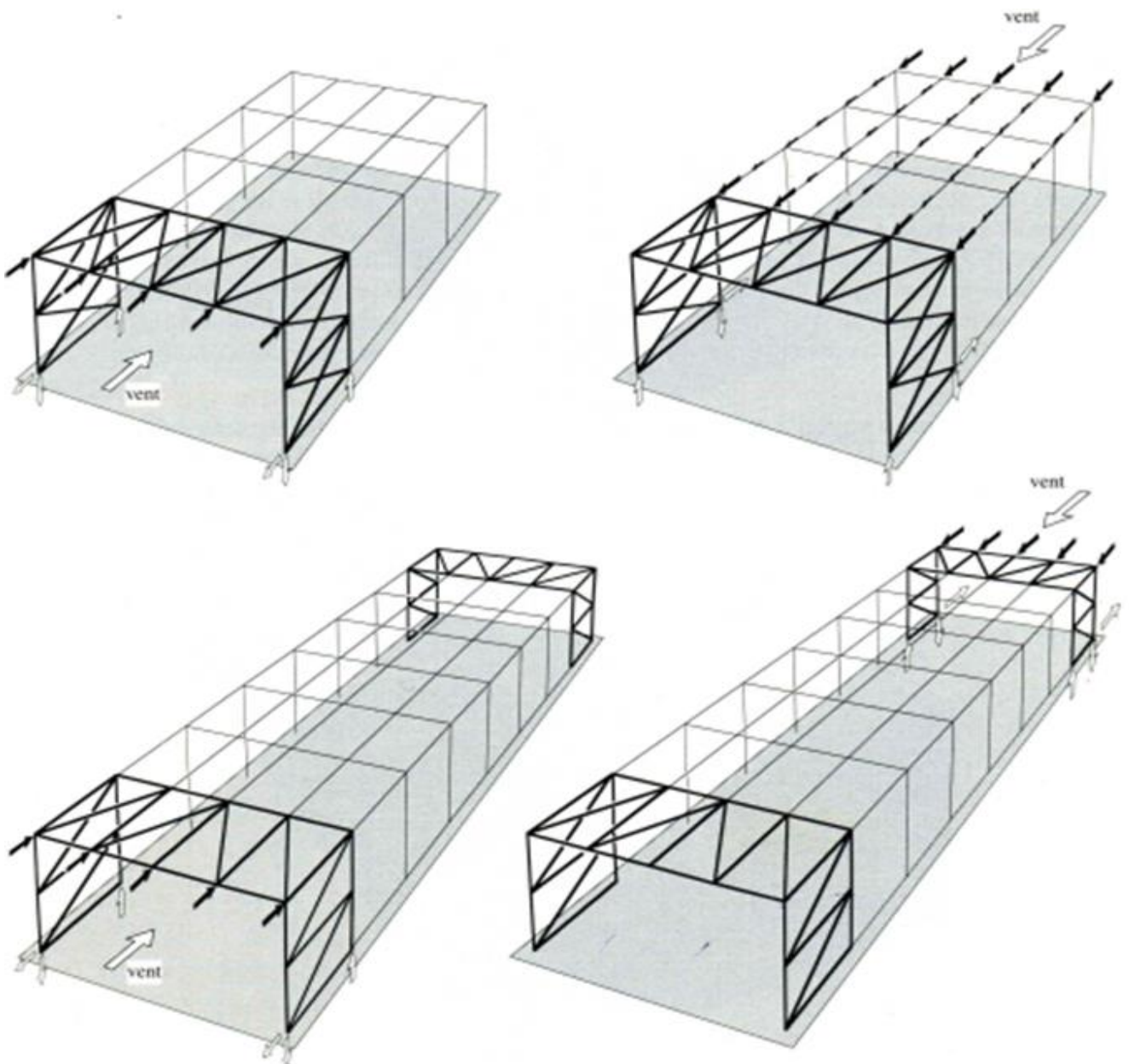


Figure 7.6: Disposition possible pour le système transversal de contreventements.

7.2.5. Autres structures

- Structures à ossature métallique avec contreventement par diaphragme.
- Structure à ossature métallique avec contreventement par noyau en béton armé.
- Structure à ossature métallique avec contreventement par voiles en béton armé.
- Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de palées et/ou portiques métalliques en périphérie.
- Système comportant des transparences (étages souples).

7.3. Calcul des contreventements à treillis

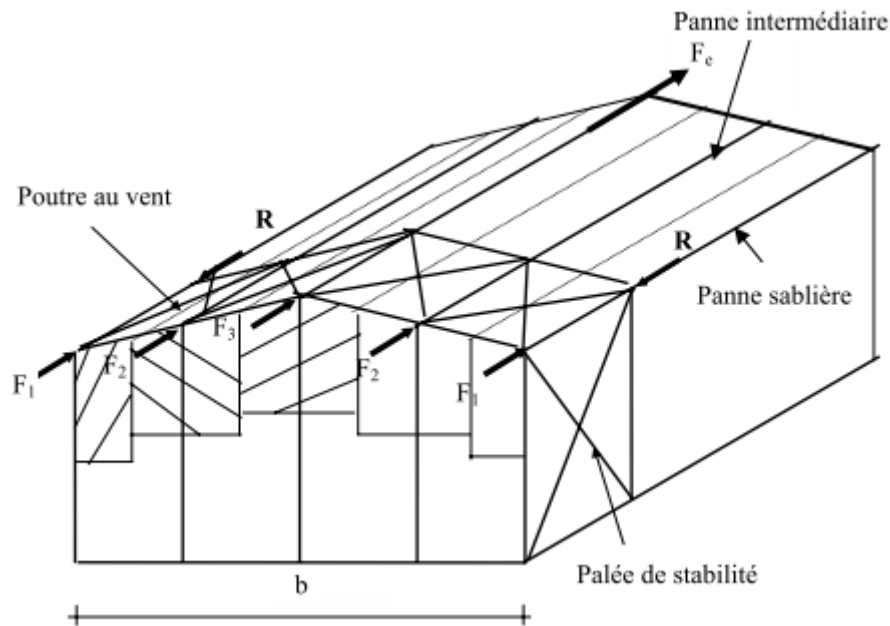


Figure 7.7: Contreventements de toiture et de façades.

7.3.1. Effort du vent sur les pignons

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse (ferme) du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

7.3.2. Contreventements de toiture : (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

- Calcul de la poutre au vent en pignon

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

- Evaluation des efforts horizontaux :

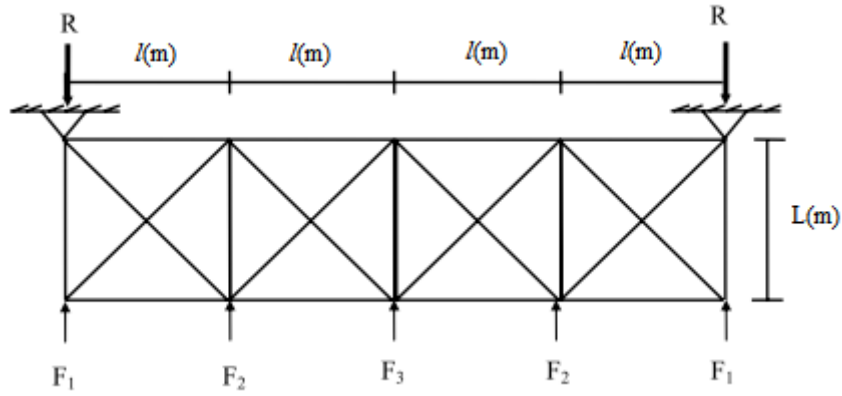


Figure 7.8: Poutre au vent.

Les efforts horizontaux en tête de potelet sont exprimées par :

$$F_i = (V \cdot S_i) + \frac{F_e}{n} \quad 7.1$$

où :

$$V = C_d \cdot \sum q_p(z_e) \cdot C_{pe} \cdot A_{ref} \quad 7.2$$

$q_p(z_e)$: est la pression dynamique de pointe est déterminée par (cf. §2.3«R.N.V.2013»).

C_d : est le coefficient dynamique (Cf. §3.2 «R.N.V.2013»).

C_{pe} : est le coefficient de pression extérieur (Cf. eq.5.1«R.N.V 2013»).

A_{ref} : est l'aire de référence de la surface élémentaire;

S_i : surface afférente pour chaque force.

$$S_i = \frac{h_i}{2} \cdot \frac{b}{n} \quad 7.3$$

h_i : hauteur de chaque poteau ou potelet.

b : largeur de la halle.

n : nombre de noeud dans la poutre au vent.

F_e : la force d'entrainement qui représente la force de frottement pour la toiture (Cf. §2.6.2 «R.N.V 2013»).

$$F_e = F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr} \quad 7.4$$

où :

C_{fr} : est le coefficient de frottement (Voir tableau 2.8 : RNV 2013).

A_{fr} : est l'aire de référence de la surface extérieure parallèle au vent (Voir tableau 2.9 : RNV 2013).

Considérant que la diagonale comprimée n'absorbe pas la force et revient à un système isostatique, nous déterminons la force interne de la diagonale par la méthode de la résistance des matériaux (telle que la méthode des sections de Ritter, la méthode des nœuds de Crémone et la méthode des composantes de Culmann).

Les diagonales tendues sont dimensionnées comme suit :

$$N_{sd} \leq N_{pl} \text{ et } N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad 7.5$$

7.3.3. Contreventement de façades: (palée de stabilité)

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre au fondations.

- Calcul de la palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

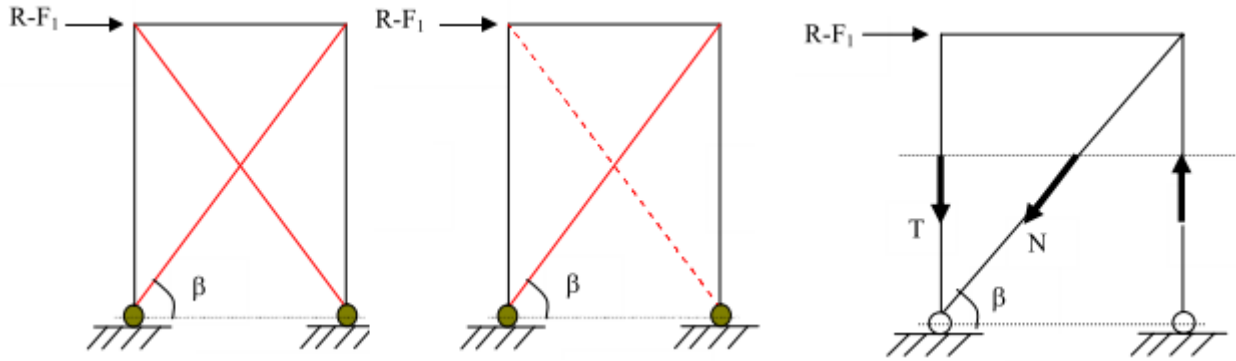


Figure 7.9: Palée de stabilité en long pan.

Le dimensionnement est basé sur l'équation (7.5) ci-dessus, en négligeant l'effort normal dans les diagonales comprimées.

Le calcul de l'effort normal N_{sd} dans les diagonales tendues est calculé à l'aide de la méthode des sections.

-La vérification de la section des diagonales à la résistance

La résistance de la section nette des diagonales est vérifiée à l'aide de la formule suivante :

$$N_{sd} \leq N_{trd} = \min(N_{plRd}; N_{uRd}) \quad 7.6$$

$$N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{et} \quad N_{uRd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{1.25} \quad 7.7$$

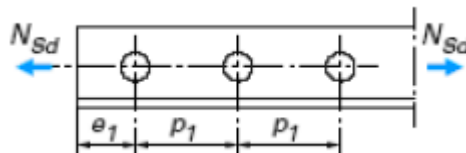
Ou :

N_u : est la résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation.

A_{net} : est la section nette.

Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile et pour une attache avec deux boulons ou plus,



$$N_{uRd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad 7.8$$

Ou :

β : est le coefficient minorateur donné dans le tableau 7.1 en fonction de l'entraxe p_1 des trous.

tableau 7.1 Coefficients minorateurs β_2 et β_3		
Entraxe p_1	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.0 d_0$
(2 boulons) β_2	0.4	0.7
(3 boulons ou plus) β_3	0.5	0.7

7.3.4. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance

Les montants de la poutre au vent sont des pannes fonctionnent à la flexion déviée sous une charge verticale et sous une compression de (F), de sorte que les pannes doivent être vérifiées à la flexion déviée composée.

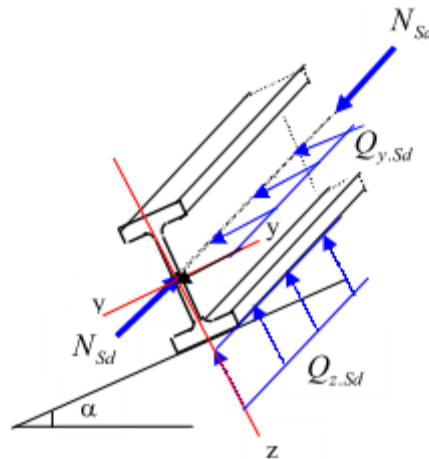


Figure 7.10: Montants de la Poutre au vent fonctionnent à la flexion déviée.

Vérification aux instabilités:

Flexion déviée composée avec risque de déversement

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{Pl,Rd}} \right) + \left(\frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{Pl,y} Rd} \right) + \left(\frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{M_{Pl,z} Rd} \right) \leq 1 \quad 7.9$$

Flexion déviée composée avec risque de flambement

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{Pl,Rd}} \right) + \left(\frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{Pl,y} Rd} \right) + \left(\frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{M_{Pl,z} Rd} \right) \leq 1 \quad 7.10$$

Remarque :

Voir le **chapitre 5** pour plus de détail sur le calcul des pannes à la flexion déviée.

Chapitre 8 : Conception et dimensionnement de quelques assemblages

8.1. Définition

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsions.

Dans les ossatures des bâtiments métalliques, les éléments structuraux sont reliés par des assemblages.

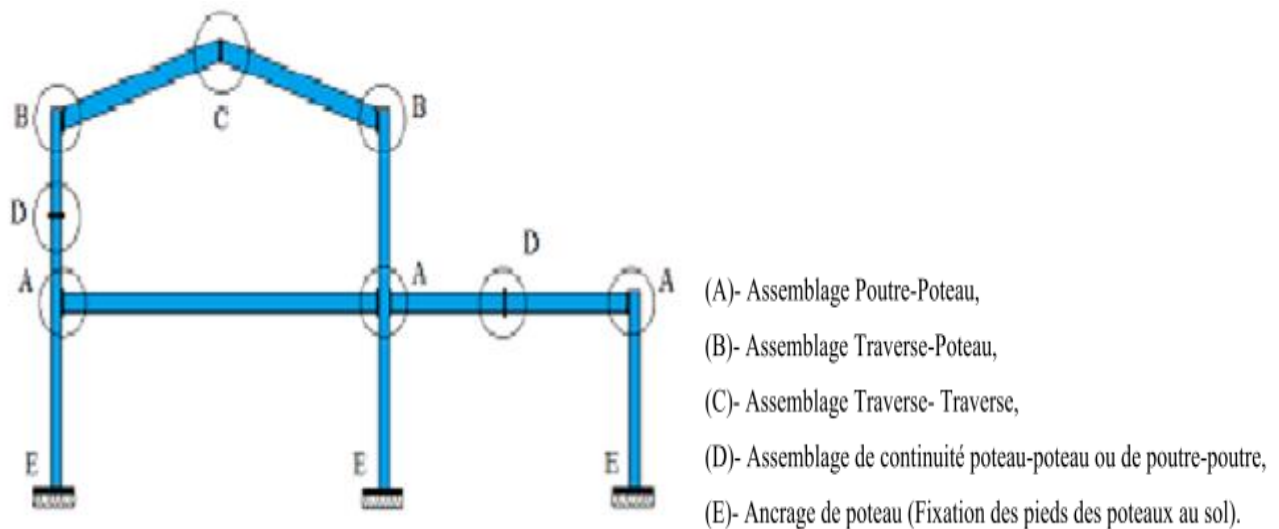


Figure 8.1: Les modes d'assemblage dans une ossature métallique.

8.2. Les critères pour le choix d'un assemblage

- Caractéristiques mécaniques et dimensionnelles.
- Matière des constituants à assembler.
- Revêtements des constituants à assembler.
- Nombre de vis d'assemblage (ou boulons).

8.3. Assemblages dans les portiques des halles métalliques (Types d'assemblages)

8.3.1. Assemblages d'une panne sur traverse

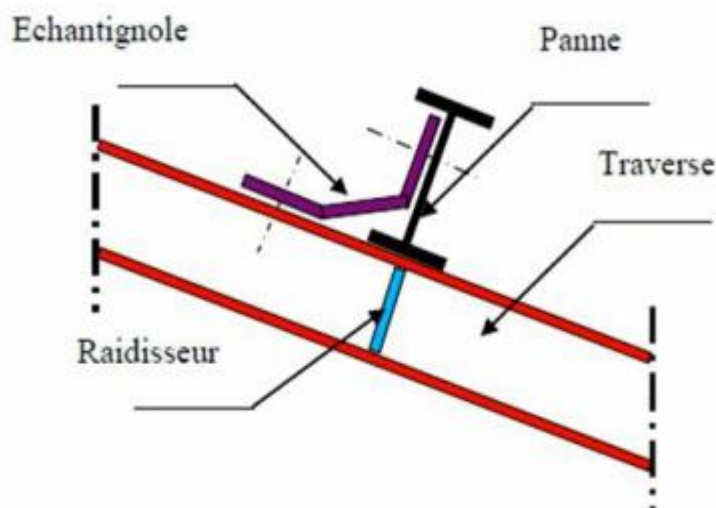


Figure 8.2 : Assemblage d'une panne sur traverse.

8.3.2. Assemblages poteau-traverse

Le mode de fonctionnement du portique impose de concevoir une liaison traverse-poteau capable de transmettre un moment de flexion important. Il est courant de devoir ajouter des raidisseurs (transversaux et/ou extérieurs avec une file de boulon extérieure) et/ou un jarret afin que l'assemblage offre une résistance et une rigidité à la flexion suffisantes.

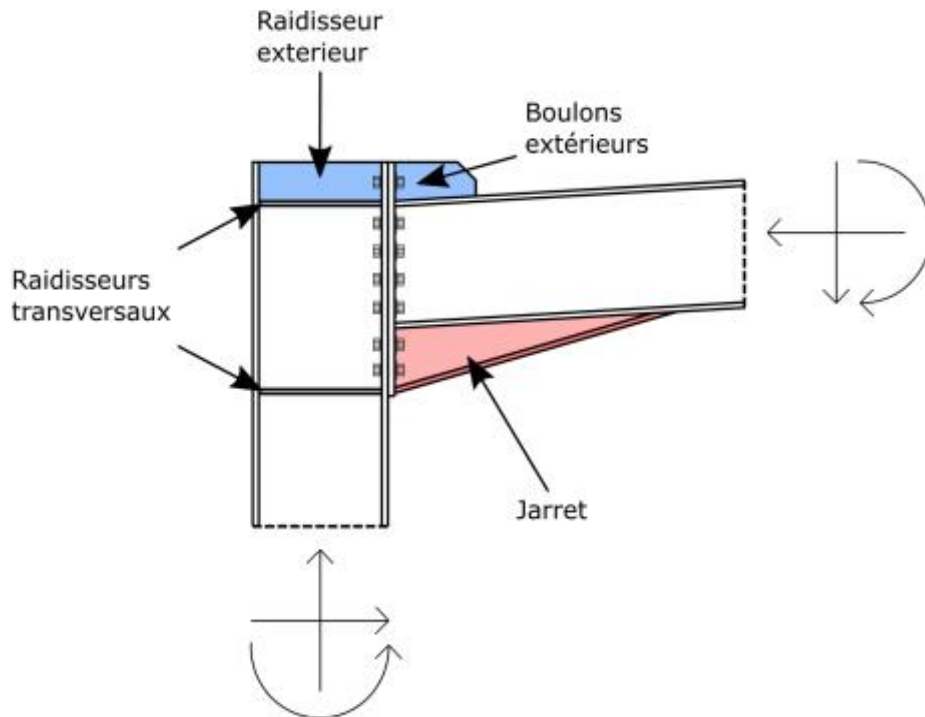


Figure 8.3 : Assemblage de continuité traverse-poteau.

8.3.3. Assemblages au jarret d'une ferme sur un montant en profilé

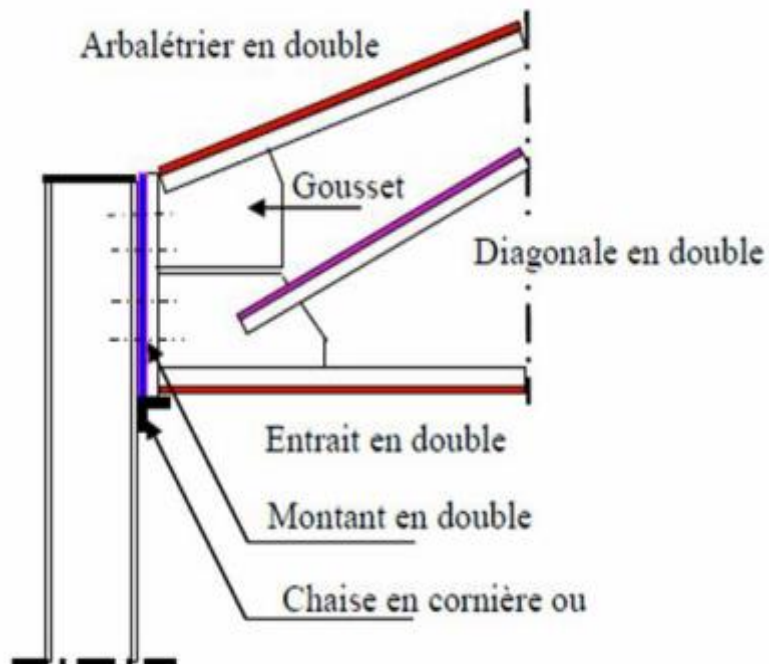


Figure 8.4 : Assemblage au jarret d'une ferme sur un montant en profilé.

8.3.4. Assemblages au nœud d'une ferme

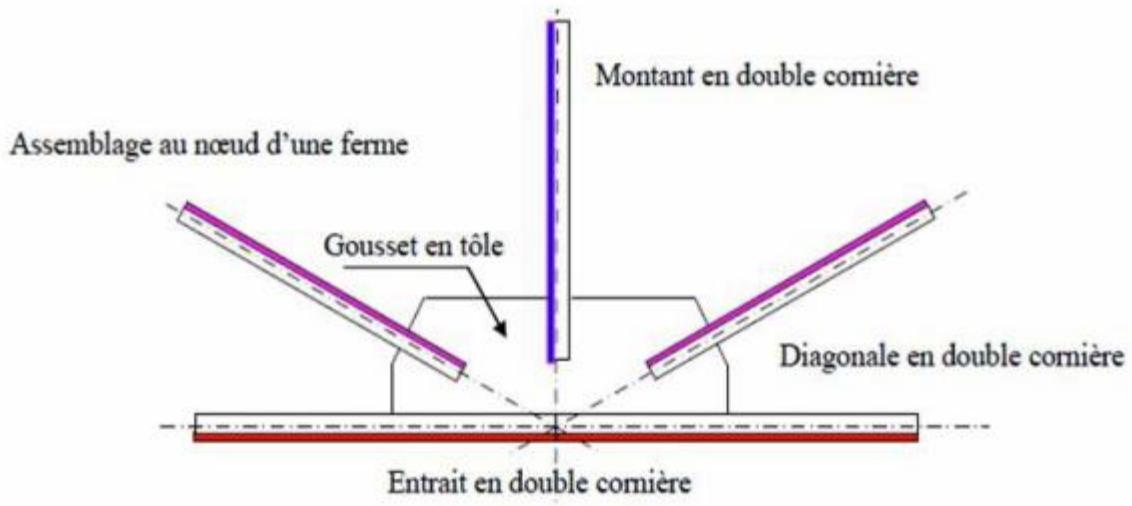


Figure 8.5 : Assemblages au nœud d'une ferme.

8.3.5. Assemblages de faîtage

Au droit du faîtage, un assemblage de continuité est habituellement réalisé. Souvent placé à mi-portée, le faîtage est également le siège d'une flexion importante. Il peut donc être nécessaire de devoir ajouter un raidisseur ou un renfort inférieur pour que l'assemblage ait une résistance et une rigidité à la flexion suffisantes.

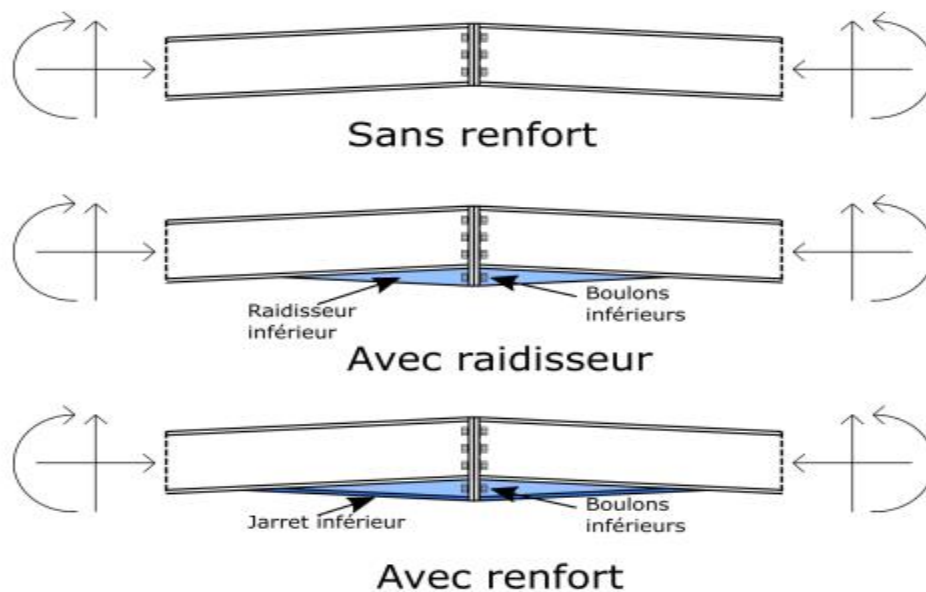


Figure 8.6 : Assemblage de faîtage.

8.3.6. Assemblages de pied de poteau

Les assemblages de pied de poteau sont le plus souvent articulés, ce qui permet de ne pas transmettre de moment significatif et ainsi de réduire les dimensions et le coût des fondations.

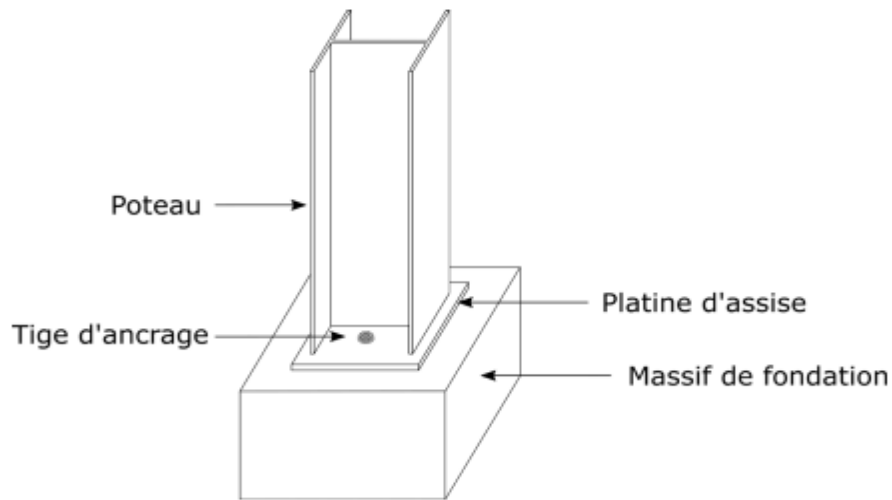


Figure 8.7 : Pied de poteau articulé.

Toutefois, une conception avec des pieds de poteau encastrés peut s'avérer nécessaire lorsqu'une rigidité importante est requise, ce qui est le cas par exemple des portiques supportant des chemins de roulement, pour lesquels les critères de déformations sont plus sévères.

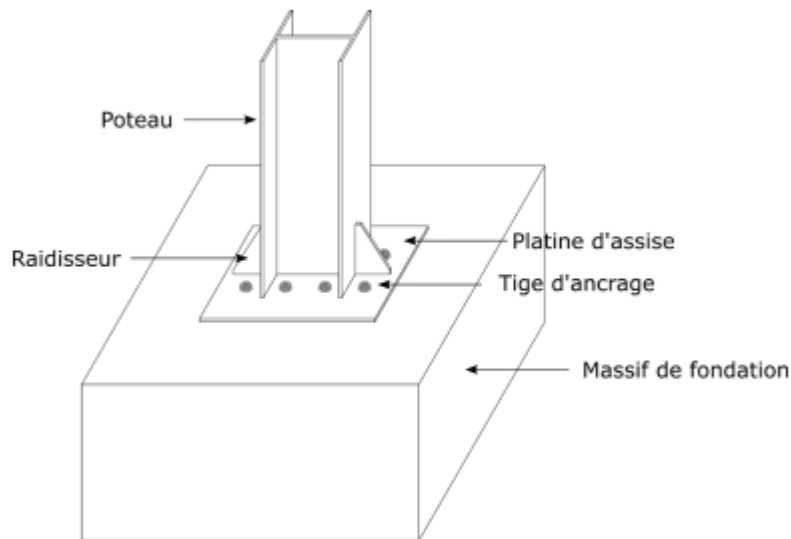


Figure 8.8 : Pied de poteau encastré.

8.3.7. Assemblages de la chaise d'un pont roulant

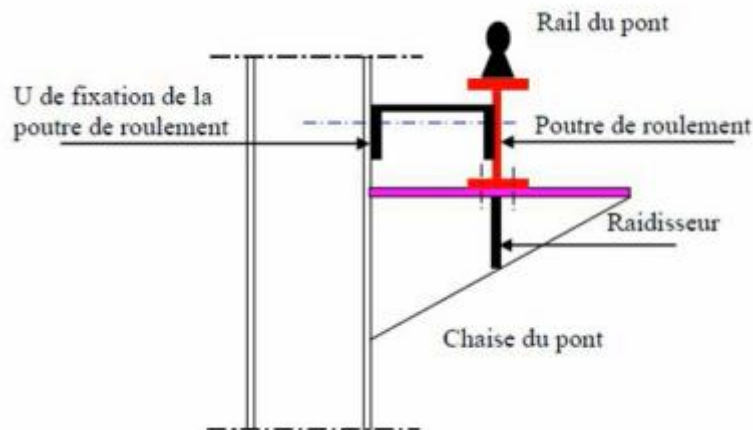


Figure 8.9 : Assemblages de la chaise d'un pont roulant.

8.4. Moyens d'assemblages

Les moyens assemblages sont classés en deux grandes catégories : d'une part, assemblages « mécaniques » : boulons, vis, rivets... et, d'autre part assemblages « adhérents ou cohésifs » comme la soudure, ou le collage...

Les principaux modes d'assemblage sont:

- le rivetage ;
- le boulonnage ;
- le soudage ;
- le collage.



1. Rivetage



2. Boulonnage



3. Soudage



4. Collage

Figure 8.10 : Les modes d'assemblage.

8.4.1. Assemblage par rivetage

Les rivets ont été le premier moyen d'assemblage utilisé en construction métallique.

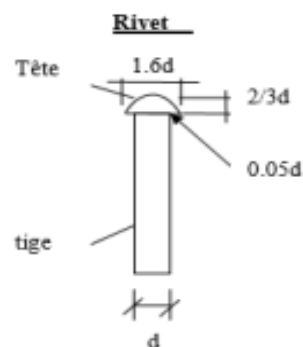


Figure 8.11 : Rivet.

8.4.2. Assemblage par soudage

Le soudage est un procédé qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière, obtenue par fusion ou plastification.

8.4.2.1. Types de soudures

a)- Soudures bout à bout



Figure 8.12 : Soudures bout à bout.

b)- Soudures d'angle

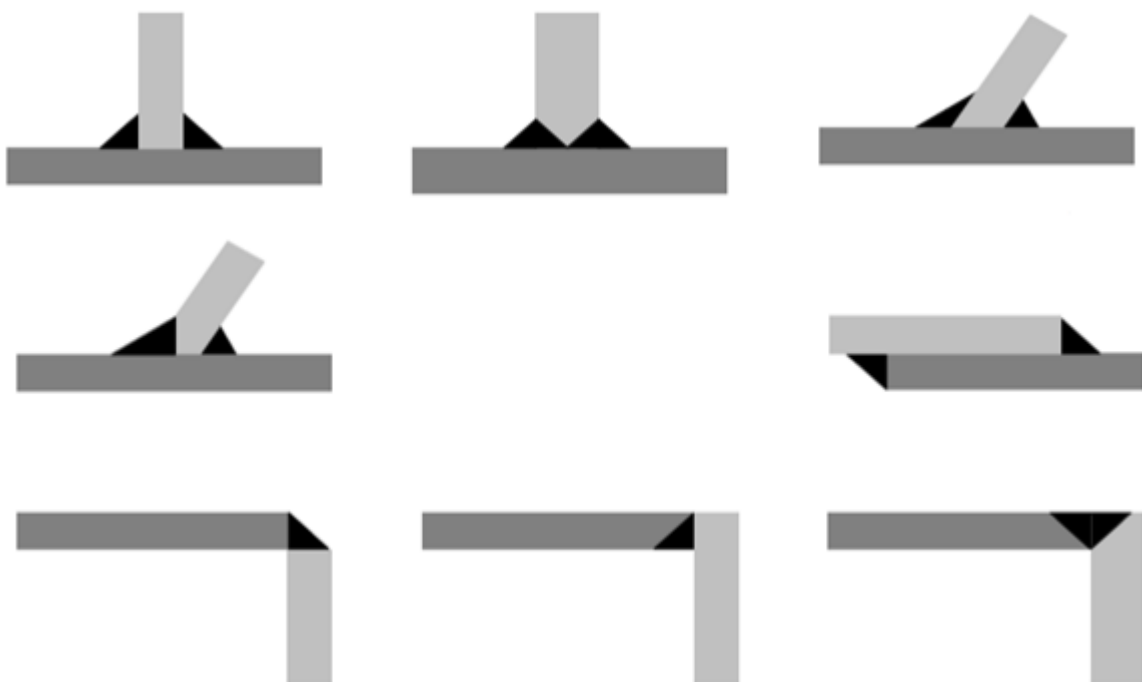


Figure 8.13 : Soudures d'angle.

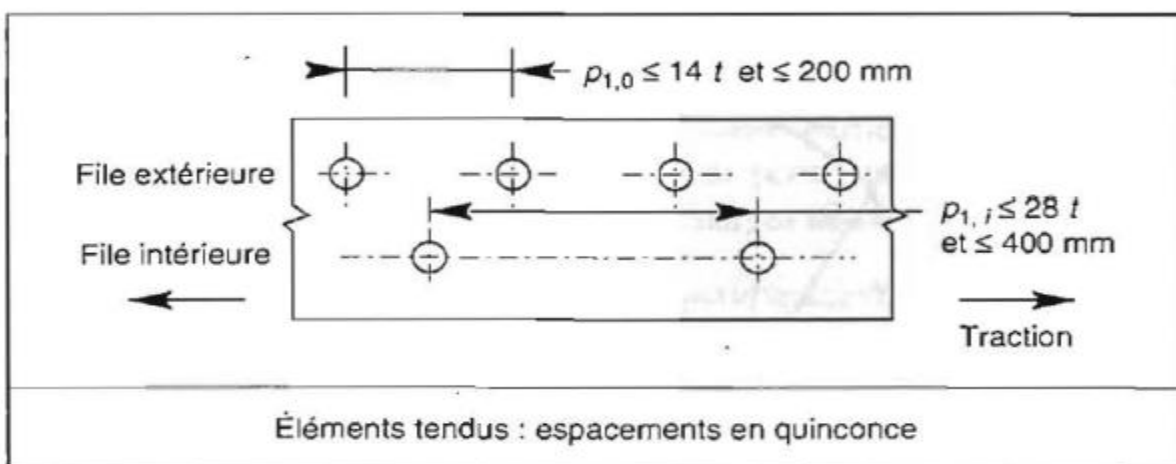
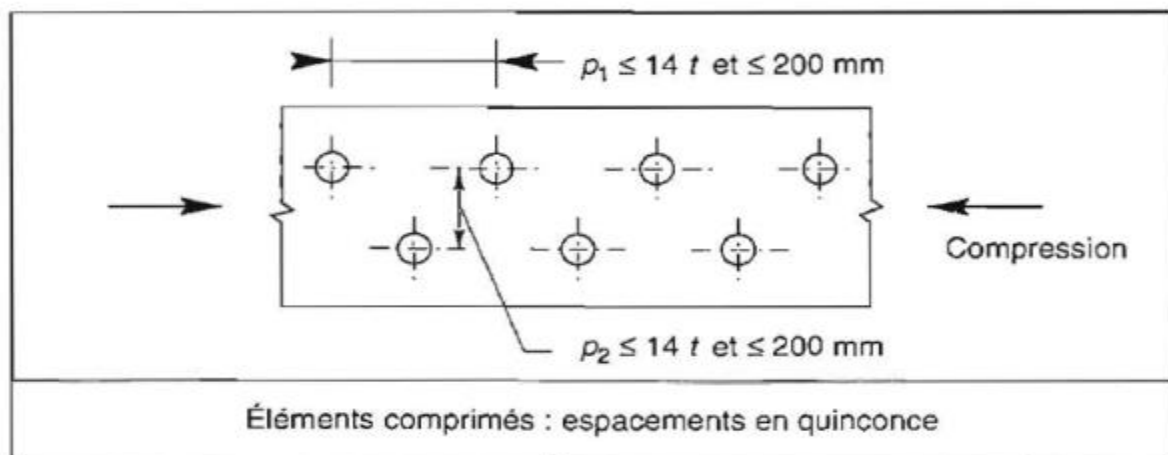
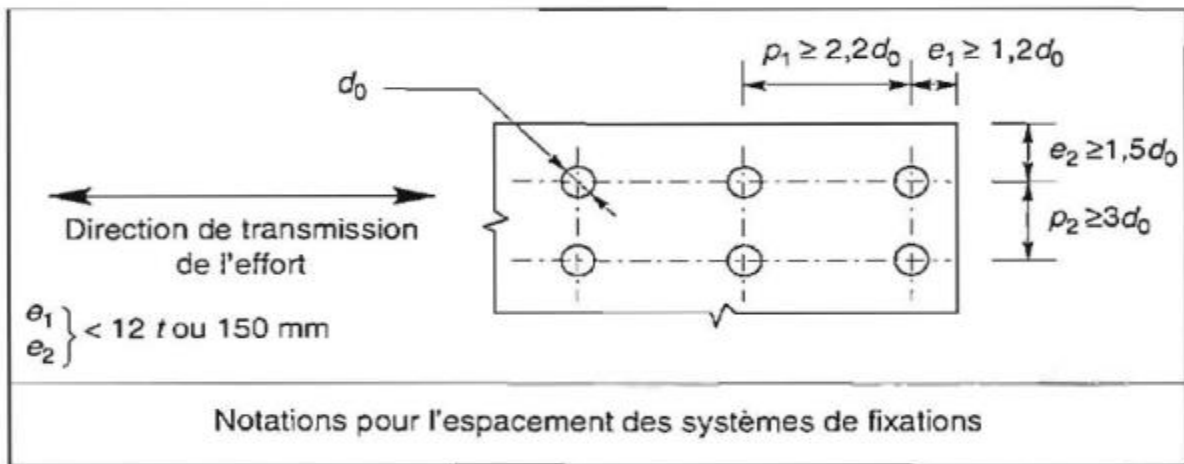
8.4.3. Assemblage par boulonnage

Un boulon traditionnel est un ensemble constitué d'une vis, d'un écrou et, le cas échéant, d'une ou deux rondelles. En construction métallique, les têtes de vis sont généralement de forme hexagonale.

On distingue les **boulons ordinaires**, mis en place par un serrage sans spécification particulière, et les **boulons précontraints** pour lesquels le serrage est contrôlé.

Dispositions constructives

Les distances entre axes des boulons ainsi qu'entre axes des boulons et bords des pièces (pinces) sont limitées par des valeurs minimales et des valeurs maximales (voir figure ci-dessous).



8.5. Section nette-Ligne de rupture

a)- Résistance de la section transversale

La valeur de calcul de l'effort de traction N_{Ed} dans chaque section transversale doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad 8.1$$

Pour une qui **ne comporte aucun trou**, la valeur du calcul de la résistance à la traction $N_{t,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad 8.2$$

En conséquence, pour une **section qui comporte des trous**, la valeur de calcul de la résistance à la traction $N_{t,Rd}$ doit être prise comme étant la plus petite des deux valeurs suivantes :

1)- La valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute :

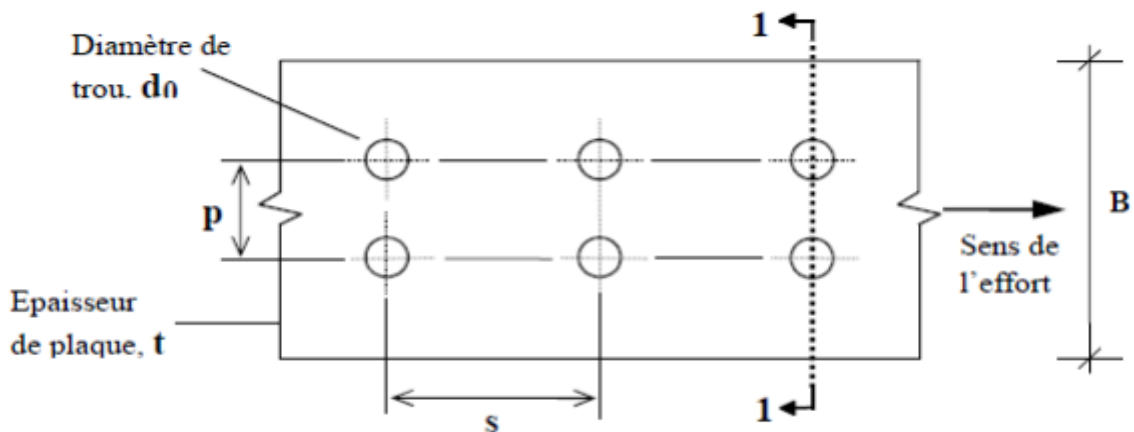
$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad 8.3$$

2)- La valeur de calcul de la résistance ultime de la section transversale nette :

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad 8.4$$

b)- Détermination de l'aire nette

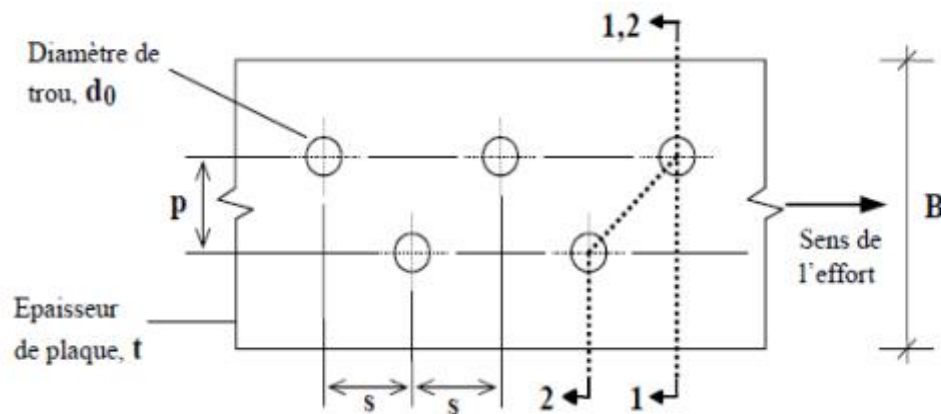
Exemple pour deux files de trous alignés :



Sur la section 1-1 : Aire nette = $A_{net} = (B.t - 2d_0.t)$

Pour chaque trou de fixation, la déduction est l'aire de section transversale brute du trou ($d_0.t$).

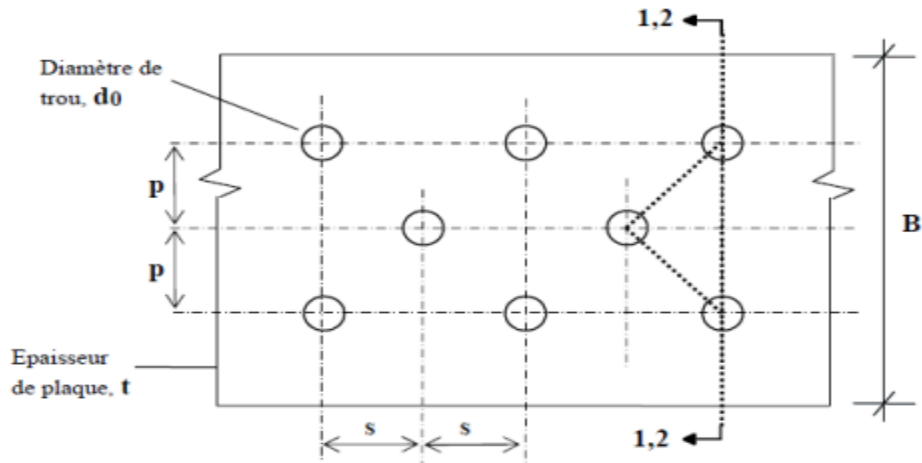
- Exemple pour deux files de trous en quinconce :



Aire nette = A_{net} = la plus petite des deux suivantes : - sur la section 1-1 : $(B.t - d_0.t)$

- sur la section 2-2 : $[B.t - (2d_0.t - \frac{s^2 t}{4p})]$

- Exemple pour trois files de trous en quinconce :



Aire nette = A_{net} = la plus petite des deux suivantes : - sur la section 1-1 : $(B.t - 2d_0.t)$
 - sur la section 2-2 : $[B.t - (3d_0.t - 2\frac{s^2 t}{4p})]$

8.6. Dimensionnement des boulons ordinaires

8.6.1. Coefficients partiels de sécurité

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

8.6.2. Assemblages sollicités au cisaillement

Dans ce cas, il convient de vérifier :

- D'une part, la résistance au cisaillement des boulons ;
- D'autre part, sa résistance à la pression diamétrale des pièces.

8.6.2.1. Résistance des boulons au cisaillement (par plan de cisaillement): $F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$

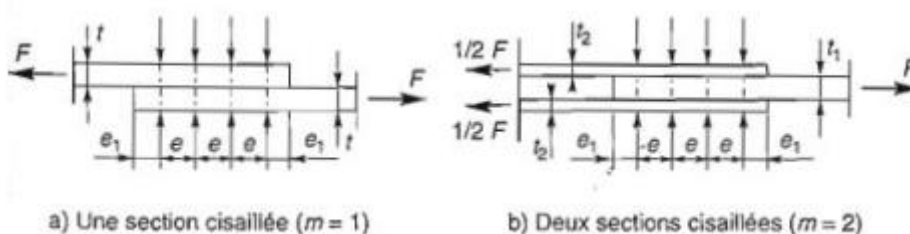
- Pour les classes de qualité 4.6, 5.6, 6.6 et 8.8 :

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} \tag{8.5}$$

- Pour les classes de qualité 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9 :

$$F_{v,Rd} = 0.5 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} \tag{8.6}$$

Où : A_s est la section résistance de la partie fileté du boulon.



8.6.2.2. Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées : $F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{Mb}} \tag{8.7}$$

Où : α est la plus petite des valeurs suivantes

$$\frac{e_1}{3d_0}, \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \quad 8.8$$

8.6.3. Assemblages sollicités à la traction

a)- La résistance en traction des boulons vaut : $F_{T,Sd} \leq F_{T,Rd}$

$$F_{T,Rd} = 0.9 \cdot f_{ub} \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} \quad 8.9$$

A_s : est la section résistance de la partie fileté du boulon.

b)- Vérification du poinçonnement: $F_{T,Sd} \leq B_{P,Rd}$

$$B_{P,Rd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}} \quad 8.10$$

$B_{P,Rd}$: la résistance au poinçonnement de la pièce.

$$\gamma_{Mb} = 1.25$$

d_m : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le diamètre inscrit de la tête du boulon.

t_p : l'épaisseur de la pièce assemblée.

f_u : la résistance ultime a la traction de l'acier de la pièce assemblée.

8.6.4. Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction

Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement V et de traction T , doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{T,Sd}}{1.4 F_{T,Rd}} \leq 1 \quad 8.11$$

8.6.5. Valeurs de la section résistante A des boulons ordinaires

- Aires des sections lisses et des sections filetées des boulons ordinaires											
Diamètre nominal : d . (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou : d ₀ . (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
Ø rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	37	40	44	50	55
Épaisseur rondelle (mm)	2,5	2,5	3	3	3	4	4	4	4	5	5
Hauteur d'écrou (mm)	6,8	8,4	10,8	12,8	14,8	15,8	18	19,4	21,5	23,8	25,6
Hauteur de tête (mm)	5,3	6,4	7,5	8,8	10	11,5	12,5	14	15	17,5	19
Section nominale : A (mm ²)	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante : A _s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

Exemple : si $d=18mm$, le boulon est désigné par **M18**.

8.6.6. Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier

- Valeurs nominales de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance ultime à la traction f_{ub} des boulons ordinaires							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Les boulons de classes 8.8 et 10.9 sont appelés (boulons à Haute Résistance - H.R).

8.7. Dimensionnement des boulons précontraints (B.H.R.)

- Caractéristiques dimensionnelles des boulons HR									
Diamètre nominal : d . (mm)	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou : d_0 . (mm)	13	15	18	20	22	24	26	30	33
Ø rondelle (mm)	24	27	30	34	37	40	44	50	55
Épaisseur rondelle (mm)	3	3	3	4	4	4	4	5	5
Hauteur d'écrou (mm)	11	13	15	16	18	20	22	24	27
Hauteur de tête (mm)	8	9	10	12	13	14	15	17	19
Dimension des clés (1) (mm)	19/22	22/24	24/27	27/30	30/32	32/36	36/41	41/46	46/50
Section nominale : A (mm ²)	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante : A_s (mm ²)	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

(1) les deux nombres **a/b** sont tels que **a** correspond aux boulons **HR 8.8** et **b** aux boulons **HR 10.9**. Contrairement aux boulons ordinaires, les boulons **HR ne travaillent pas au cisaillement**, mais transmettent les efforts par frottement. Le coefficient de frottement μ des pièces en contact joue donc un rôle prépondérant.

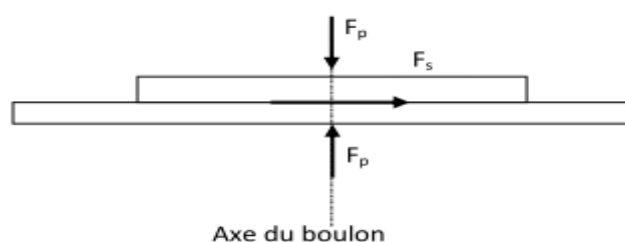
$\mu = 0.50$ pour les surfaces de la classe A.

$\mu = 0.40$ pour les surfaces de la classe B.

$\mu = 0.30$ pour les surfaces de la classe C.

$\mu = 0.20$ pour les surfaces de la classe D.

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



8.7.1. Caractéristiques mécaniques des boulons

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

- Les boulons HR 1 ou HR 10.9
- Les boulons HR 2 ou HR 8.8

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

8.7.2. Assemblages résistant au glissement

La résistance au glissement $F_{s,Rd}$ d'un boulon **HR** précontraint vaut :

$$F_{s,Rd} = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot \frac{F_p}{\gamma_{MS}} \quad 8.12$$

Avec :

$F_{p,Rd}$ est la force de précontrainte.

μ est le coefficient de frottement des pièces.

m est le nombre d'interfaces de frottement.

k_s est un coefficient fonction de la dimension des trous de perçage et vaut :

$k_s = 1.0$ pour les trous à tolérances normales, à savoir :

1 mm pour les boulons $\varnothing 12$ et $\varnothing 14$.

2 mm pour les boulons $\varnothing 16$ à $\varnothing 24$.

3 mm pour les boulons $\varnothing 27$ et plus.

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

$k_s = 0.7$ pour les trous oblongs longs.

γ_{MS} est le coefficient partiel de sécurité qui vaut :

• à l'**ELU** :

$\gamma_{MS} = 1.25$ pour les trous à tolérances normales, ainsi que pour les trous oblongs dont le grand axe est perpendiculaire à l'axe de l'effort.

$\gamma_{MS} = 1.40$ pour les trous surdimensionnés, ainsi que pour les trous oblongs dont le grand axe est parallèle à l'axe de l'effort

• à l'**ELS** :

$\gamma_{MS} = 1.10$ pour les trous à tolérances normales, ainsi que pour les trous oblongs dont le grand axe est perpendiculaire à l'axe de l'effort.

L'effort de précontrainte :

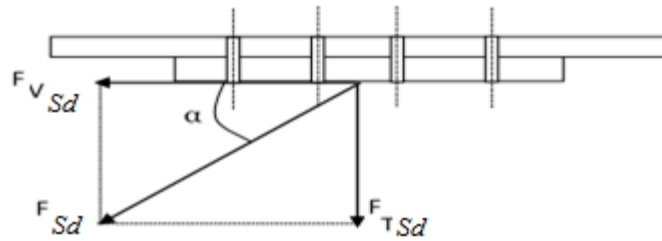
L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

8.13

8.7.3. Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction

Si un assemblage résistant au glissement est soumis à un effort de traction $F_{T,Sd}$ concomitant avec un effort de cisaillement $F_{v,Sd}$, qui tend à provoquer le glissement, la résistance au glissement par boulon doit être calculée selon la formule suivante :



$$F_{v,Sd} \leq F_{s,Rd} = k_s \cdot m \cdot \mu (F_p - 0.8 \cdot F_{T,Sd}) / \gamma_{MS}$$

8.14

Chapitre 9 : Préparation du dossier graphique pour les travaux d'exécution

9.1. Description succincte des bâtiments en acier a usage industriel

Le dossier d'exécution comprend les documents graphiques (plans, coupes, façades, détails par lots), les descriptifs normatifs permettant la réalisation du projet ainsi que les matériaux, marques, normes, types de mise en œuvre qui sont explicitement mentionnés.

9.1.1. Dossier d'exécution d'un bâtiment industriel

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

1. Plan de situation ;
2. Plan d'implantation ;
3. Vue en plan du bâtiment industriel ;
4. Elévation des long-pans ;
5. Elévation des pignons ;
6. Coupes ;
7. Portique courant ;
8. Portique pignon ;
9. Détails de constructions et d'assemblage (assemblage aux nœuds, jarret, faitage, pieds des poteaux, montants semelles...) ;
10. Plan de fondation ;
11. Remblais sous dallage : coupe et vue en plan ;
12. Plans du pont roulant : traverse du pont, vue en plan du chemin de roulement, détail chaise de la poutre de roulement, ... ;
13. Auvents sur les baies
14. Plan du bardage supérieur.

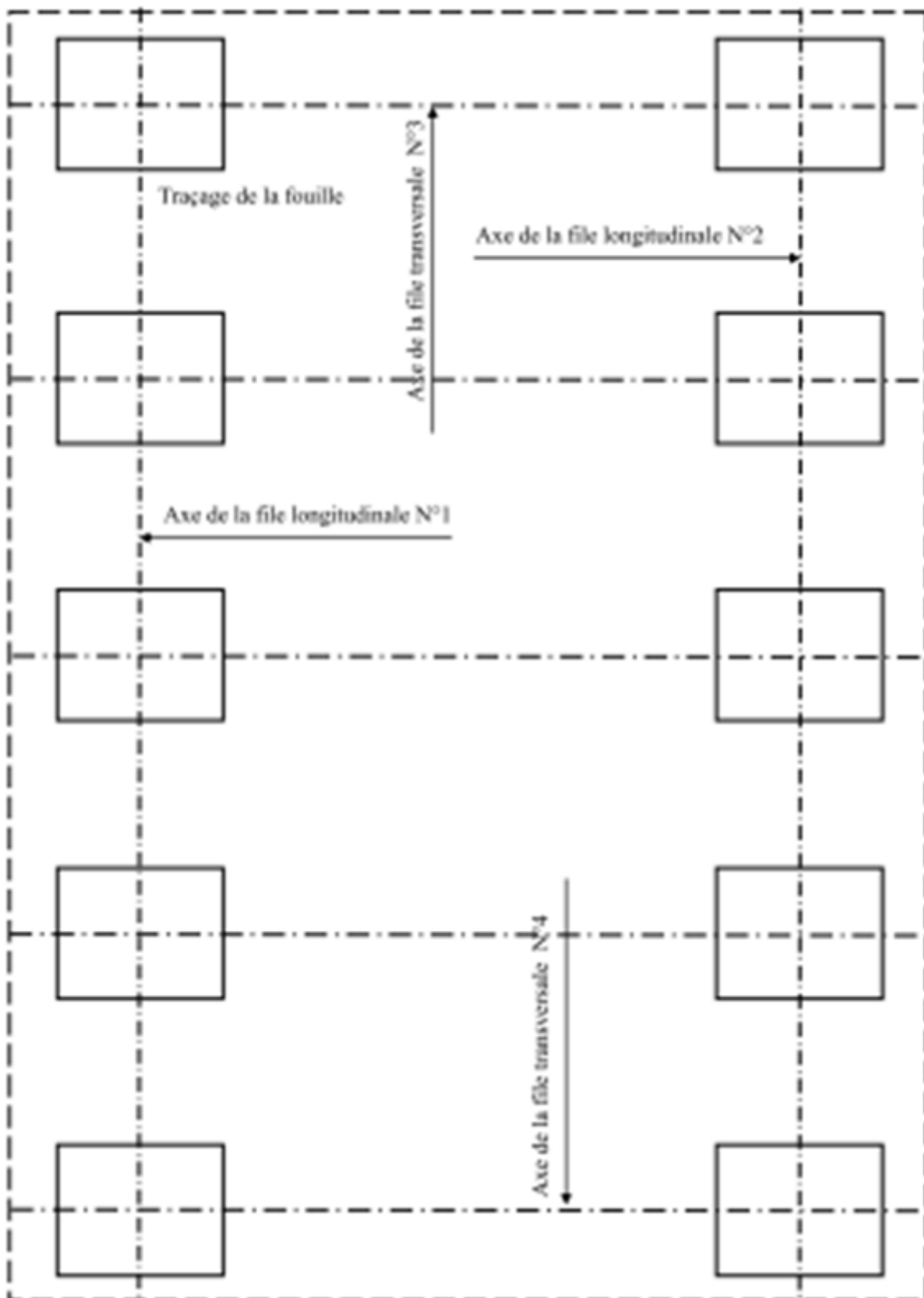
9.1.2. Phases d'exécution d'un bâtiment industriel

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

1. On débute les travaux par un décapage du terrain naturel sur une profondeur suffisante pour avoir un niveau plan. Un remblai en tuf calcaire ou autre compacté est nécessaire sous le dallage industriel (compactage à 98% de l'Optimum Proctor Modifié) et permet d'avoir le niveau souhaité.
2. Réaliser un gabarit en madrier en bois a un niveau déterminé ou fixé (Z_0 de préférence) sur le périphérique du bâtiment.
3. Implanter les axes longitudinaux du bâtiment (files 1 et 2 correspondants aux entre-axes des montants des portiques)
4. Implanter d'abord les axes transversaux des portiques (files 3 et 4 correspondants aux portiques pignons) puis vérifier l'orthogonalité. Implanter ensuite les files transversales des portiques courants et vérifier également les distances entre les portiques.
5. Traçage des fouilles et coulage du gros béton dosé à 250 kg/m^3 de ciment CEMI 42.5 HRS.
6. Matérialiser les axes longitudinaux et transversaux sur les massifs coulés.

7. Coffrage des semelles, mise en place du ferrailage et coulage du béton dosé à 350 kg/m³ de ciment CEMI 42.5 HRS.
8. Coffrage des futs des semelles, mise en place du ferrailage et coulage du béton dosé à 350 kg/m³ de ciment CEMI 42.5 HRS.
9. Planter les axes à nouveaux sur les faces supérieures des futs coulés (traçage sur mortier).
10. Alignements longitudinaux et transversaux et mise à niveau de toutes les platines d'appuis et mise en place des crochets à bouts filetés.
11. Coulage en micro-béton fortement dosé (450 kg/m³ de ciment CEMI 42.5 HRS) adjuvante (micro-béton auto-plaçant).
12. Mise en place des montants des portiques et fixation provisoire aux pieds et alignements dans les deux sens.
13. Montage des portiques pignons : mise en place des traverses ou des fermes.
14. Montage des portiques courants : mise en place des traverses ou des fermes.
15. Montage des pannes sablières et faitières puis courantes.
16. Contreventement des travées extrêmes.
17. Montage des liernes.
18. Montage des lisses.
19. Montage des éléments du bardage supérieur.
20. Montage de la couverture.
21. Maçonnerie des parois.

Gabarit en madrier en bois a un niveau sur le périphérique du bâtiment.



Implantation des axes.



Photo 1 : Coffrage et ferrailage du fût.



Photo 2 : Crochets à bouts filetés.



Photo 3 : Traçage des axes longitudinaux et transversaux & Clés d'ancrage anti-soulèvement.



Photo 4 : Mise en place des crochets à bouts filetés.



Photo 5 : Pose des tiges d'ancrage avant coulage du béton.



Photo 6 : Tiges d'ancrage d'un poteau encastré.



Photo 7 : Alignements longitudinal et transversal.



Photo 8 : Mise à niveau des platines.



Photo 9 : Pieds de poteau encastré.



Mise place des poteaux en profilés
Mise en place des sablières

Photo 10 : Mise place des poteaux en profilés et la mise en place des sablières.



Photo 11 : Montage et mise en place des traverses avec grue.



Photo 12 : Montage et mise en place d'une ferme en treillis.



Photo 13 : Serrage des boulons HR par la clé dynamométrique.



Montage de la ferme positionnement avec la grue

Photo 14 : Montage du ferme positionnement avec la grue.



Montage de la ferme liaison complète : fixation par boulons HR

Montage des panes courantes

Photo 15 : Montage des panes courantes.



Montage des ciseaux longitudinaux



Photo 16 : Montage des ciseaux longitudinaux.



Photo 17 : Pose et fixation de la couverture.



Montage de la couverture en tôle ondulé

Contreventement de la première travée

Photo 18 : Montage de la couverture en tôle ondulé et contreventement de la première travée.



Joint de dilatation transversal

Photo 19 : Joint de dilatation transversal.



Photo 20 : Hangar en charpente métallique.

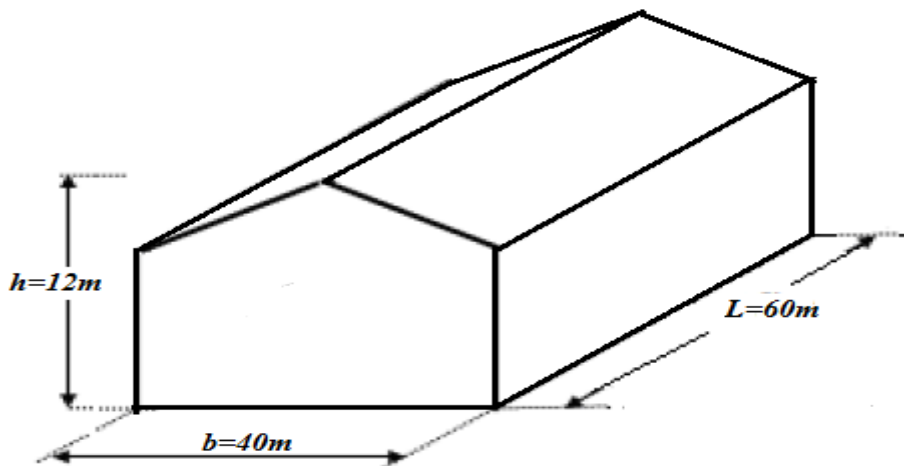
Exemple de calcul (TP)
**« Hangar industriel en charpente métallique situé à
Tissemsilt »**

Évaluation des actions de la neige et du vent sur un bâtiment

Il s'agit de déterminer les actions de la neige et du vent s'exerçant sur un Hangar industriel en charpente métallique situé à Tissemsilt (hangar destiné au stockage) présenté à la figure ci-dessous.

Données du site :

- Site dans la wilaya de Tissemsilt avec une altitude : $H= 900\text{m}$.
- Zone de neige : **zone B**.
- Zone du vent: **zone II**.



1- Action de la neige

L'accumulation de la neige sur la terrasse produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de la structure.

La charge caractéristique de neige S (KN/m^2) par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_K \quad [\text{KN/m}^2]$$

D'où:

S_K : Valeur de la charge de neige sur le sol.

μ : coefficient d'ajustement des charges.

1-1- Calcul de la charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol S_K définie par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude de lieu considéré. D'après la carte de zonage de la neige en Algérie, la wilaya de **Tissemsilt** est située en **zone B**.

$$S_K = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

H : l'altitude géographique.

Pour notre site : $H= 900\text{m} \rightarrow S_K= 0,46 \text{ KN/m}^2$.

1-2- Neige sur la toiture

Dans notre projet on a une toiture à deux versants avec une pente comprise entre 0° et 30° , et qui est la même dans les deux versants, on a :

L'angle de versant $\alpha=5.54^\circ$: $0 \leq 5.54^\circ \leq 30^\circ$

Donc le coefficient de forme : $\mu = 0,8$

Alors la charge de neige est : $S = 0.8 \times 0,46 = 0,368 \text{ KN/m}^2$. $\rightarrow S = 36,80 \text{ daN/m}^2$.

2- Action au vent

2-1- Paramètres ou coefficients de calcul

- Effet de la région

Notre projet est situé à **Tissemsilt** qui est classée en **zone II** selon le RNV 2013, d'où la pression dynamique de référence pour les structures permanentes est :

$\rightarrow q_{\text{réf}} = 435 \text{ N/m}^2$

- Effet de site

La structure sera implantée dans une zone suburbaine donc d'après le RNV 2013, il s'agit de la catégorie **III**, d'où :

- Le facteur de terrain $K_T = 0,215$.
- Le paramètre de rugosité $Z_0 = 0,3 \text{ m}$.
- La hauteur minimale $Z_{\text{min}} = 5 \text{ m}$.
- Le coefficient $\xi = 0,61$.

- Coefficient de topographie

Le site où se situe le présent projet est plat, d'après le RNV 2013 :

$\rightarrow C_t(z) = 1$

- Coefficient dynamique

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus aux turbulences ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Notre structure à une hauteur de **12m**, selon RNV 2013. Une valeur conservative peut être attribuée pour les bâtiments dont la hauteur est inférieure à 15 m, donc leurs coefficient dynamique est égale a :

$\rightarrow C_d = 1$

- Coefficient d'exposition

Le coefficient d'exposition dépend de plusieurs facteurs dont le coefficient de rugosité, coefficient de topographie et la catégorie de terrain.

D'après **RNV 2013**, il s'agit de la **catégorie III** d'où le coefficient $C_{e(z)}$ est donné par la formule suivant :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times [1 + 7 \cdot I_v(z)]$$

- Coefficient de topographie $C_t(z)$

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc.

$$C_t(z) = 1,00$$

- Coefficient de la rugosité C_r

Le coefficient de rugosité C_r traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne au vent. Il est donné par la formule :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \ln\left(\frac{Z}{Z_{\min}}\right) & \text{si } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \ln\left(\frac{Z_0}{Z_{\min}}\right) & \text{si } Z \leq Z_{\min} \end{cases}$$

D'ou :

Z : hauteur considérée (au centre des surfaces).

Dans notre cas $Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{ m}$,

Tel que : $Z_0 = 0,3\text{ m}$, $Z_{\min} = 5\text{ m}$.

$Z = 12\text{ m} \rightarrow Z_{\min} = 5\text{ m} \leq Z = 12\text{ m} \leq 200\text{ m}$.

Donc: $C_r(z = 12\text{ m}) = K_T \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0,215 \times \ln\left(\frac{12}{0,3}\right) = 0,793 \rightarrow C_r(12) = 0,793$.

- Intensité de turbulence $I_v(z)$:

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \text{ pour } z_{\min} = 5\text{m} \leq z = 12\text{m} \leq 200\text{m}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1,00 \cdot \ln\left(\frac{12}{0,3}\right)} = 0,271$$

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times [1 + 7 \cdot I_v(z)]$$

$$C_e(12) = (1,00)^2 \times (0,793)^2 \times [1 + 7 \cdot 0,271] = 1,822$$

$$\rightarrow C_e(z) = 1,821$$

2-2- Calcul de la pression dynamique de pointe $q_p(z)$

$$q_p(z) = q_{\text{réf}} \cdot C_e(z)$$

$$q_p(12) = 435 \times 1,821 = 792\text{ N/m}^2$$

$$\rightarrow q_p(z) = 79,2 \text{ daN/m}^2$$

2-3- Détermination de la pression statique du vent $W(z_j)$:

On utilise la formule suivante :

$$W(z_j) = q_p(z) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Ou :

$W(z_j)$: est la pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

C_{pe} : est le coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : est le coefficient de pression intérieure.

▪ Vent perpendiculaire au long-pan (Direction du vent V1):

a- Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

-Parois verticales :

40

Pour cette direction du vent (V1), $b = 60 \text{ m}$, $d = 24 \text{ m}$, $h = 12 \text{ m}$,

$e = \text{Min.} [60 ; 2 \times 12] = 24 \text{ m}$. Les zones de pression et les valeurs

respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure.

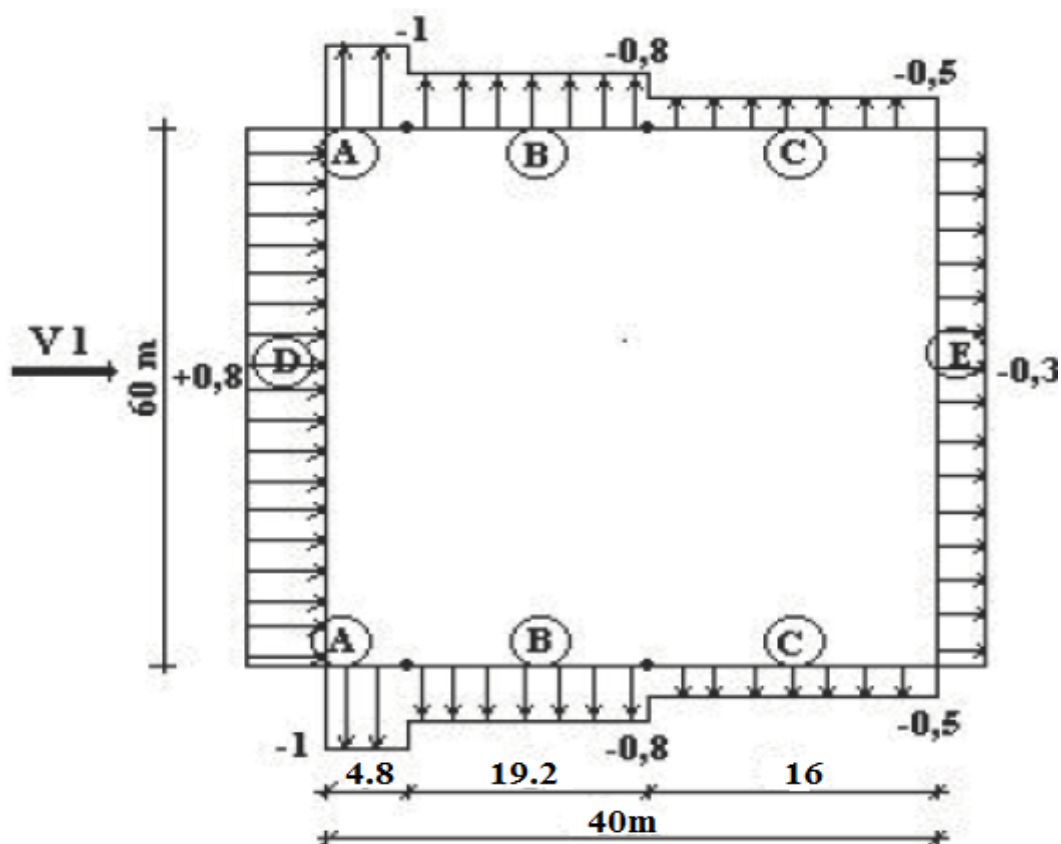
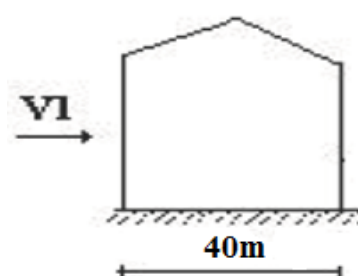


Figure : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales - Direction du vent V1

-Versants de toiture :

Les valeurs des coefficients C_{pe} sont tirées du tableau 5.2 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates (page 82). Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients de pression sont portées sur la figure.

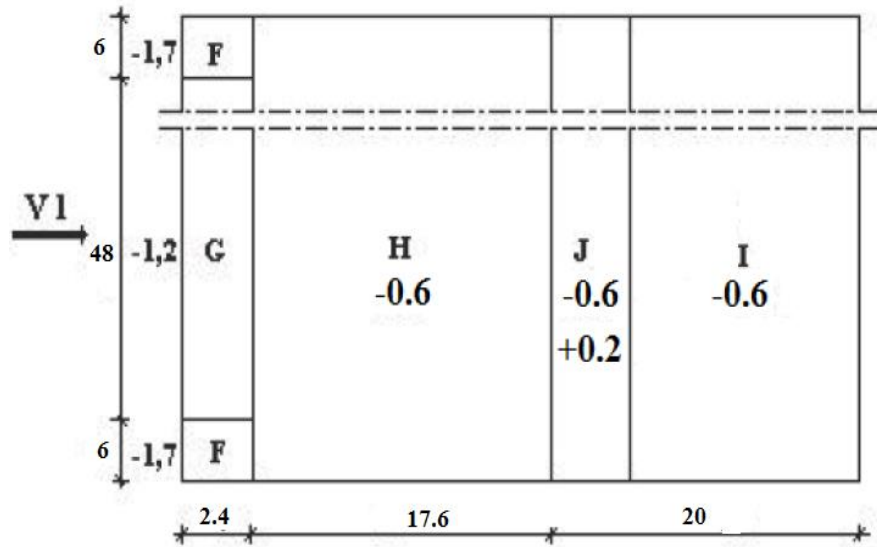


Figure : Valeurs de C_{pe} pour la toiture - Direction du vent V1

b- Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

On détermine tout d’abord l’indice de perméabilité μ_p :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{aire des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{aire de toutes les ouvertures}} = 1.0$$

Le coefficient de pression intérieure est donné en fonction de l’indice de perméabilité μ_p par la figure 5.14 (page 97) en fonction du rapport h / d .

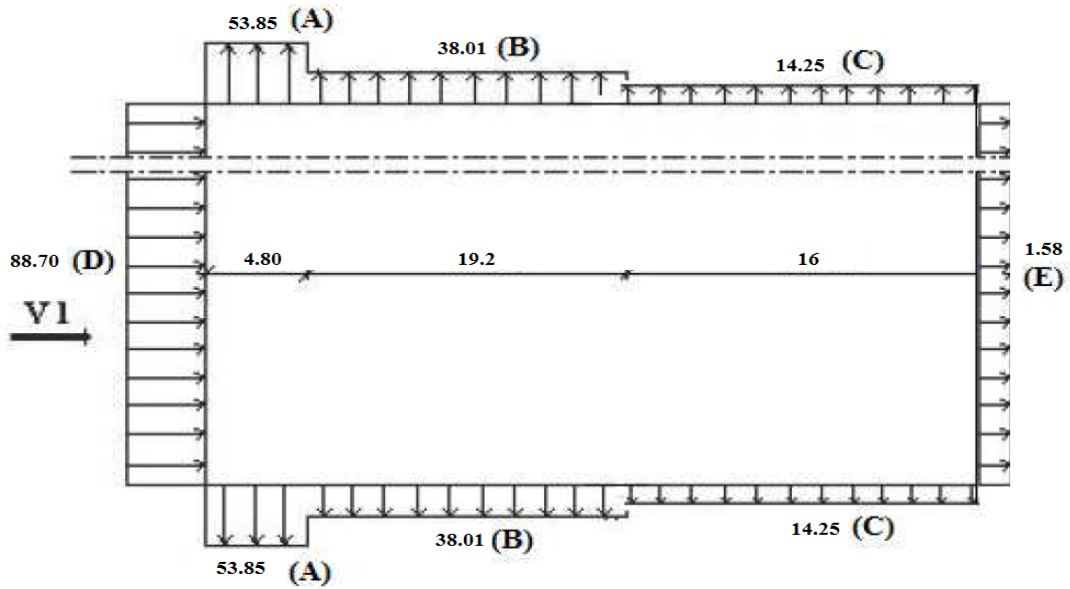
$h / d = 12 / 40 = 0.30$ donc : $C_{pi} = -0.32$

c- Calcul de la pression aérodynamique du vent :

-Parois verticales :

Tableau : Pressions sur les parois verticales - Direction du vent V1

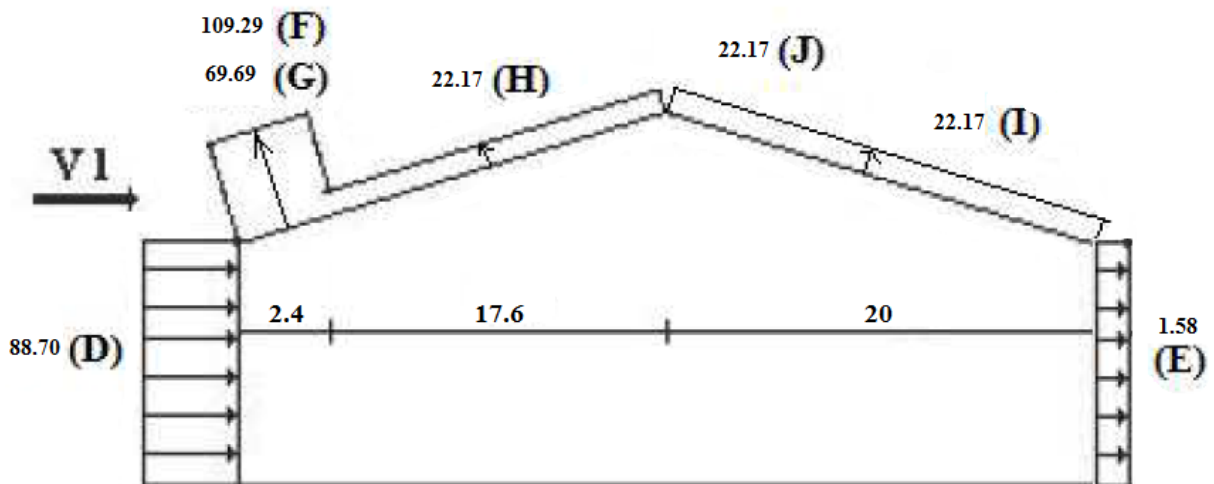
Zone	$q_p(z)$ daN/m ²	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z)$ daN/m ²
D	79,2	0.8	-0.32	+1.12	+88.70
A	79,2	-1.0	-0.32	-0.68	-53.85
B	79,2	-0.8	-0.32	-0.48	-38.016
C	79,2	-0.5	-0.32	-0.18	-14.25
E	79,2	-0.3	-0.32	+0.02	+1.584

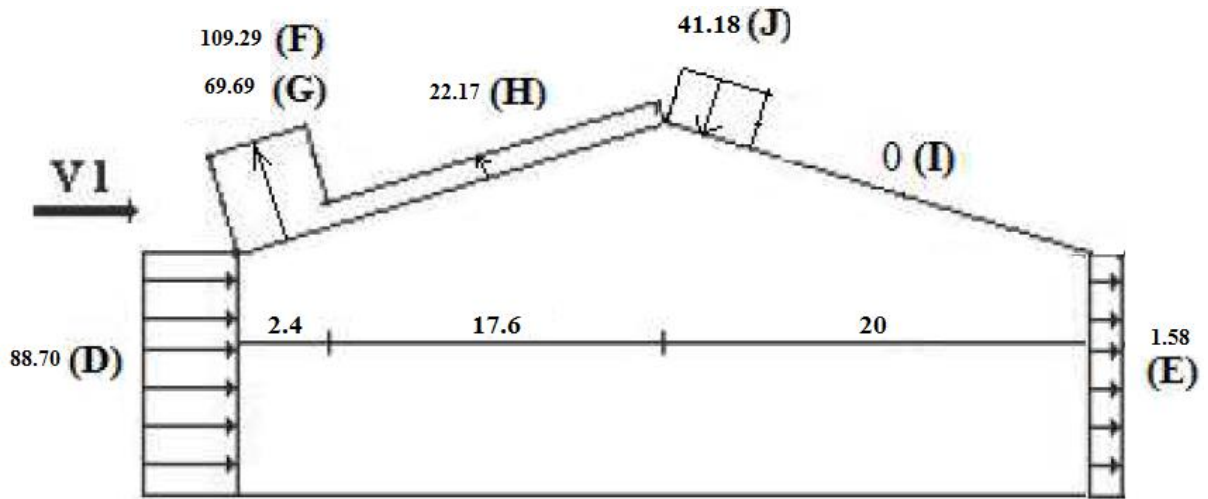


-Versants de toiture :

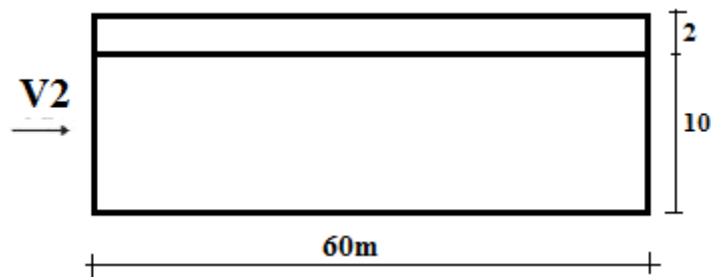
Tableau 4 : Pressions sur la toiture - Direction V1 du vent

Zone	$q_p(z)$ daN/m ²	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z)$ daN/m ²
F	79.2	-1.7	-0.32	-1.38	-109.29
G	79.2	-1.2	-0.32	-0.88	-69.69
H	79.2	-0.6	-0.32	-0.28	-22.17
I	79.2	-0.6	-0.32	-0.28	-22.17
J	79.2	-0.6	-0.32	-0.28	-22.17
		0.2		+0.52	+41.18





▪ Vent perpendiculaire au pignon (Direction du vent V2):



a- Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

-Parois verticales :

Pour cette direction du vent, $b = 40$ m, $d = 60$ m, $h = 12$ m, $e = \text{Min. } [40 ; 2 \times 12] = 24$ m. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure.

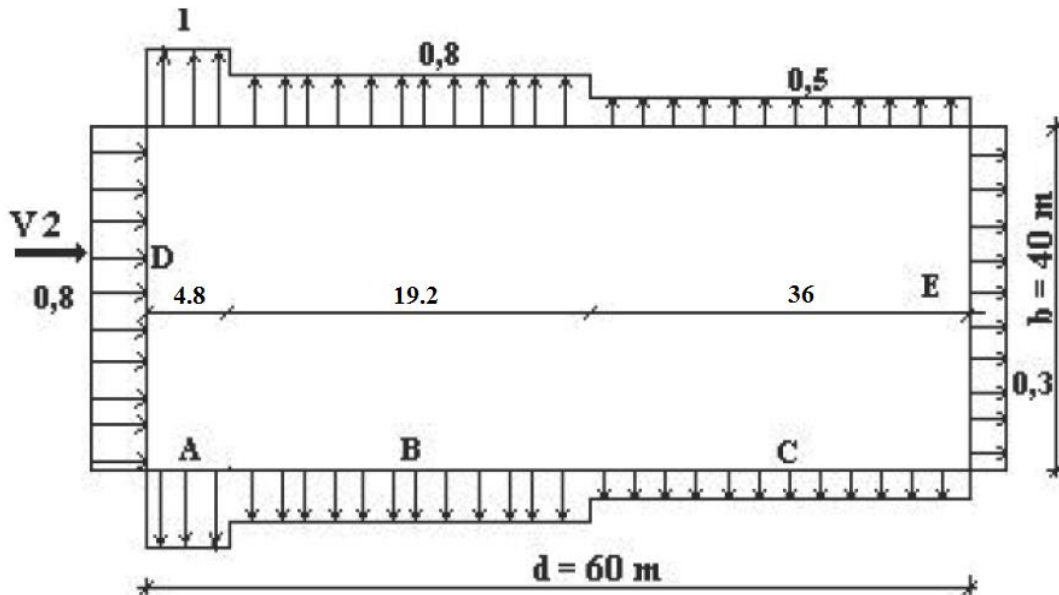


Figure : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales - Direction du vent V2

-Versants de toiture :

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure (dans notre cas, $b = 40 \text{ m}$, $d = 60 \text{ m}$, $h = 12 \text{ m}$, $e = \text{Min. } [40 ; 2 \times 12] = 24 \text{ m}$).

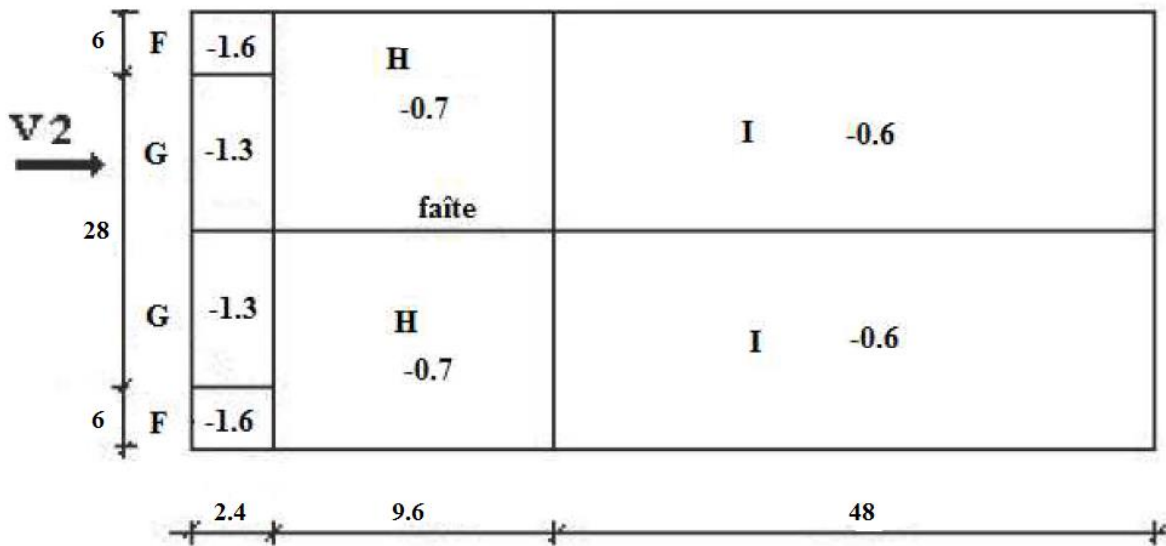


Figure : Valeurs de C_{pe} pour la toiture - Direction du vent V2

b- Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

On détermine tout d'abord l'indice de perméabilité μ_p :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{aire des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{aire de toutes les ouvertures}} = 1.0$$

Le coefficient de pression intérieure est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p par la figure 5.14 (page 97) en fonction du rapport h / d .

$$h / d = 12 / 60 = 0.20 \quad \text{donc : } C_{pi} = -0.30$$

c- Calcul de la pression aérodynamique du vent :

-Parois verticales :

Tableau : Pressions sur les parois verticales - Direction du vent V2

Zone	$q_p(z)$ daN/m ²	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z)$ daN/m ²
D	79.2	0.8	-0.3	1.1	+87.12
A	79.2	-1	-0.3	-0.7	-55.44
B	79.2	-0.8	-0.3	-0.5	-39.60
C	79.2	-0.5	-0.3	-0.2	-15.84
E	79.2	-0.3	-0.3	0	0

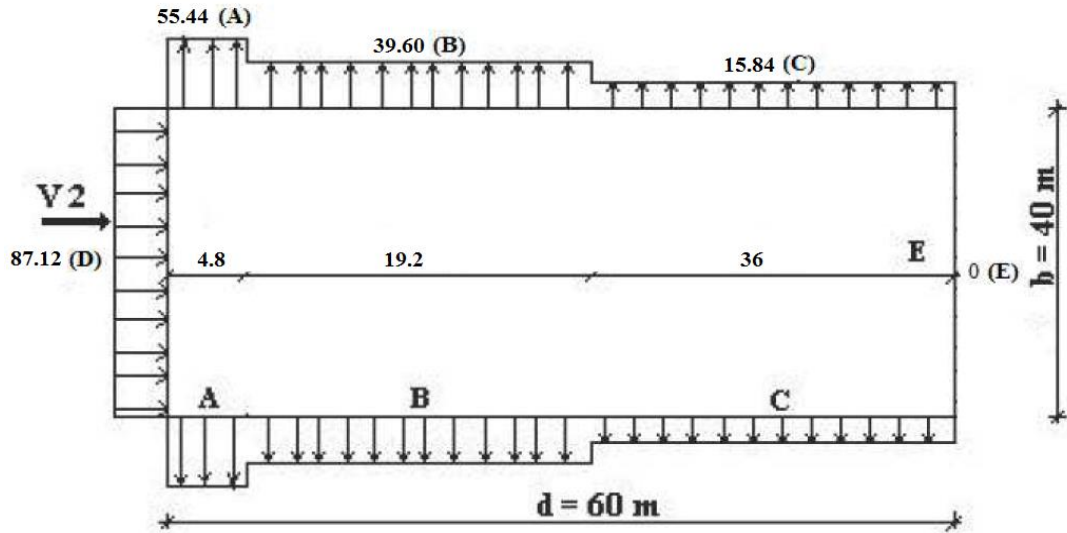


Figure : Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent V2

-Versants de toiture :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau : Pressions sur la toiture - Direction V2 du vent

Zone	$q_p(z)$ daN/m ²	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z)$ daN/m ²
F	79.2	-1.6	-0.30	-1.3	-102.96
G	79.2	-1.3	-0.30	-1	-79.20
H	79.2	-0.7	-0.30	-0.4	-31.68
I	79.2	-0.6	-0.30	-0.3	-23.76

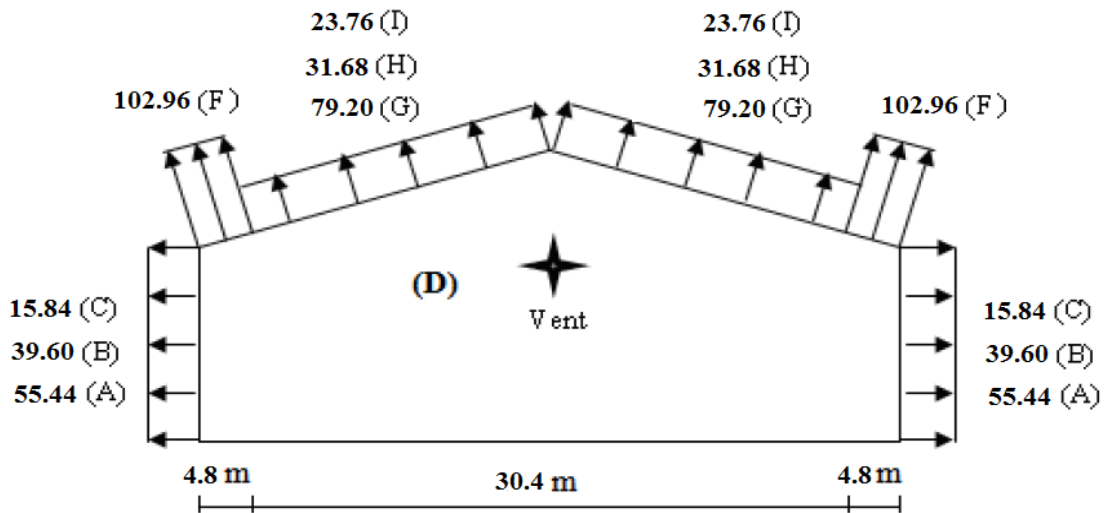
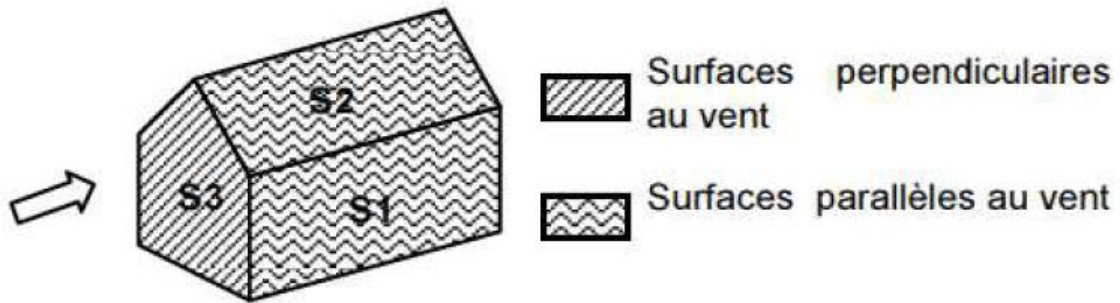


Figure : Répartition des pressions sur la toiture - Direction du vent V2

2-4- Calcul de la force de frottement :

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent au-delà d'une distance des bords au vent égale à la plus petite des valeurs (2b) et (4h) avec :

- d : dimension (en m) de la construction parallèle au vent.
- b : dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent.
- h : hauteur (en m) de la construction.



La force de frottements est négligeables si : $S2 + S1 \leq 4XS3$

Nous avons pour notre cas :

$$S2 + S1 = 10 \times 60 + (20 / \cos 5^\circ) \times 60 = 1804.58 \text{ m}^2$$

$$4S3 = 4 \times (40 \times 10 + 20 \text{tg} 5^\circ \times 40 / 2) = 1739.98 \text{ m}^2$$

$1804.58 \text{ m}^2 > 1739.98 \text{ m}^2 \rightarrow$ Force de frottement non négligeable

- **Calcul de la force de frottement F_{fr} :**

$$F_{fr} = q_p(z) \times C_{fr} \times A_{fr}$$

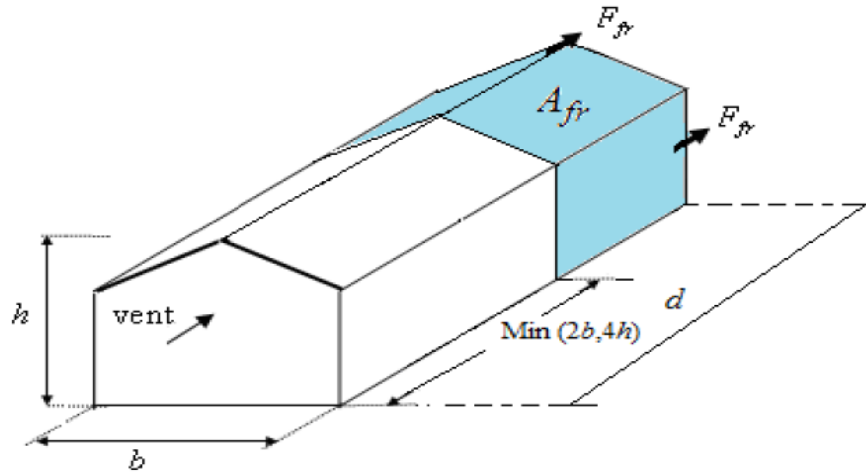
Où :

$q_p(z)$: (en N/m^2) est la pression dynamique de pointe à la hauteur h considérée.

A_{fr} : (en m^2) est l'aire de l'élément de surface balayé par le vent.

C_{fr} : c'est le coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée.

Calcul de l'air de frottement A_{fr} :



$$\text{Min}(2b, 4h) = \text{Min}(2 \times 40, 4 \times 12) = 48 \text{ m}$$

$$A_{fr} = \left[\left(\frac{40}{\cos 5} \right) + 10 \times 2 \right] \times (60 - 48) = 721.83 \text{ m}^2$$

On prendra le cas d'un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent ($C_{fr} = 0.04$).

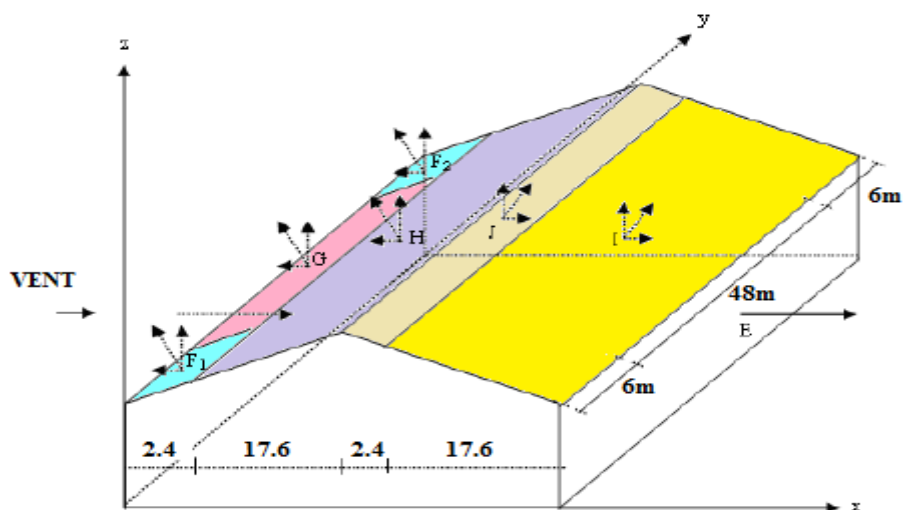
$$F_{fr} = 79.2 \times 0.04 \times 728.83 = 2308.93 \text{ daN}$$

- **Actions d'ensemble :**

$$F_W = C_d \sum W(z_i) \times A_{ref} + \sum F_{fr}$$

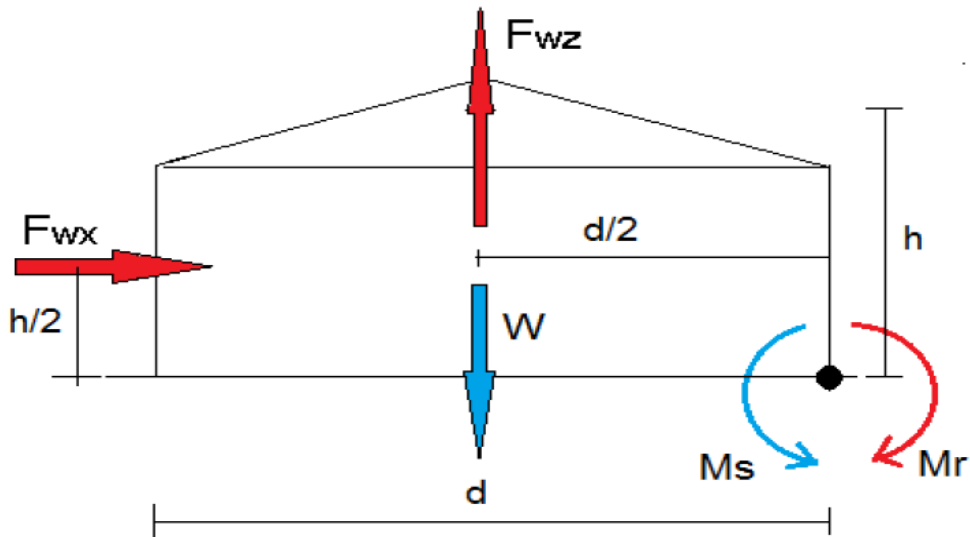
C_d : est le coefficient dynamique ; une valeur conservatrice de $C_d = 1$ peut être considérée dans les cas des bâtiments dont la hauteur est inférieure à 15 m ;

A_{ref} : est l'aire de référence de la surface élémentaire.



Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-après.

Zone	Composante Horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	88.70x10x60=53220 →	0
E	0.0	0
F1	109.29x6x2.4tg5°=137.68←	109.29x6x2.4=1573.77↑
F2	109.29x6x2.4tg5°=137.68←	109.29x6x2.4=1573.77↑
G	69.69x48x2.4xtg5°=702.38←	69.69x48x2.4=8028.28 ↑
H	22.17x60x17.6xtg5°=2048.24 ←	22.17x60x17.6=23411.52↑
I	22.17x60x17.6xtg5°=2048.24 →	22.17x60x17.6=23411.52 ↑
J	22.17x60x2.4xtg5°=279.30→	22.17x60x2.4=3192.48↑
Total	$F_{Wx} = 52521.56 \rightarrow$	$F_{Wz} = 61191.34 \uparrow$



- Calcul du moment de renversement :

$$M_r = F_{wx} \frac{h}{2} + F_{wz} \frac{d}{2}$$

$$M_r = 52521.56 \times \frac{12}{2} + 61191.34 \times \frac{40}{2} = 15389.56 \text{ KNm}$$

- Calcul du moment stabilisant :

$$M_s = W \times \frac{d}{2}$$

Avec : $W = P * So \text{ ou } P = 50 \text{ daN/m}^2$ (Poids approximatif par m^2 de la surface en plan du bâtiment)

$$W = 0.50 * 40 * 60 = 1200 \text{ KN}$$

$$M_s = 1200 \times \frac{40}{2} = 24000 \text{ KNm}$$

$M_r < M_s$: La stabilité longitudinale est vérifiée.

Etude des éléments secondaires : Pannes

1- Données de calcul

Dans notre structure on a un seul type de pannes à étudier :

- pannes de **6m** de portée réalisée en profilé (I)
- L'espacement entre les pannes est de **1,50m**.
- Toiture à traverse avec une pente de calcul de **5.54°**
- Les pannes sont onacier **S235** ($f_y = 23.5 \text{ daN/mm}^2$, $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$)

2- Evaluation des charges

Pour bien évaluer les charges, on va d'abord déterminer la section de profilé :

- Surcharge climatique due au vent (soulèvement) :

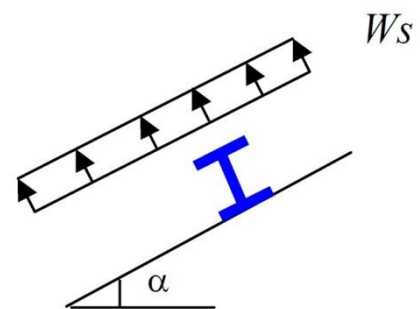
La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade principale perpendiculaire au versant :

$$q_j = -109.29 \text{ daN/m}^2 \text{ (vent de soulèvement)}$$

$$\text{D'où: } W_s = q_j \times e = -109.29 \times 1,50 = -163.93 \text{ daN/m}$$

$$\rightarrow W_s = -163.93 \text{ daN/m}$$

Avec e : espacement entre les pannes $e = 1,50\text{m}$



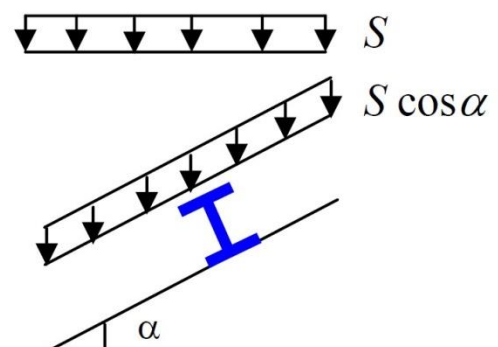
- Surcharge de la neige (S) :

Charge de la neige : $S = 36.80 \text{ daN/m}^2$.

D'où, on fait la projection sur la toiture:

$$\text{Neige normal: } S_n = S \times \cos \alpha = 36.80 \times \cos 5.54^\circ \times 1.50$$

$$\rightarrow S_n = 54.94 \text{ daN/m}^2.$$



- Surcharge d'entretien (P):

Dans le cas des toitures inaccessibles on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale aux poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

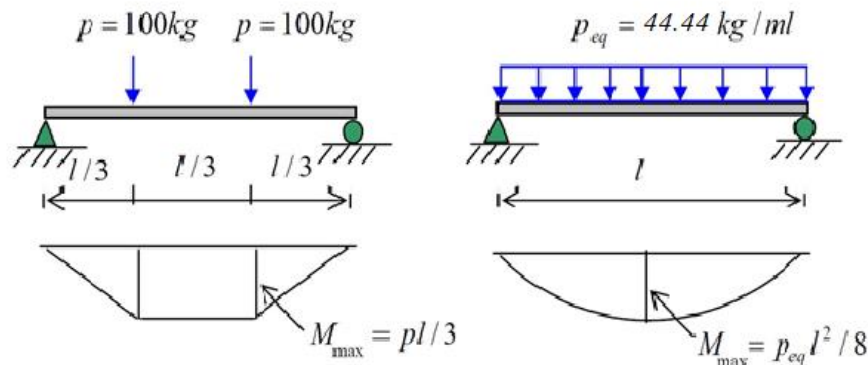
La charge uniformément répartie P_{eq} due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à P_{eq} et aux charges ponctuelles P :

$$M_{\max} = P \times \frac{l}{3} = p_{\text{eq}} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{\text{eq}} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6} = 44.44 \text{ daN/m}$$

$$P_{\text{eq}} = 44.44 \text{ daN/m.}$$

$$M_{\max} = P_{\text{eq}} \times \frac{l^2}{8} = 44.44 \times \frac{6^2}{8} = 199.98 \text{ daN/m}$$



- **Les charges permanentes :**

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....14daN/m².
- Poids propre d'accessoires d'attache 8 daN/m².
- Poids propre de la panne estimé (IPE120) 10.4 kg/m.

$$G_p = [(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \times (e)] + P_{\text{panne}}$$

$$G_p = [(14+8) \times (1,491)] + 10.4 = 43.202 \text{ daN/m.}$$

2- Combinaison des charges les plus défavorables :

$$G = 43.202 \text{ daN/m} = 0.432 \text{ kN/m.}$$

$$P = 44.44 \text{ daN/m} = 0.444 \text{ kN/m.}$$

$$W = -163.93 \text{ daN/m} = -1.64 \text{ kN/m.}$$

$$S = 54.94 \text{ daN/m} = 0.549 \text{ kN/m.}$$

- **Décompositions des charges :**

On prend les combinaisons les plus défavorables :

Suivant l'axe Z-Z :

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0.4320 \times \cos 5.54^\circ = 0.43 \text{ kN/m.}$$

$$P_{zz} = P \cos \alpha = 0.444 \times \cos 5.54^\circ = 0.442 \text{ kN/m.}$$

$$W_{zz} = -1.64 \text{ kN/m.}$$

$$S_{ZZ} = S \cos \alpha = 0.549 \times \cos 5.54^\circ = 0.546 \text{ kN/m.}$$

Suivant l'axe Y-Y :

$$G_{YY} = G \sin \alpha = 43.202 \times \sin 5.54^\circ = 0,042 \text{ KN/m.}$$

$$P_{YY} = P \sin \alpha = 44.44 \times \sin 5.54^\circ = 0.043 \text{ KN/m.}$$

$$W_{YY} = 0 \text{ KN/m.}$$

$$S_{YY} = S \sin \alpha = 0.549 \times \sin 5.54^\circ = 0.053 \text{ KN/m.}$$

- **Combinaison des charges :**

➤ **I'E.L.U**

❖ **Axe y-y :**

$$1.35 G_{yy} + 1.5 W_{s,yy} = (1.35 \times 0.042) + 0 = 0.057 \text{ KN/m.}$$

$$1.35 G_{yy} + 1.5 S_{n,yy} = (1.35 \times 0.042) + (1.5 \times 0.053) = 0.136 \text{ KN/m.}$$

$$1.35 G_{yy} + 1.5 P_{n,yy} = (1.35 \times 0.042) + (1.5 \times 0.043) = 0.121 \text{ KN/m.}$$

► La plus défavorable est : **Tu = 0.136 KN/m.**

❖ **Axe z-z :**

$$G_{zz} + 1.5 W_{s,zz} = 0.43 + (1.5 \times -1.64) = -2.03 \text{ KN/m.}$$

$$1.35 G_{zz} + 1.5 S_{n,zz} = (1.35 \times 0.43) + (1.5 \times 0.546) = 1.40 \text{ KN/m.}$$

$$1.35 G_{zz} + 1.5 P_{n,zz} = (1.35 \times 0.43) + (1.5 \times 0.442) = 1.243 \text{ KN/m.}$$

► La plus défavorable est : **Fu = -2.03 KN/m.**

➤ **I'E.L.S**

❖ **Axe y-y :**

$$G_{yy} + W_{s,yy} = 0.042 + 0 = 0.042 \text{ KN/m.}$$

$$G_{yy} + S_{yy} = 0.042 + 0.053 = 0.095 \text{ KN/m.}$$

$$G_{yy} + P_{n,yy} = 0.042 + 0.043 = 0.085 \text{ KN/m.}$$

► La plus défavorable est : **Ts = 0.095 KN/m.**

❖ **Axe z-z :**

$$G_{zz} + W_s = 0.43 - 1.64 = -1.21 \text{ KN/m.}$$

$$G_{zz} + S_{n,zz} = 0.43 + 0.546 = 0.976 \text{ KN/m.}$$

$$G_{zz} + P_{n,zz} = 0.43 + 0.442 = 0.872 \text{ KN/m.}$$

► La plus défavorable est : **Fs = -1.21 KN/m.**

3- Vérification de la flèche (ELS)

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $F \leq F_{adm}$.

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z)

$$f_z = \frac{5.F.l^4}{384.E.I_y} \leq \frac{l}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{1000.F.l^3}{384.E} = \frac{1000.2,907.600^3}{384.21000} = 788.661$$

Ce que nous donne $I_y \geq 788.661 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un **IPE160**

Ces caractéristiques sont :

	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
Profil	P	A	H	b	t _f	t _w	d	I _y	I _z	W _{ply}	W _{plz}	i _y	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
IPE160	15.8	20.1	160	82	7.4	5	127.2	869.3	68.31	123.9	26.10	6.58	1.84

- **Poids propre réel :**

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \times e + P_{\text{panne}}$$

$$G = (14 + 8) \times 1.50 + 15.8 = 48.602 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0.486 \text{ KN/m}$$

$$G_{ZZ} = 0.486 \times \cos 5.54^\circ = 0.483 \text{ KN/m}$$

$$G_{YY} = 0.486 \times \sin 5.54^\circ = 0.047 \text{ KN/m}$$

Les combinaisons les plus défavorables :

A L'ELU:

$$\rightarrow T_u = 0.143 \text{ KN/m.}$$

$$\rightarrow F_u = -1.98 \text{ KN/m.}$$

A L'ELS:

$$\rightarrow T_s = 0.10 \text{ KN/m.}$$

$$\rightarrow F_s = -1.157 \text{ KN/m.}$$

4- Vérification de la flexion bi-axiale (ELU):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{pl,yRd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{pl,zRd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha = 2, \beta = 1$ pour les profilés laminés à chaud en I.

Moment de calcul par rapport à y-y:

$$M_{y,Sd} = \frac{F_u \times (l)^2}{8} = \frac{-1.98 \times (6)^2}{8} = -8.91 \text{ KN.m (Due au soulèvement du vent)}$$

$$\rightarrow M_{y,Sd} = -8.91 \text{ KN.m}$$

Et moment de calcul par rapport à z-z, sans appui intermédiaire :

$$M_{z,Sd} = \frac{T_u \times (l/2)^2}{8} = \frac{0.143 \times (6/2)^2}{8} = 0.160 \text{ KN.m (liernes non considérées).}$$

$$\rightarrow M_{z,Sd} = 0.160 \text{ KN.m}$$

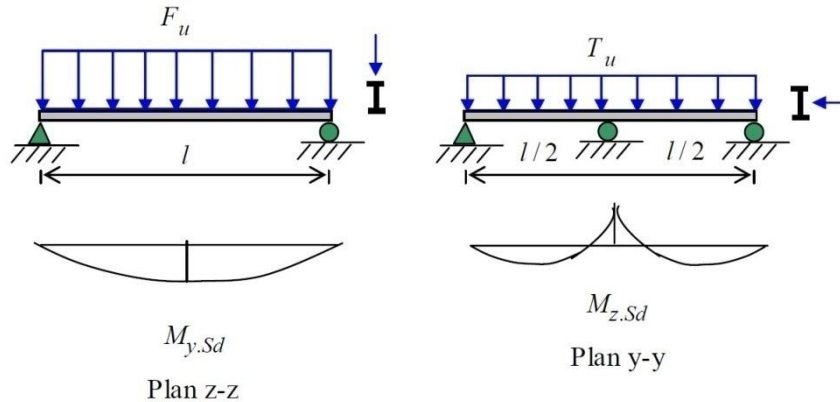


Figure : Flexion bi-axiale des pannes en présence de liernes.

Et pour déterminer γ_{M0} on doit déterminer la classe du profilé.

- **Détermination de la classe de profile**

- Âme : $\frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 72\varepsilon = 72 \rightarrow$ Âme de classe 1

$$\text{Et : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \rightarrow \varepsilon = 1$$

- Semelle : $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{41}{7.4} = 5.540 \leq 10\varepsilon = 10 \rightarrow$ Semelle de classe 1

Donc la section est de classe 1 $\rightarrow \gamma_{M0} = 1$

$$M_{pl,yRd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123,9 \times 23,5}{1} = 29.116 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{pl,yRd} = 29.116 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,zRd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26,10 \times 23,5}{1} = 6.133 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{pl,zRd} = 6.133 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{-8.91}{29.116} \right]^2 + \left[\frac{0.160}{6.133} \right]^1 = 0.12 < 1$$

Donc la condition de flexion bi-axiale est vérifiée

5- Vérification de la flèche (ELS) :

$$f_y = \frac{5 \cdot T \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 0,108 \times (6/2)^4}{384 \times 21000 \times 68,3} = 0,073 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,073 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

→ La condition de la flèche f_y est vérifiée.

$$f_z = \frac{5 \cdot F \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{5 \times 2,854 \times 6^4}{384 \times 21000 \times 869} = 1,069 \text{ cm}$$

$$f_z = 1,069 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

→ la condition de la flèche f_z est vérifiée.

$$f_{\max} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{(0,073)^2 + (1,069)^2} = 1,071 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

→ Donc la condition de la flèche est vérifiée.

6- Vérification à l'effort tranchant (cisaillement) :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{Sd,\max} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{Sd} = \frac{T \cdot l}{2}$$

Avec :

$$\begin{cases} V_{Sd,y} = \frac{T \cdot (l/2)}{2} = \frac{0,143 \times 3}{2} = 0,214 \text{ KN} \\ V_{Sd,z} = \frac{F \cdot l}{2} = \frac{1,980 \times 6}{2} = 5,940 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow V_{Sd,\max} = 5,940 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$

$$\text{Et } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 2010 - 2 \times 82 \times 7,4 + (5 + 2 \times 9) \times 7,4 = 626,2 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_v = 626,2 \text{ mm}^2$$

Avec :

$V_{pl,Rd}$: Effort tranchant résistant de la section.

A_v : Aire de cisaillement.

$$\text{donc : } V_{pl,Rd} = 626,2 \times \frac{23,5}{1 \times \sqrt{3}} = 8496,113 \text{ daN} = 84,961 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_{pl,Rd} = 84.961 \text{ KN}$$

Donc la condition sera : $V_{Sd, max} = 5.940 \text{ KN} < V_{pl, Rd} = 84.961 \text{ KN}$

→ Donc la condition de l'effort tranchant est vérifiée.

7- Vérification de l'instabilité au déversement

La vérification à faire est :

$$M_{Sd, max} \leq M_{b, Rd}$$

$$M_{Sd, max} = M_{y, Sd} = -8.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec : $\beta_w = 1 \rightarrow$ Section de classe 1

Et : $\gamma_{M1} = 1,1$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} \quad ; \quad \varphi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

χ_{LT} : coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} : \text{L'élanement de déversement} \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : le moment critique élastique de déversement. F.2, Art F.1.2 EC03

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{1/2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}$$

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0,4E \quad I_t = 2.45 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_w = 1.98 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

G : module d'élasticité transversale

$\nu = 0.3$: coefficient de poisson

E = 210000 MPa : module d'élasticité longitudinal.

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.

K et k_w : les facteurs de longueur effective avec :

K = 1 appui simple

$k_w = 1$ (pas d'encastrement aux extrémités).

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement (K=1).

$$C_1 = 1.132 \quad C_2 = 0.459 \quad C_3 = 0.525$$

L = longueur de maintien latéral L= 6 m.

Zg = Za - Zs = 7 cm.

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 68,3}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \frac{0,198}{68,3} + \frac{(1 \times 6)^2 \times 0,4 \times 2,45}{3,14^2 \times 68,3} + (0,459 \times (-0,07) - 0)^2 \right]^{1/2} - (0,459 \times (-0,07) - 0) \right\}$$

$M_{cr} = 11.981 \text{ KN.m}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123,9 \times 10^{-6} \times 235}{11.981 \times 10^{-3}}} = 1,520$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1,520 > 0,4$ Donc il y a risque de déversement

Et $\alpha_{LT} = 0,21 \rightarrow$ pour les profilés laminés

On tire χ_{LT} à partir du Courbe (a) $\rightarrow \chi_{LT}$ tableau 5.5.2 de L'EC3 :

$\bar{\lambda}_{LT} = 1,520$

$\varphi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,520 - 0,2) + 1,520^2] = 1,794$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,794 + (1,794^2 - 1,520^2)^{0,5}} = 0,364$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{b,Rd} = 0,364 \times 1 \times \frac{123,9 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 9,634 \text{ kN.m}$$

$M_{y, sd} = -8,91 \text{ KN.m} < M_{b,Rd} = 9,634 \text{ kN.m} \Rightarrow C'$ est vérifiée.

8- Calcul des liernes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

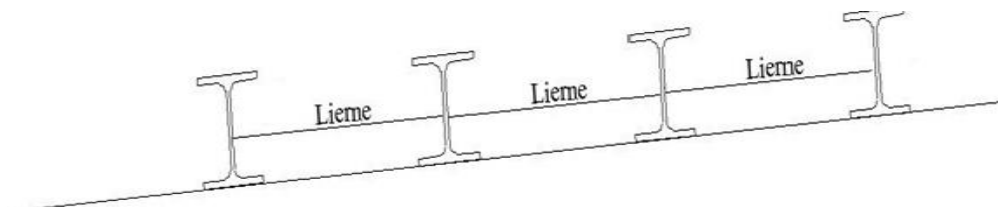


Figure : Coupe transversale des liernes.

- **Effort de traction :**

Calcul la réaction R :

On a la charge non pondérée qui est suivant y-y'

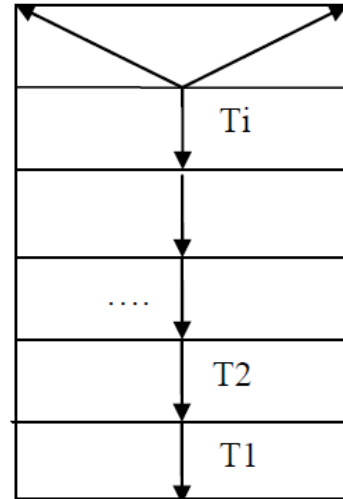
$$T_s = 0.100 \text{ KN/m}$$

$$R = 1,25 \frac{T \cdot l}{2} = 1,25 \times \frac{0.100 \times 6}{2} = 0.375 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow R = 0.375 \text{ KN/m}$$

- **Calcul des efforts de traction Ti**

Et pour tous les efforts de traction dans chaque tronçon de lierne L_i suivant :



$$\text{Lierne N°1 : } T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0.405}{2} = 0.1875 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne N°2 : } T_2 = T_1 + R = 0.5625 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne N°3 : } T_3 = T_2 + R = 0.9375 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne N°4 : } T_4 = T_3 + R = 1.3125 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne N°5 : } T_5 = T_4 + R = 1.6875 \text{ daN}$$

$$\text{Lierne N°6 : } T_6 = T_5 + R = 2.0625 \text{ daN}$$

$$\text{Lierne N°7 : } T_7 = T_6 + R = 2.4375 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne N°8 : } T_8 = T_7 + R = 2.8125 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne N°9 : } T_9 = T_8 + R = 3.1875 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne N°10 : } T_{10} = T_9 + R = 3.5625 \text{ KN}$$

- **Déterminer de diamètre du rond**

$$A \geq \frac{T_{\max}}{f_y} = \frac{356,25}{23,5} = 15,16 \text{ mm}^2 \rightarrow A \geq 15.16 \text{ mm}^2$$

$$\text{Et : } D \geq \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 15,16}{\pi}} = 4,39 \text{ mm} \rightarrow D \geq 4.39 \text{ mm}$$

Donc on prend un rond de $D = 12 \text{ mm}$.

9- Dimensionnement de l'échantignolle :

M_{pliage} : est le moment résistant au pliage de l'échantignolle.

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de classe 3.

$$M_{\text{pliage}} = \frac{w_{\text{ely}} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} > M_r \Rightarrow w_{\text{ely}} \geq \frac{M_r \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

Avec moment de renversement :

$$M_r = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} = 1.56 \text{ KN.m} \quad \text{Donc : } w_{\text{ely}} \geq \frac{1.56 \times 1}{23.5} = 6.638 \text{ cm}^3$$

- Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

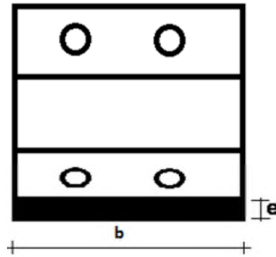


Figure : Dimensions de l'échantignolle

Pour une section rectangulaire :

$$w_{ely} = \frac{b \times e^2}{6} \Rightarrow e = \sqrt{\frac{6.638 \times 6}{200}} = 14.111 \text{ mm} \approx 14 \text{ mm}$$

On adopte pour l'attache des pannes un échantignolle d'épaisseur $e = 14 \text{ mm}$ et de longueur $b = 200 \text{ mm}$.

Etude des éléments secondaires : Lisses

1- Calcul des lisses de bardage :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE ; UAP) ou des profils minces formés à froid, disposées horizontalement, qui transmettent les efforts due au vent directement aux potelets, et supporte le poids du bardage.

L'entraxe des lisses est déterminé par la portée admissible de l'abaque de bardage, pour notre cas on travaille avec des panneaux sandwich.

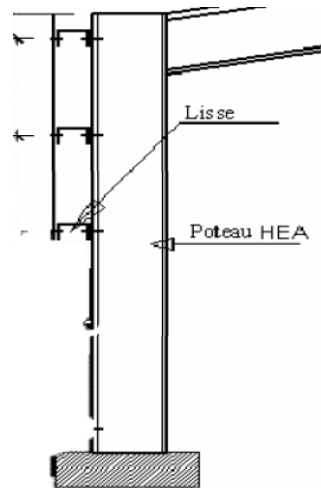


Figure : Coupe transversal de la lisse de bardage.

2- Détermination des charges et surcharges :

- Les charges permanentes :

Poids propre de bardage (panneaux sandwich).....14 kg /m²

Poids propre d'accessoires d'attache 8 kg / m²

$$G = (P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times (e)$$

e : espacement entre les pannes e = 1,50 m

$$G = (14 + 8) \times 1,50 = 0,328 \text{ KN/m}$$

- Surcharge climatique due au vent

On calcul les pannes avec la valeur max obtenue lors de l'étude au vent

$$W_s = -1,50 \times 0,887 = -1,33 \text{ KN/m}^2$$

- Combinaisons d'actions

❖ ELU

$$q_y = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,328 = 0,443 \text{ KN/m}$$

$$q_z = 1.5 \times W_s = 1.5 \times (-1.33) = -2.00 \text{ KN/m}$$

❖ **ELS**

$$q_y = G = 0.328 \text{ KN/m}$$

$$q_z = W_s = -1.33 \text{ KN/m}$$

- **Pré-dimensionnement**

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{W_s \cdot l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Suivant l'axe z-z :

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{W_s \cdot l^4}{E} = \frac{5 \times 2.351 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 356.25 \text{ cm}^4$$

On choisit **UAP 150**.

Ses caractéristiques sont :

	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
Profil	P	A	H	b	t _f	t _w	d	I _y	I _z	W _{ply}	W _{plz}	i _y	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
UAP 150	17.9 3	22.84	150	65	10.3	7	109	796.1	93.25	125.27	38.91	5.9	2.02

Le poids propre réel G devient :

$$G = [(P_{bardage} + P_{accessoire}) \times (e)] + P_{lisse}$$

$$G = [(14 + 8) \times (1,50)] + 17.9 = 50.732 \text{ daN/m}$$

3- Dimensionnement des lisses :

- **Les combinaisons de calcul**

$$q_y = 1,35 \times G = 1,35 \times 0.507 = 0.663 \text{ KN/m}$$

$$q_z = 1,5 \times W_s = 1,5 \times (-1.33) = -2.00 \text{ KN/m}$$

- **Détermination des sollicitations**

$$M_y = \frac{q_z \cdot (l)^2}{8} = \frac{2.00 \times (6)^2}{8} = 9.00 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{q_y \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{0.663 \times (3)^2}{8} = 0.746 \text{ KN.m}$$

UAP 150: $W_{y,pl} = 125.27 \text{ cm}^3$, $W_{z,pl} = 38.91 \text{ cm}^3$

4- Vérification de la résistance des lisses :

- **Condition de résistance :**

La condition à vérifier est : $\left[\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right]^\beta \leq 1$

Avec : $\alpha = 2$, $\beta = 1$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{125.27 \times 23,5}{1} = 29.438 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{38.91 \times 23,5}{1} = 9.144 \text{ KN.m}$$

Sous le vent : $\left[\frac{9,00}{29.438} \right]^2 + \left[\frac{0.746}{9.144} \right]^1 = 0.175 \leq 1$ Vérifiée.

5- Vérification au cisaillement :

$$V_z < V_{pl,z}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f = 2284 - 2 \times 65 \times 10.3 + (7 + 2 \times 10) \times 10.3$$

$$A_v = 1223.1 \text{ mm}^2$$

$$V_z = \frac{q_z \cdot l}{2} = \frac{2.00 \times 6}{2} = 6.00 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{1223.1 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 16.595 \text{ KN}$$

$$V_z = 6.00 \text{ KN} < V_{pl,z} = 16.595 \text{ KN}$$

L'effort tranchant est vérifié.

6- Vérification au déversement :

Il n'y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur par le bardage.

7- Vérification de la flèche (ELS) :

- **Vérifier la flèche selon z-z**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{W_s \cdot l^4}{EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{1.33 \times 600^4 \times 10^{-1}}{796.1 \times 2,1 \times 10^5} = 1.34 \text{ cm} < \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \text{ Vérifiée.}$$

- **Vérifier la flèche selon y-y**

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{G_y \cdot l^4}{EI_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ (sans liernes)}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,663 \times 10^{-1} \times 600^4}{93.25 \times 2,1 \times 10^5} = 4.368 \text{ cm} > 3 \text{ Non vérifie donc on prévoit des liernes :}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{G_y \cdot (l/2)^4}{EI_z} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,663 \times 10^{-1} \times 300^4}{93.25 \times 2,1 \times 10^5} = 0,286 \text{ cm} < 1,5 \text{ cm} \text{ Vérifiée.}$$

Etude des éléments secondaires : Potelets

1-Dimensionnement des potelets :

- On considère un potelet de longueur $L = 10.80$ m.
- Espacement entre potelets de 6.00m
- Les potelets sont en acier S235.

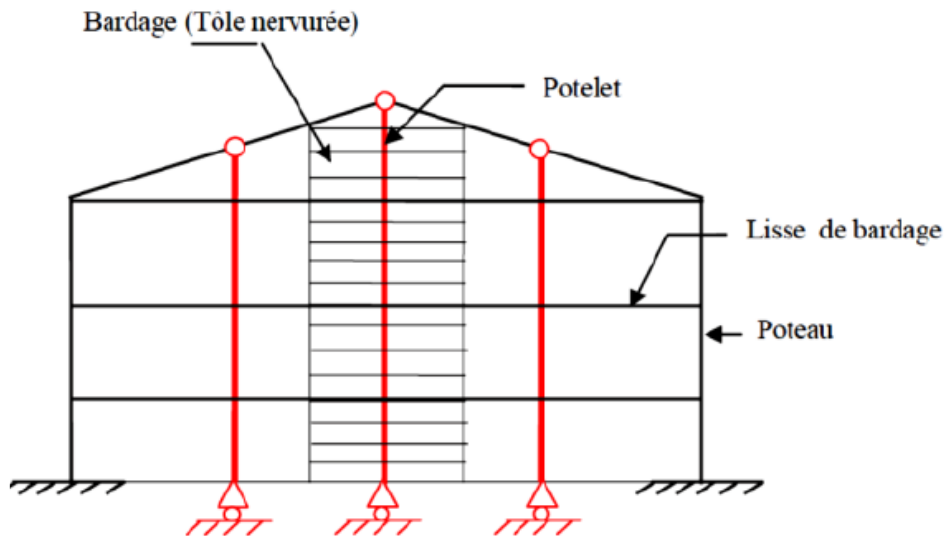


Figure: Schéma du potelet.

2- Actions et sollicitations sur les potelets :

- Poids du bardage (14 daN/m^2).
- Poids des lisses UAP ($17,93 \text{ daN/m}^2$).
- Poids propre du potelet (à déterminer).
- Action du vent sur le pignon ($+87.12 \text{ daN/m}^2$).

- Calcul du moment sollicitant de flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{w_s(l)^2}{8} = \frac{0.8712 \times 6.00 \times (10.8)^2}{8} = 76.212 \text{ KN.m}$$

- Pré-dimensionnement :

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est : $f_y = \frac{5ql^4}{384EI_y}$

La flèche admissible : $f_{ad} = \frac{L}{200}$

$$f_y = \frac{5q_w l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{5q_z l^3}{384E} = \frac{1000 \times (0.8712 \times 6.00) \times (1080)^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 8166.45 \text{ cm}^4$$

$\rightarrow I_y \geq 8166.45 \text{ cm}^4$, Donc on choisit **IPE 360**.

Ses caractéristiques sont :

Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques						
Profil	P	A	H	b	t _f	t _w	r	I _y	I _z	W _{ply}	W _{plz}	i _y	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
IPE 360	57.1	72.7	360	170	12.7	8	18	16270	1043	1019	191.1	14.95	3.79

- **Les charges permanentes**

- Poids du bardage (14 daN/m²).
- Poids des lisses UAP (17,93 daN/m²).
- Poids propre du potelet (57.1 daN/m).
- Espacement entre le potelet et le poteau (6.00 m).
- Longueur du bardage (6.00 m).
- Longueur du potelet (10.8 m).

$$G = (0.14 \times 6.00 \times 6) + (0.179 \times 6.00 \times 5) + (57.1 \times 10^{-2} \times 10.8) \rightarrow G = 16.576 \text{ KN.}$$

3- Vérification de la flexion composée :

- **Vérification de l'effort axial :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{y.sd} \leq \min \left\{ 0,25 N_{pl.rd} ; 0,5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right\}$$

- $N_{y.sd} = \gamma_G \cdot G = 1,35 \times 16.576 = 22.377 \text{ KN} \rightarrow N_{y.sd} = 22.377 \text{ KN}$

- $N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7270 \times 23,5}{1} = 1708.45 \text{ KN}$

→ $0,25 N_{pl.y.rd} = 427.112 \text{ KN}$

- $\frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(A - 2 \cdot b \cdot t_f) f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(7270 - 2 \times 170 \times 12.7) \times 23,5}{1} = 693.72 \text{ KN}$

→ $0,5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 346.86 \text{ KN}$

- $N_{y.sd} = 22.377 \text{ KN} < \min\{427.112 \text{ KN} ; 346.86 \text{ KN}\}$

→ Donc la condition est vérifiée

4- Vérification de l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} \leq \frac{1}{2} V_{pl,Rd}$$

$$V_{Sd,max} = V_{Sd,z} = \frac{W_s \cdot L}{2} = \frac{(0.8712 \times 6.00) \times 10.8}{2} = 28.226 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_{Sd,max} = 28.226 \text{ KN}$$

$$\text{et } V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

$$\text{Avec : } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times tf = 3510.8 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 3510.8 \times \frac{23,5}{1\sqrt{3}} = 47633,591 \text{ daN} = 476.335 \text{ KN}$$

$$V_{Sd,max} = 28.226 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{pl,Rd} = 238.16 \text{ KN}$$

→ Donc la condition est vérifiée.

5- Vérification au flambement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \left(A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{ply} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{plz} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)} \leq 1$$

- $N_{Sd} = 22.377 \text{ kN}$
- $M_{y,Sd} = \frac{W_s L^2}{8} = \frac{(0.8712 \cdot 6.00) \cdot (10.8)^2}{8} = 76.212 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- $M_{z,Sd} = 0$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$ avec :

Flambement par rapport à l'axe fort **y-y** (dans le plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1080}{14.95} = 72,240$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{9\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_1}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{72,240}{93,9} \times 1 = 0,769 > 0,2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

Courbe de flambement :

$$h/b = 360/170 = 2.11 > 1,2$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ; $\alpha_y = 0,21$.

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0,5}} ; \varphi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,21(0.769 - 0,2) + 0.769^2] = 1.243$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.243 + (1.243^2 - 0.769^2)^{0,5}} = 0.450$$

Flambement par rapport à l'axe faible **z-z** (hors du plan de portique)

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{397.5}{3.79} = 104.881$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{104.881}{93,9} \times 1 = 1.116 > 0,2$$

Axe de flambement **z-z** courbe de flambement b ; $\alpha_z = 0,34$ (tableau 3).

$$\varphi_y = 0,5 \cdot [1 + 0.34(3.03 - 0,2) + 3.03^2] = 2.542$$

$$\chi_y = \frac{1}{2.542 + (2.542^2 - 3.03^2)^{0,5}} = 0.450$$

$$\chi_z = 0,56$$

$$\text{Donc } \chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0,450 ; 0,56) = 0,450$$

Calcul du coefficient k :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \cdot f_y} \quad \text{avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \quad \text{avec } \mu_y \leq 0,9 ; \beta_{My} = 1,3$$

$$\mu_y = 0,769(2 \times 1,3 - 4) + \frac{1019 - 904}{904} = -0,95$$

$$k_y = 1 - \frac{(-0,95) \times 2298.7}{0,450 \times 7270 \times 23,5} = 1,03$$

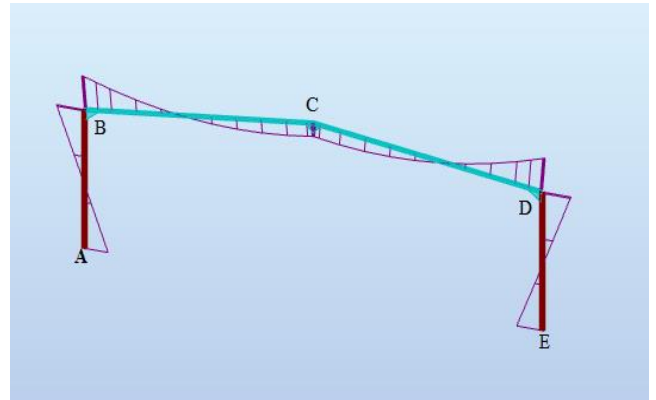
La condition sera :

$$\frac{2237.7}{0,45 \times \left(\frac{7270 \times 23,5 \times 10^2}{1,1} \right)} + \frac{1,03 \times 7621.2 \times 10^2}{1019 \times \left(\frac{23,5 \times 10^2}{1,1} \right)} + 0 = 0.36 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Etude des portiques

1- Les moments maximaux sollicitant la traverse :

- **Actions vers le bas : charges de gravités**
 - Aux appuis : $M_D = -1858.26\text{kNm}$
 - Au faîtage : $M_C = 741.47\text{kNm}$
- **Actions vers le haut : vent de soulèvement**
 - Aux appuis : $M_B = 178.68\text{kNm}$
 - Au faîtage : $M_C = -68.89\text{kNm}$

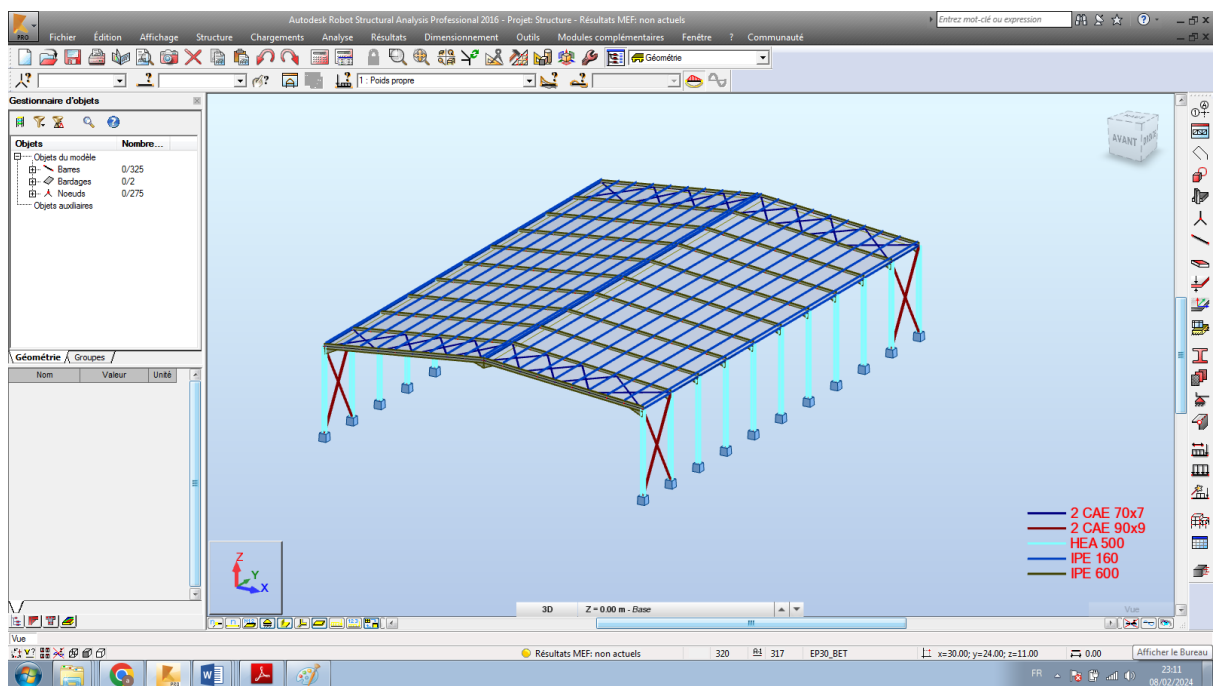


2- Les efforts sollicitant les poteaux :

- $M_{ySd} = 1858.26\text{kNm}$
- $N_{Sd} = 363.33\text{kN}$
- $V_{zSd} = 338.02\text{kN}$

3- Vérification des portiques :

La structure a été modélisée et vérifiée avec logiciel ROBOT V2016 :



Après vérification, les profilés retenus sont :

- Pour les traverses : IPE600 (en présence des jarrets).
- Pour les poteaux : HEA500.

Etude des éléments de contreventements

(Poutre au vent & stabilité verticale)

A- Poutre au vent :

1- Calcul de force de frottement

$$\frac{d}{b} = \frac{60}{40} = 1.5 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{60}{12} = 5 > 3$$

L'une des conditions est vérifiée il y a lieu de considérer les forces de frottements.

F_{fr} : Force de frottement pour parois vertical.

Dans notre cas l'état de surface est très rugueux (ondulation, perpendiculaire au vent, nervure) donc :

$C_{fr} = 0,04$. La force de frottement sera donc :

Pour la toiture :

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 0.792 \times 0,04 \times (60 \times 20 \times \cos 5.54 \times 2) = 75.676 \text{ KN}$$

Pour la paroi verticale :

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 0.792 \times 0,04 \times (60 \times 10 \times 2) = 38.016 \text{ KN}$$

Donc la force de frottement total est : $F_{fr} = 113.69 \text{ KN}$

2- Evaluation des efforts horizontaux :

On a $F_{fr} = 113.69 \text{ KN}$ et $W_i = 0.887 \text{ KN/m}^2$

$$F_i = (W_i \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n}$$

Avec :

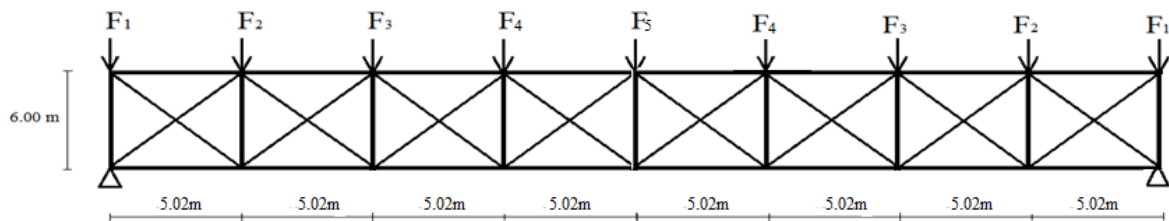
F_{fr} : force de frottement

$n = 9$: Nombre de nœuds au niveau de la toiture

$$\text{Donc : } \frac{F_{fr}}{n} = \frac{113.69}{9} = 12.63 \text{ KN}$$

Calcul de S_i :

$$S_i = h_i \times \frac{l_i}{2}$$



$$F_{i\max} = (0.887 \times 10 \times 6) + 12.63 = 65.85 \text{ KN}$$

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = 296.325 \text{ KN}$$

3- Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$N_{Sd} = 174.228 \text{ KN}$ (Après analyse du treillis)

$$A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{174.228 \times 1.1}{23.5} = 8.15 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière **L 70 × 70 × 7**

- **Vérification à la résistance ultime de la section :**

$$\text{Condition de résistance : } N_{Sd} = 174.228 \text{ KN} \leq N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Soit une cornière isolée de **L 70 × 70 × 7** ($A = 9.40 \text{ cm}^2$), avec un boulon de 16mm.

Section nette : $A_{net} = A - (e \times d) = 9.40 - (0.7 \times 1.6) = 8.28 \text{ cm}^2$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 8.28 \times 36}{1.25} = 214.618 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{9.40 \times 23.5}{1.1} = 200.818 \text{ daN}$$

$N_{Sd} = 174.228 \text{ KN} \leq N_{u,Rd} = 214.618 \text{ KN}$ Vérifiée.

Donc la cornière **L 70 × 70 × 7** convient pour les diagonales de la poutre au vent.

4- Section du montant (IPE160):

$$\left[\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

Avec:

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \left[\frac{1-n}{1-0.5a} \right]$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$a = \min \left(\frac{A_w}{A}; 0,5 \right)$$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}}; N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}; M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}; M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123.9 \times 23.5}{1} = 29.116 \text{ KN/m.}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.1 \times 23.5}{1} = 6.133 \text{ KN/m.}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{20.1 \times 23.5}{1.1} = 429.41 \text{ KN/m.}$$

$$M_{y,Sd} = 7.195 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,Sd} = 0.174 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 81.240 \text{ KN}$$

$$\left[\frac{81.240}{429.41} \right] + \left[\frac{7.195}{29.116} \right] + \left[\frac{0.174}{6.133} \right] = 0.464 \leq 1 \text{ Condition vérifiée}$$

B- Calcul de Palée de Stabilité Verticale :

1- Section des diagonales :

Il faut vérifier que :

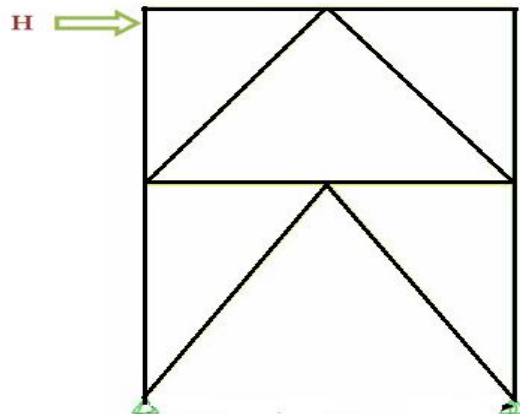
$$A \geq \frac{N_{Sd}}{f_y} \cdot \gamma_{M0}$$

Pour notre cas :

$$N_{Sd} = 341.878 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{34187.8}{23.5} \cdot 1 = 1454.8 \text{ mm}^2 \rightarrow A \geq 14.548 \text{ cm}^2$$

→ Donc on adopte un double cornier dos à dos \perp 90×90×9 de A=15.52 cm²



2- Vérification à la résistance ultime de la section :

Il faut vérifier que : $N_{Sd} \leq N_{Rd}$

$$N_{Sd} = 298.78 \text{ KN}$$

$$N_{Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd})$$

$$\text{avec : } N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{et : } \gamma_{M0} = 1 \rightarrow N_{pl,Rd} = \frac{1552 \times 23,5}{1} = 364.485 \text{ KN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_y}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec : } f_u = 36 \text{ daN/mm}^2, \gamma_{M2} = 1,25$$

On opte pour une cornière isolée de L 90 x 90 x 9 avec un boulon de 22 mm.

$$\text{Section nette : } A_{net} = 15.52 - (0,9 \times 2,2) = 13.54 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 13.54 \times 36}{1,25} = 350.956 \text{ KN}$$

$$N_{net} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.54 \times 23,5}{1} = 318.19 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 298.78 \text{ KN} \leq N_{Rd} = 318.19 \text{ KN} \text{ Donc c'est vérifié.}$$

Donc la cornière \perp **90x90x9** convient comme diagonale D₁.

Etude des assemblages

1- Assemblages de palée de stabilité

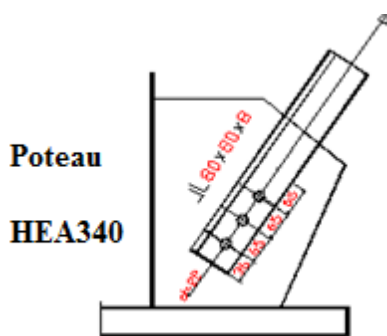


Figure :L'attache de diagonale.

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2d_0 = 26.4 \text{ mm} \rightarrow \text{soit: } e_1 = 36\text{mm} \\ p_1 \geq 2,2d_0 = 48.4 \text{ mm} \rightarrow \text{soit: } p_1 = 65\text{mm} \quad ; \text{ Avec : } d_0=d+2= 22 \text{ mm} \\ e_2 \geq 1,5d_0 = 33 \text{ mm} \rightarrow \text{soit: } e_2 = 38\text{mm} \end{cases}$$

Désignation	d (mm)	d ₀ (mm)	A (mm ²)	A _s (mm ²)
M20	20	22	314	245

Tableau : Principales caractéristiques géométrique.

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

d₀ : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A_s : section résistante de la partie filetée.

On a : N_{Sd}= 298.78 KN

Pour un boulon $N_{Sd.1} = \frac{N_{Sd}}{3 \times 2} = 49.79 \text{ KN}$

Les diagonales sont attachées par des boulons $\phi = 20\text{mm}$ de classe 10, 9

$\rightarrow f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$

- Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement

On a : m = 2 et n = 3 et A_s = 245 mm²

Avec :

m : nombre de plan de cisaillement =2.

n : est le nombre de boulons pris arbitrairement =3.

Il faut vérifier que :

$$F_{V,Rd} \geq N_{Sd,1}$$

Avec : $F_{V,Rd} = 0,6 \cdot m \cdot n \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$

$$F_{V,Rd} = 0,6 \times 2 \times 3 \times 100 \times \frac{245}{1,25} = 70.524 \text{ KN}$$

D'où : $F_{V,Rd} = 70.524 \text{ N} \geq N_{Sd,1} = 49.79 \text{ KN}$**vérifiée**

- Résistance de la pression diamétrale

Il faut vérifier que :

$$F_1 \leq F_B$$

Avec : $F_B = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}}$; Profilés : L (90×90×9), t = 9 mm.

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right] = \min \left[\frac{36}{66} ; \frac{65}{66} - \frac{1}{4} ; \frac{1000}{360} ; 1 \right] = \min[0.54; 0.73; 2.7; 1] = 0.54$$

$$F_B = 2,5 \times 0.54 \times 36 \times 20 \times \frac{9}{1,25} = 69.984 \text{ KN}$$

Pour un boulon : $F_1 = \frac{N_{Sd}}{3 \cdot m} = 49.79 \text{ KN} < F_B = 69.984 \text{ KN}$ C'est vérifiée.

Y'a pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

- Vérification de gousset à la traction

Il faut vérifier que :

$$F_u \leq N_{u,Rd}$$

Avec : $N_{u,Rd} = 0,9 \cdot f_u \cdot \frac{A_{net}}{\gamma_{M2}} = 0,9 \times 360 \times \frac{612}{1,25} = 158.630 \text{ KN}$

Avec : $A_{net} = t(b - d_0) = 9(90 - 22) = 612 \text{ mm}^2$

Pour un boulon : $F_u = \frac{N_{Sd}}{3} = \frac{298.78}{3} = 99.59 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 158.630 \text{ N}$ C'est vérifiée.

Donc : la diagonale **∟** 90 x 90 x 9 est attacher par des boulons $\varnothing = 20 \text{ mm}$ de classe 10, 9

Avec gousset d'épaisseur : t = 9 mm

2- Assemblages Panne-traverse :

Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement V et de traction T, doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1$$

Pour notre exemple les efforts sont :

$F_{V,sd} = R_y = 0.055 \text{ KN}$ (Effort de cisaillement)

$F_{t,sd} = R_z = 10.275 \text{ KN}$ (Effort de traction)

Si on considère des boulons de 8mm de diamètre :

$$\phi = 8\text{mm} \Rightarrow A_s = 36,6 \text{ mm}^2 \text{ de classe 8.8} \quad \rightarrow f_{ub} = 80 \text{ daN/mm}^2$$

$$F_{V,Rd} = 0,6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 80 \times 58}{1,25} = 22.27 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 80 \times 58}{1,5} = 27.84 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \frac{F_{v.sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1,4 \times F_{t.Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{0.055}{22.27} + \frac{10.275}{1,4 \times 27.84} = 0.266 < 1$$

Références Bibliographiques

- 1) Mimoune Fatima Zohra, Mimoune Mostefa, Pratique de la construction métallique (100 exercices corrigés). Office des publications universitaires, 2^{ème} Edition Algérie. 09-2015.
- 2) Baraka Abdelhak, Cours en charpente métallique I (Selon le règlement Algérien CCM97 et l'Eurocode 3). Office des publications universitaires, 2^{ème} Edition Algérie. 05-2016.
- 3) Morel Jean, Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3. Eyrolles, 6^{ème} tirage. 2005.
- 4) Lahlou Dahmani, Calcul des éléments de construction métalliques selon l'Eurocode 3. 12-2012.
- 5) Lahlou Dahmani, Calcul pratique des éléments de constructions métalliques. 09-2019.
- 6) Lahlou Dahmani, Construction métallique (Recueil d'exercices corrigés). Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou 2016.
- 7) J.F Georgin, J.C Bordes, G Debicki et J Morel, Construction métallique. INSA. France.
- 8) Manfred A. Hirt, Rolf Bez, Construction métallique (Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement). Traite de Génie Civil de l'école polytechnique de Lausanne. volume 10, 04-1994.
- 9) Manfred A. Hirt, Michel Crisinel, charpentes métalliques (Conception et dimensionnement des halles et bâtiments). Traite de Génie Civil de l'école polytechnique de Lausanne. volume 11, 07-2000.
- 10) Abdelhamid Becheur, Cours de structures métalliques. Université Abderrahmane Mira Bejaia
- 11) Règlement neige et vent (RNV2013) D.T.R-C2.47.
- 12) Règles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003) D.T.R-B.C-2.48.
- 13) Béton armé aux états limites « BAEL91».
- 14) Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R-B.C-2.2.
- 15) Règles de conception et de calcul des structures en acier (CCM97), D.T.R-B.C-2.44.
- 16) Bases de calcul et actions sur les structures Eurocode 1 et Calcul des structures en acier Eurocode 3.
- 17) Abdelaziz Yazid, Ouvrages métalliques (Notes de cours). Version : 1.
- 18) Mounir Ben Jdidia, Cours de charpente métallique. Ecole Nationale d'ingénieurs de Sfax (2013/2014).
- 19) Bouzeriba Asma, Cours projet constructions métalliques. Université de Tissemsilt (2021/2022).
- 20) Abdelhamid Fayçal, Projet constructions métalliques. Université de Batna 2.
- 21) Saadi Mohamed, Structure métallique. Université de Batna 2.
- 22) Projet-constructions- métalliques. Université de Batna 2 (2019/2020). <https://gc.univ-batna2.dz/>
- 23) Sidiali Benali, Wahab Abdelmoutaleb, Etude d'une halle métallique avec fermes en treilles à usage d'exposition. Université de Bordj Bou Arreridj (2019/2020).
- 24) AMROUNE Mouna, Calcul des poutres métalliques selon le règlement Algérien C.C.M.97. Université de M'sila (2017/2018).
- 25) Ghellabe zoulikha, Calcul des poteaux métalliques selon le règlement Algérien C.C.M.97. Université de M'sila (2017/2018).
- 26) Bentoumi Abderrahim, Amrone Elamri, Calcul des moyens d'assemblage pour les bâtiments métalliques. Université de M'sila (2017/2018).
- 27) Mohamed Jidou Moktar, Mohamed Babou, Analyse des portiques des halles métalliques sous l'action des charges verticales et horizontales. Université de M'sila (2019/2020).