

**UNIVERSITÉ LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS**  
**FACULTÉ DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES**  
**APPLIQUÉES**

**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL**



BP. 368 GOMA

[www.ulpgl.net](http://www.ulpgl.net)

**ÉTUDE D'OPTIMISATION D'UNE FERME**  
**MÉTALLIQUE EN FONCTION DES**  
**PORTÉES DES ÉLÉMENTS, DES TYPES DE**  
**TREILLIS ET DES TYPES DE PROFILÉS :**  
**APPLICATION À UN ENTREPÔT**

Par **KASINDIVUKO WASINGYA** Thérèse

Travail présenté en vue de l'obtention du Diplôme  
d'Ingénieur Civil.

Option : **Génie civil**

Directeur : **Prof. Olivier BARAKA MUSHAGUE**

Encadreur : **Ir. Msc. Patient KUBUYA**

**ANNÉE ACADÉMIQUE 2022 - 2023**

## Epigraphe

« L'art de l'ingénierie métallique : transformer le poids en légèreté, la contrainte en résistance et le concept en réalité. »

**Anonyme**

## Dédicace

À ma famille, pour leur soutien inconditionnel et leur amour qui m'ont inspiré à persévérer et à repousser mes limites. Leur présence bienveillante a été ma source de motivation tout au long de ce parcours académique.

## Remerciements

Avant tout, nous bénissons l'éternel Dieu tout-Puissant pour ce dont de vie qu'il ne cesse de nous accorder et pour ce précieux potentiel intellectuel dont il nous a doté pour être capable de réaliser ce travail. Aussi, pour ce bon cadre social de vie dans lequel Il nous a mis, ce qui a aussi contribué à la réalisation ce travail.

Nos remerciements s'adressent également au corps enseignant de l'Université Libre des Pays des Grands Lacs, particulièrement à notre directeur, monsieur le professeur BARAKA MUSHAGE Olivier (Doyen de la FSTA à l'ULPGL/Goma), et à notre encadreur, monsieur le Msc. Ir. Patient KUBUYA, qui nous ont accompagné tout au long de notre recherche, jusqu'à ce que l'aboutissement de ce travail soit en vue.

Nous saluons ensuite la bravoure de nos parents, KASINDIVUKO Jean-Louis et KAHINDO Fortunat, et de notre tuteur TSHONGO Théodore, qui se sont battus bec et ongle pour nous assurer une scolarité digne et qui continuent à nous tenir la main dans le but de nous garantir un avenir meilleur et fructueux.

Notre sincère gratitude s'adresse de même à nos frères et ami, BAYALA Laurent, HEKIMA Vianney et KASIVITA Magloire, qui nous ont apporté leur soutien moral en vue de la réalisation de cette œuvre, mais aussi au comité de Bourse de l'ULPGL pour le soutien financier qu'ils nous ont apporté tout au long de notre cursus académique.

Que toute personne qui, de près ou de loin, a contribué à la réussite de cet exercice scientifique retrouve ici l'expression de notre profonde gratitude.

**KASINDIVUKO WASINGYA Thérèse**

## Résumé

L'un des principaux défis dans la conception de fermes métalliques est de trouver le compromis idéal entre les portées, les types de treillis, types de profilés des différents éléments de la structure et la quantité de matériau utilisée pour minimiser les coûts de construction tout en garantissant la sécurité et la stabilité de la structure. Dans ce contexte, le présent projet de mémoire vise à étudier l'optimisation de la conception d'une ferme métallique en fonction des portées des éléments, des types de treillis et profilés, et son application à un entrepôt en particulier. L'objectif principal est la détermination de la configuration optimale, non seulement de la ferme, mais aussi celle de toute la charpente métallique qui permettra de maximiser l'efficacité de l'entrepôt tout en minimisant les coûts de construction.

Pour atteindre cet objectif, une analyse de la structure basée sur les règles des Euro codes 3 est réalisée et une optimisation par méthode des algorithmes gloutons est utilisées pour trouver la combinaison optimale de portée et type d'éléments structuraux. L'analyse de la structure se fait avec le logiciel *Robot structural Analysis*.

Ce travail fournit des résultats en termes de type des treillis et de profilé mais aussi d'espacements entre différents éléments de la structure à adopter. Ces résultats montrent que le treillis Warren, les barres à section circulaire, un espacement de 6,42857m entre fermes et un espacement de 2,5m entre montant dans les fermes avec une pente de toiture de 15% sont optimaux pour notre structure.

Ce mémoire contribue ainsi à l'avancement des connaissances dans le domaine de l'optimisation des structures métalliques et fournit des informations précieuses pour les professionnels de l'ingénierie et de la construction impliqués dans la conception d'entrepôts et autres bâtiments similaires.

## Abstract

One of the main challenges in the design of steel trusses is to find the ideal compromise between the spans and type of the different elements of the structure and the amount of material used to minimize construction costs while guaranteeing the safety and stability of the structure. In this context, the aim of this dissertation project is to study the optimization of the design of a steel truss as a function of spans and types, and its application to a particular warehouse. The main objective is the optimal configuration not only of the truss but of the entire steelwork that will maximize the efficiency of the warehouse while minimizing construction costs.

To achieve this objective, an analysis of the structure based on the rules of the Euro codes 3 is carried out and an optimization using the method of gluttonous algorithms is used to find the optimum combination of span and type of structural elements. The structural analysis was carried out using Rot structural Analysis software. Warren Lattice, circular section bars, 6,42857m truss spacing, 2,5m stud spacing in the trusses and a 15% roof pitch are optimal for our structure.

This thesis will thus contribute to the advancement of knowledge in the field of steel structure optimization and provide valuable information for engineering and construction professionals involved in the design of warehouses and similar buildings.

## Sommaire

|   |      |
|---|------|
| Epigraphe.....  | i    |
| Dédicace.....   | ii   |
| Remerciements.....  | iii  |
| Résumé.....   | iv   |
| Sommaire.....   | vi   |
| Liste des abréviations.....   | x    |
| Liste des tableaux.....   | xii  |
| Liste des figures.....  | xiii |
| 0. Introduction générale.....                                       | 1    |
| Chapitre 1 GÉNÉRALITEÉS.....  | 5    |
| 1.1 Introduction.....   | 5    |
| 1.2 Constructions métalliques.....                                  | 5    |
| 1.2.1 Historiques.....  | 5    |
| 1.2.2 Avantages et inconvénients de la construction métallique..... | 6    |
| 1.2.3 Domaines d'utilisations des constructions métalliques.....    | 7    |
| 1.2.4 Critères de choix des aciers en constructions métallique..... | 11   |
| 1.3 Fermes métalliques.....   | 21   |
| 1.3.1 Terminologies et éléments constitutifs de la ferme.....       | 21   |
| 1.3.2 Types des fermes.....   | 25   |
| 1.4 Optimisation des structures.....                                | 29   |
| 1.4.1 Problème.....   | 29   |
| 1.4.2 Catégories d'optimisation.....                                | 29   |

|                                      |  |           |
|--------------------------------------|--|-----------|
| 1.4.3                                | Méthodes d'optimisation .....                            | 31        |
| 1.5                                  | L'entrepôt .....   | 33        |
| 1.5.1                                | Classification selon les dimensions .....                | 33        |
| 1.5.2                                | Fonction .....   | 34        |
| 1.6                                  | Conclusion partielle.....                                | 34        |
| <b>Chapitre 2 Méthodologie .....</b> |  | <b>35</b> |
| 2.1                                  | Introduction .....                                       | 35        |
| 2.2                                  | Conception architecturale de l'entrepôt .....            | 35        |
| 2.3                                  | Modélisation et prédimensionnement .....                 | 36        |
| 2.3.1                                | Modélisation de la structure.....                        | 37        |
| 2.3.2                                | Prédimensionnement des éléments .....                    | 38        |
| 2.4                                  | Actions sur la structure.....                            | 39        |
| 2.4.1                                | Les actions permanentes $[G]$ .....                      | 39        |
| 2.4.2                                | Actions variables.....                                   | 40        |
| 2.4.3                                | Les actions accidentelles A.....                         | 53        |
| 2.5                                  | Analyse structurale.....                                 | 53        |
| 2.5.1                                | Méthode des éléments finis (MEF).....                    | 54        |
| 2.5.2                                | La pratique de la MEF .....                              | 54        |
| 2.5.3                                | Procédure de base de la méthode des éléments finis ..... | 55        |
| 2.6                                  | Principe de Dimensionnement .....                        | 56        |
| 2.6.1                                | Méthode de calcul selon les règles Euro code 3 .....     | 56        |
| 2.6.2                                | Base de calcul .....                                     | 56        |
| 2.6.3                                | Combinaisons d'actions .....                             | 57        |
| 2.6.4                                | Dimensionnement des pannes.....                          | 60        |
| 2.6.5                                | Dimensionnement des éléments des fermes à treillis ..... | 61        |
| 2.7                                  | Calcul des Assemblages .....                             | 66        |
| 2.7.1                                | Treillis formés de profilés tubulaire .....              | 68        |
| 2.7.2                                | Calcul des cordons de soudure.....                       | 69        |

|   |   |           |
|---|---|-----------|
| 2.8   | Optimisations des treillis.....                                 | 71        |
| 2.8.1   | Optimisation par algorithme de gloutons.....                    | 72        |
| 2.8.2   | Paramètres d'optimisation .....                                 | 72        |
| 2.8.3   | Paramètre de la structure de départ.....                        | 74        |
| 2.9   | Présentation du logiciel <i>Robot Structural Analysis</i> ..... | 77        |
| 2.10  | Conclusion partielle.....                                       | 77        |
| <b>Chapitre 3 Evaluation des résultats.....</b> |   | <b>78</b> |
| 3.1   | Introduction .....  | 78        |
| 3.2   | Descente des charges.....                                       | 78        |
| 3.2.1   | Poids propre de la structure.....                               | 78        |
| 3.2.2   | Charges d'exploitation .....                                    | 78        |
| 3.2.3   | Charges du vent.....  | 78        |
| 3.2.4   | Combinaison des charges.....                                    | 81        |
| 3.3   | Principe de dimensionnement .....                               | 81        |
| 3.3.1   | Procédure de dimensionnement avec ROBOT .....                   | 82        |
| 3.4   | Optimisation.....   | 83        |
| 3.4.1   | Variation 1 : type de profilé.....                              | 83        |
| 3.4.2   | Variation1 : types des treillis .....                           | 86        |
| 3.4.3   | Variation 3 : espacement entre ferme de la charpente .....      | 90        |
| 3.4.4   | Variation 4 : espacement entre Montant des fermes .....         | 94        |
| 3.4.5   | Variation 5 : pente de toiture .....                            | 96        |
| 3.4.6   | Structure optimale.....   | 99        |
| 3.5   | Assemblages.....  | 101       |
| 3.5.1   | Général.....  | 102       |
| 3.5.2   | Géométrie.....  | 102       |
| 3.5.3   | Efforts .....   | 103       |
| 3.5.4   | Résultats.....  | 104       |
| 3.5.5   | Remarques.....  | 109       |

|   |     |
|---|-----|
| 3.6 Conclusion partielle.....   | 110 |
| Conclusion générale.....  | 111 |
| Bibliographie.....  | 113 |
| Annexe A Coefficient $\gamma_0$ .....   | 116 |
| Annexe B Coefficient $C_e$ pour une toiture à un ou plusieurs versants plans .... | 117 |

## Liste des abréviations

|       |   |  |
|-------|---|--|
| 3D    | : | Trois Dimensions ;   |
| CAO   | : | Conception Assisté par Ordinateur ;                          |
| CM66  | : | Construction métallique 1966 ;                               |
| CIRC  | : | Profilé circulaire ;   |
| $C_r$ | : | Coefficient de pression ;                                    |
| $C_e$ | : | Coefficient de pression extérieure ;                         |
| $C_i$ | : | Coefficient de pression intérieure ;                         |
| DAO   | : | Dessin Assisté par Ordinateur                                |
| EN    | : | Normes Européennes ;   |
| EDP   | : | Equation aux Dérivée Pareilles ;                             |
| ELU   | : | Etats Limites Ultimes ;                                      |
| ELS   | : | Etats Limites de Service ;                                   |
| EQU   | : | Perte d'Equilibre statique de la structure ;                 |
| FSTA  | : | Faculté des Sciences et Technologies Appliquées ;            |
| FAT   | : | Défaillance causée par la fatigue ;                          |
| GEO   | : | Rupture ou déformation excessive de la fondation et du sol ; |
| G     | : | Charges permanentes ;  |
| HR    | : | Haute Résistance ;   |
| $h$   | : | Hauteur ;  |
| IPN   | : | I profilé Normalisé ;  |
| IPE   | : | : I profilé Extra-léger ;                                    |
| $K_s$ | : | Coefficient de site ;  |
| $K_m$ | : | Coefficient de Masque ;                                      |
| $kN$  | : | Kilonewton ;   |

|           |   |  |
|-----------|---|--|
| MEF       | : | Méthode des Éléments finis ;   |
| $M, N, T$ | : | Moment, Effort Normal et Effort Tranchant ;                              |
| $m$       | : | Mètres ;   |
| NF        | : | Normes Françaises ;  |
| NV65      | : | Norme de Neige et Vent 1965 ;  |
| Q         | : | Charges d'exploitation ;   |
| $Q_k$     | : | : Charge d'exploitation ponctuelle ;                                     |
| $q_k$     | : | Charge d'exploitation par unité de surface ;                             |
| RDC       | : | République Démocratique du Congo ;                                       |
| RECC      | : | Profilé rectangulaire ;  |
| STR       | : | Rupture par effondrement ou déformation excessive de la superstructure ; |
| $\delta$  | : | Coefficient de dimensions ;  |
| ULPGL     | : | Université Libre des Pays des Grands Lacs ;                              |
| USA       | : | Etats-Unis d'Amérique  |
| $\mu\%$   | : | Perméabilité des parois.   |

## Liste des tableaux

|   |     |
|---|-----|
| Tableau 1- 1. Valeurs nominales de $f_y$ et de $f_u$ .....  | 14  |
| <u>Tableau 2- 1. Charges utiles sur les toitures</u> .....  | 41  |
| <u>Tableau 2- 2. Valeur de la pression dynamique <math>q^{10}</math> pour les zones de la RDC</u> ..... | 43  |
| <u>Tableau 2- 3. Valeurs des coefficients de site</u> .....   | 44  |
| <u>Tableau 2- 4. Valeurs recommandées des facteurs de sécurité</u> .....                                | 58  |
| <u>Tableau 2- 5. Valeurs recommandées des facteurs de combinaison</u> .....                             | 59  |
| <u>Tableau 2- 6. Valeurs de <math>\beta_w</math> et <math>\gamma_{Mw}</math></u> .....                  | 70  |
| <u>Tableau 2- 7. Corrélation entre <math>a</math> et <math>t</math></u> .....                           | 71  |
| Tableau 3- 1. Élément de treillis en tubes rectangulaires .....   | 83  |
| Tableau 3- 2. Élément de treillis en tubes circulaire.....  | 85  |
| Tableau 3- 3. Sections des barres en utilisant des treillis <i>Pratt</i> .....                          | 87  |
| Tableau 3- 4. Section des barres en utilisant des treillis <i>Howe</i> .....                            | 88  |
| Tableau 3- 5. Éléments de section de la structure avec 8 fermes .....                                   | 90  |
| Tableau 3- 6. Éléments de section de la structure avec 7 fermes .....                                   | 91  |
| Tableau 3- 7. Éléments de section de la structure avec 6 fermes .....                                   | 93  |
| Tableau 3- 8. Sections des barres avec un espacement de 2,5m entre les montants des fermes .....        | 94  |
| Tableau 3- 9. Section des barres avec une pente de 20% .....  | 96  |
| Tableau 3- 10. section des barres avec une Pente 10%.....   | 97  |
| Tableau 3- 11. Sections de barres de la structure modifiées adapté aux assemblages.....                 | 100 |

## Liste des figures

|  |    |
|--|----|
| Figure 1- 1 : Montage de l'ossature du bâtiment industriel .....   | 8  |
| Figure 1- 2. La construction d'un allier d'exposition .....  | 8  |
| Figure 1- 3. Pont suspendu à travée .....  | 9  |
| Figure 1- 4. Tour de télévision .....  | 10 |
| Figure 1- 5. Ossatures de l'université à Moscou.....   | 10 |
| Figure 1- 7. Radiotélescope à diamètre de 64 m.....  | 11 |
| Figure 1- 8. Allure générale de la relation contrainte-déformation spécifique de l'acier de construction ..... | 13 |
| Figure 1- 9. Poutrelle en I .....  | 16 |
| Figure 1- 10. Poutrelle en U .....   | 17 |
| Figure 1- 11. Utilisation des cornières .....  | 18 |
| Figure 1- 12. Profil en Té .....   | 18 |
| Figure 1- 13. Tôles .....  | 19 |
| Figure 1- 14. Profils creux .....  | 19 |
| Figure 1- 15. Eléments de charpente métallique .....   | 24 |
| Figure 1- 16. Structure en treillis .....  | 25 |
| Figure 1- 17. Formes des poutres à treillis.....   | 26 |
| Figure 1- 18. Différents types de poutres à treillis.....  | 26 |
| Figure 1- 19. Grandes portées (> 20 m) .....   | 26 |
| Figure 1- 20. Treillis Pratt .....   | 27 |
| Figure 1- 21. Treillis Howe.....   | 27 |
| Figure 1- 22. Treillis Warren .....  | 27 |
| Figure 1- 23. Treillis en X .....  | 28 |
| Figure 1- 24. Ajout de membre secondaire dans le treillis .....  | 28 |
| Figure 1- 25. Les trois catégories d'optimisation structurelle .....   | 31 |
| <u>Figure 2- 1. Modélisation de la structure</u> .....   | 37 |

|  |    |
|--|----|
| <u>Figure 2- 2. Coefficient de réduction</u> .....   | 45 |
| <u>Figure 2- 3. Directions de vent</u> .....   | 46 |
| <u>Figure 2- 4. Convention des signes pour la pression extérieure <math>C_e</math></u> ..... | 47 |
| <u>Figure 2- 5. Perméabilité des parois</u> .....  | 48 |
| <u>Figure 2- 6. Convention des signes pour la pression intérieure <math>C_i</math></u> ..... | 49 |
| <u>Figure 2- 7. Direction de vent sur une construction fermée</u> .....                      | 49 |
| <u>Figure 2- 8. Parois ouvertes « au vent »</u> .....  | 49 |
| <u>Figure 2- 9. Paroi ouverte « sous vent »</u> .....  | 50 |
| <u>Figure 2- 10. Paroi du dessus ouverte « sous vent »</u> .....                             | 50 |
| <u>Figure 2- 11. Deux parois ouvertes « au vent »</u> .....                                  | 51 |
| <u>Figure 2- 12. Parois ouvertes (<math>\mu \geq 35</math>) parallèles au vent</u> .....     | 51 |
| <u>Figure 2- 13. Direction du vent sur la structure</u> .....                                | 53 |
| <u>Figure 2- 14. Directions des charges appliquées sur une panne en I</u> .....              | 60 |
| <u>Figure 2- 15. Exemple de nœud et de joint de membrures de ferme à treillis</u> .....      | 67 |
| <u>Figure 2- 16. Soudure bout à bout</u> .....   | 69 |
| <u>Figure 2- 17. Soudure d'angle</u> .....   | 69 |
| <u>Figure 2- 18. Schéma structural de la structure d'origine</u> .....                       | 76 |
| <u>Figure 3- 1. Paramètres d'études au vent</u> .....  | 79 |

## 0. Introduction générale

Les études en Ingénierie des structures ont en général comme but de concevoir de structures capables de résister aux multiples sollicitations et phénomènes naturels (tremblements de terres, vent extrême, etc.) tout en remplissant les fonctions pour lesquelles elles sont destinées. Pour réaliser des telles structures, l'ingénieur est tenu de concevoir des systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auxquels ils seront soumis et à les transmettre efficacement aux fondations. Les structures actuelles se caractérisent par la complexité de leurs modèles telles que les formes variables et les courbures multiples, ainsi que leurs grandes portées [1]. Cette diversité de formes influence d'une façon considérable les caractéristiques techniques et économiques mais aussi la réalisation de l'ouvrage [2].

Dans le souci de répondre aux différentes contraintes liées aux charges importantes et aux formes complexes des ouvrages, les ingénieurs ont cherché des matériaux capables d'assurer la résistance structurelle tout en minimisant le coût global de l'ouvrage. C'est dans ce cadre que les constructions métalliques sont devenues l'un des éléments clés de l'industrie de la construction en raison de leur résistance, leur durabilité, leur légèreté et leur flexibilité de conception.

Les fermes métalliques sont largement utilisées dans la construction d'entrepôts, de hangars, de centre commerciaux et d'autre bâtiments industriels pour leur résistance, leur durabilité et leur capacité à supporter des charges importantes. L'un des principaux défis dans la conception de ferme métalliques est de trouver le compromis idéal entre les portées des éléments, les types de treillis et profilé à utiliser dans la structure, et la quantité de matériau utilisée pour minimiser les coûts de construction tout en garantissant la sécurité et la stabilité de la structure. Dans ce contexte, le présent travail vise à étudier l'optimisation de la conception

d'une ferme métallique en fonction des portées des éléments, des types de treillis et profilés, et son application à un entrepôt en particulier.

L'étude d'optimisation de la conception d'une ferme métallique pour un entrepôt en fonction des portées des éléments, des types de treillis et profilés nécessite une approche multidisciplinaire pour assurer une utilisation efficace de l'espace et une sécurité structurelle suffisante. C'est dans cette optique que l'on peut se demander :

- Comment les différentes configurations structurelles, portées des éléments, types de treillis et types de profilés, affectent-elles la capacité de la ferme métallique à supporter des charges importantes ?
- Comment la conception de la ferme métallique peut-elle être optimisée pour minimiser les coûts de construction tout en garantissant la sécurité et la stabilité de la structure ?

Les réponses à ce questionnement peuvent anticipativement être formulées de la manière suivante :

- Les différentes configurations structurelles affecteraient la capacité de la ferme métallique de par les efforts intérieurs qu'ils introduisent dans les éléments de la ferme ;
- La conception de la ferme métallique pourrait être optimisée pour minimiser les coûts de construction tout en garantissant la sécurité et la stabilité de la structure en choisissant les configurations qui minimisent les efforts intérieurs dans les barres avec moins de quantités de matériaux.

L'objectif de ce travail est de proposer une approche méthodologique pour optimiser la conception de fermes métalliques de manière à minimiser les coûts de construction tout en garantissant la sécurité et la stabilité de la structure.

D'une manière spécifique, ce travail cherche à :

- Etudier l'impact de la configuration d'une ferme sur ses capacités à supporter les charges auxquelles la ferme est soumise ;
- Optimiser la conception de la ferme métallique en fonction des portées des éléments et des types de treillis et des types de profilés ;
- Evaluer les résultats de l'optimisation en termes de coût, de poids et de performance de la ferme métallique, en comparant les différentes configurations et en recommandant la solution optimale.

L'importance et la pertinence de cette étude sont liées à sa contribution à l'amélioration des processus de conception et de construction de structures métalliques, tout en permettant de réaliser des économies significatives en matière de coûts et de temps de construction.

Le domaine de construction des structures métalliques étant très vaste, le présent travail s'axe sur l'optimisation de la ferme en fonction des portées et du type de fermes choisi.

La démarche générale de vérification de nos hypothèses et passée premièrement par une recherche documentaire, puis d'une modélisation de la structure métallique, d'une analyse et dimensionnement de la structure avec la méthode des éléments finis au travers le logiciel de calcul *Robot structure Analysis* et en fin de l'optimisation à l'aide de la méthode heuristique combinatoire. L'utilisation des normes européennes EN 1991 et EN 1993 s'est avérée indispensable pour l'évaluation des charges ainsi que le dimensionnement [3].

Hormis l'introduction et la conclusion générale, le présent travail a été subdivisé en trois chapitres, dont :

- ❖ Chapitre premier : généralités sur les constructions métalliques, les fermes métalliques, l'optimisation des structures et des entrepôts ;

- ❖ Chapitre deuxième : Méthodologies de conception et dimensionnement des fermes métalliques et d'optimisation en fonction des portées ;
- ❖ Chapitre troisième : présentation et discussions des résultats.

# Chapitre 1

## GÉNÉRALITÉS

### 1.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous abordons plusieurs aspects essentiels, notamment la revue de la littérature sur les structures métalliques, en mettant particulièrement l'accent sur les fermes métalliques. Également, nous examinons les stratégies d'optimisation des structures métalliques, et enfin, nous présentons des informations générales sur les entrepôts.

### 1.2 Constructions métalliques

Les constructions métalliques sont très largement utilisées dans les bâtiments et ouvrages les plus différents. La forme constructive d'un ouvrage est déterminée par l'ensemble de ses principaux éléments : poutres, fermes, poteaux etc. C'est au stade du projet qu'on donne une forme optimale à l'ouvrage et à chacun de ses éléments [4]. Les constructions métalliques présentent certains avantages et inconvénients par rapport aux autres matériaux de construction et ils possèdent un domaine d'utilisation plus ou moins spécifique dans les constructions. Il est à noter aussi que le choix des aciers (la nuance, la qualité et le profilé) constitue une étape importante dans un projet de construction métallique.

#### 1.2.1 Historiques [5]

On entend par construction métallique un assemblage de pièces en métal.

Par rapport aux constructions métalliques, nous pouvons retenir les records historiques suivants :

- Le premier ouvrage construit en acier fut un arc de 30 m de portée réalisé en Angleterre entre 1777 et 1779 ;

- En 1780-1820 : Un grand nombre de ponts en utilisant la fonte a été réalisé ;
- Au début de 1840 le fer forgé a remplacé la fonte et le premier pont important, au pays de Galles a été réalisé ;
- Aux environs de 1870 les premiers profilés en forme de I ont été réalisés.

Jusqu'à 1993, la conception et le calcul des constructions métalliques étaient régis par différentes réglementations, entre autres :

- Les règles de calcul des constructions en acier, dites règles CM 66 ;
- Le titre V du fascicule 61 du cahier des prescriptions communes ;
- Les normes NF ;
- L'additif 80.

Depuis 1993, une nouvelle réglementation européenne est entrée en vigueur et impose, en remplacement de ces divers et précédents textes, un code unique : l'Euro code 3. En Algérie, les règles CCM97 sont appliquées depuis 1997.

## **1.2.2 Avantages et inconvénients de la construction métallique**

Les avantages et inconvénients des constructions métalliques sont les suivants [5] :

### **1.2.2.1 Avantages**

Les avantages des constructions métalliques sont mes suivantes :

- Résistance mécanique : résistance élevée à la traction permettant des portées et hauteurs importantes et possibilité d'adaptation plastique pour une plus grande sécurité.
- Industrialisation totale : possibilité de préfabrication ;

- Transformation ou modification ;
- Possibilités architecturales : des formes architecturales plus élaborées avec des portées plus importantes.
- Récupération après mise hors service ;
- Meilleure résistance au séisme du fait de la ductilité de l'acier ;

### 1.2.2.2 Inconvénients

Ils sont les suivantes :

- Prix élevé (concurrentiel avec le béton armé pour les grandes portées) ;
- Mauvaise tenue au feu ce qui implique des mesures de protection onéreuses.
  - Solution : application des peintures spéciales et application d'un isolant pour freiner la transmission du feu comme le plâtre, association de l'acier au béton.
- Corrosion : apparition en surface des couches de rouille (la rouille est un oxyde engendré par l'humidité de l'atmosphère) ;
  - Solution : - Peintures anti- rouille.

### 1.2.3 Domaines d'utilisations des constructions métalliques

L'utilisation des constructions métalliques se partage en domaines suivants [4] :

- Bâtiments industriels** : les bâtiments industriels peuvent être construits par construction composite au par construction entièrement métallique. Les bâtiments de grandes hauteurs, grandes portées et dans lesquels travaillent des ponts roulants supportant des grandes charges sont construits en métal. La Figure 1- 1 présente le montage de l'ossature du bâtiment industriel.



**Ponts et estacades :** les constructions sous forme de poutre, d'arc, en suspendu et autre s'appliquent dans les constructions des ponts de chemins de fer et dans les constructions des différentes estacades. La Figure 1- 3 présente un pont suspendu à travée.



Figure 1- 3. Pont suspendu à travée [4]

- c. **Constructions métalliques en tôle :** les constructions métalliques en tôle se réalisent pour les réservoirs, gazomètres, silos, conduites à grand diamètre et autre construction en tôle métallique pour les entreprises de produits chimiques du domaine pétrolier du gaz ;
- d. **Tours et mâts :** les tours et mâts en métal s'appliquent pour la radiocommunication et pour la télécommunication, dans les services géodésiques, dans les lunettes, cheminées et conduits. La Figure 1- 4 présente une tour de télévision

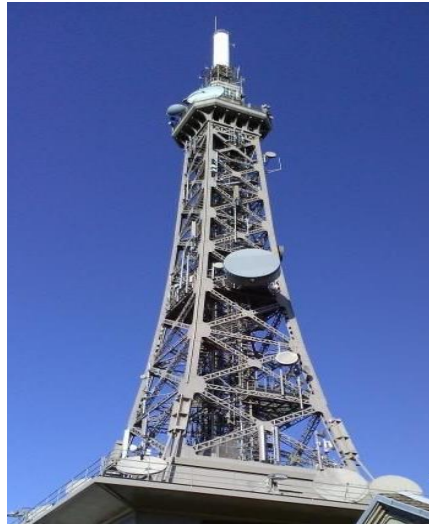


Figure 1- 4. Tour de télévision [4]

- e. **Ossatures des Bâtiments à plusieurs étages** : les bâtiments civils à plusieurs étages sont en général construits en ossature métalliques. La Figure 1- 5 présente l'ossature de l'université à Moscou qui est un bâtiment civil à plusieurs niveaux.

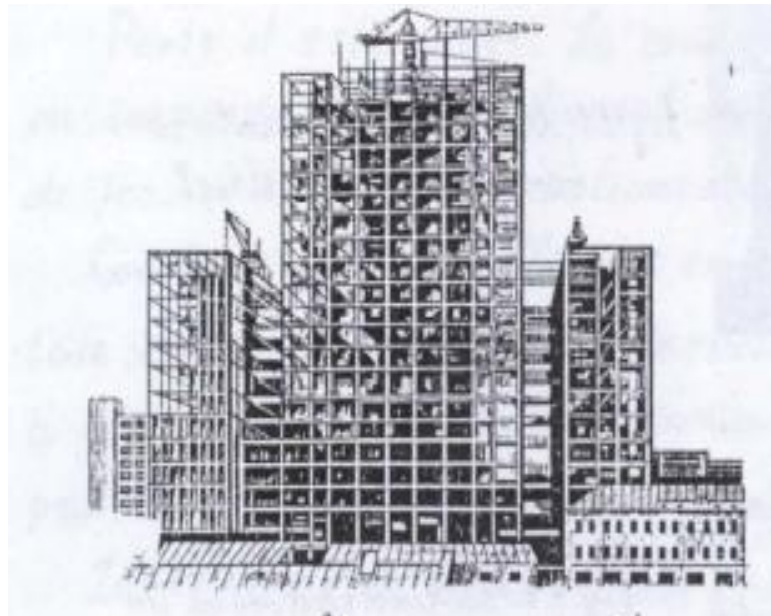


Figure 1- 5. Ossatures de l'université à Moscou [4]

- f. **Autres constructions** : où les constructions métalliques sont appliquées ses sont les constructions des stations d'énergies atomiques des radiotélescopes, les constructions de tremplins de ski etc. la Figure 1- 6 présente un radiotélescope à diamètre de 64 m.

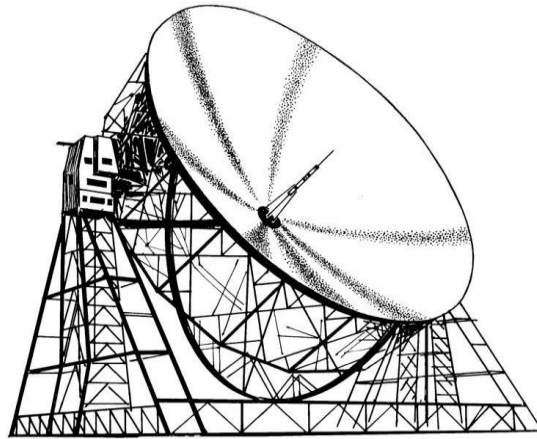


Figure 1- 6. Radiotélescope à diamètre de 64 m [4]

## 1.2.4 Critères de choix des aciers en constructions métallique

Le choix des aciers en construction métallique implique celui de la nuance, de la qualité, ainsi que du profilé et du type d'assemblages. Aussi une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception, son dimensionnement que lors de son exécution [6]. Ceci renvoi à une présentation du comportement mécanique.

### 1.2.4.1 Comportement mécanique de l'acier

L'acier possède de très bonnes capacités de résistance lorsqu'il est soumis à la traction. En effet les valeurs de la limite d'élasticité et de la résistance à la traction de ce matériau sont très élevées. En compression, le comportement de l'acier est identique au comportement en traction, mis à part les phénomènes d'instabilité éventuels. La densité de l'acier étant élevée, le concepteur doit au mieux éviter tout excès de matière qui augmente le poids propre de la structure de façon non économique. Ceci implique une organisation de la matière en ossature

formé de fines barres métallique, c'est-à-dire en squelette privilégiant la légèreté structurale. Le profilé composant les structures en acier a donc des parois minces et phénomènes d'instabilité prévalent lors d'efforts de compression, pouvant conduire à la ruine bien avant que les sollicitations s'atteignent la résistance ultime à la compression pure. Par conséquent, il faut utiliser au maximum la résistance à la traction de l'acier [7]

La Figure 1- 7 présente l'allure générale de la relation contrainte-déformation spécifique d'une éprouvette en acier de construction obtenu par un essai de traction effectuée par allongement contrôlé. On peut distinguer quatre domaines [6] :

- **Domaine élastique (1)** : Il s'agit de la zone dans laquelle la déformation est proportionnelle à la contrainte (loi de Hooke). Dans ce domaine, on peut admettre que le diagramme est une ligne droite définie par l'équation :  $\sigma = E\varepsilon$

Avec :  $\sigma$  la contrainte, E le module d'élasticité et  $\varepsilon$  la déformation spécifique.

- **Palier d'écoulement (2)** : Il correspond à la zone dans laquelle le matériau se déforme sans augmentation de la contrainte. Cette zone se situe juste après le domaine élastique. Si on relâche la force, la décharge se fait élastiquement et le matériau, bien que revenant partiellement en place, conserve une déformation permanente.
- **Domaine d'écrouissage (3)** : après le palier d'écoulement, il faut à nouveau augmenter la sollicitation pour accroître la déformation. La limite supérieure de la zone d'écrouissage est appelée *résistance à la traction* de l'acier  $f_u$ . La déformation spécifique à la résistance à la traction est notée  $\varepsilon_u$ . Tout comme pour la limite d'élasticité, on devrait parler de résistance maximale  $R_m$  à la résistance à la traction  $f_u$

- **Domaine de la striction (4) :** le domaine de la striction correspond à la réduction localisée de la section de l'éprouvette amenant la rupture du matériau, survenant pour des déformations locales supérieures à  $\epsilon_u$ . L'allongement de rupture est noté  $\epsilon_r$ .

Les domaines (2), (3) et (4) forment ensemble le domaine de comportement plastique du matériau.

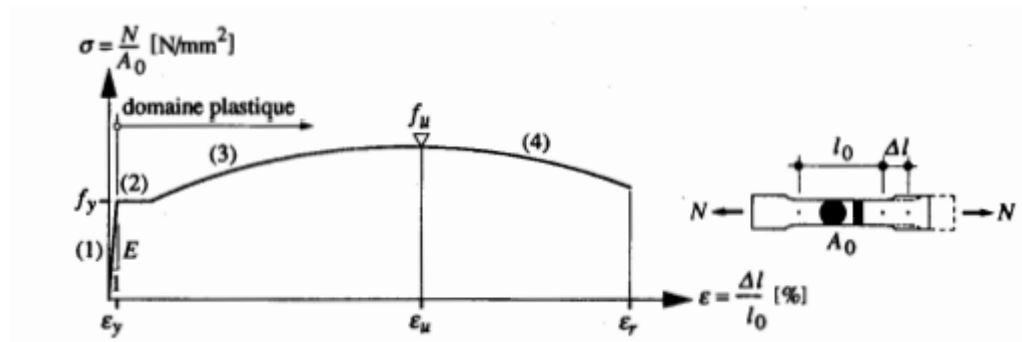


Figure 1- 7. Allure générale de la relation contrainte-déformation spécifique de l'acier de construction [6]

#### 1.2.4.2 Choix de la nuance

Il s'agit essentiellement, à travers ce choix, de fixer le niveau de la limite d'élasticité, appelée à servir de référence dans la conduite des calculs de dimensionnement. Le plus souvent, on recherche le niveau le plus élevé possible puisque la réduction de poids qui en résulte permet [5] :

- Une économie directe sur les coûts de matière ;
- Une mise en œuvre plus aisée en atelier ;
- Une amélioration des conditions de transport et de montage.

Il va de soi que des facteurs limitatifs importants interviennent dans l'augmentation des caractéristiques mécaniques. Très fréquemment, le respect des critères de déformation régit le dimensionnement des ossatures métalliques et non le niveau de contrainte. De plus, l'augmentation de flexibilité de la structure qui accompagne celle des contraintes conduit à aggraver les effets dynamiques éventuels, comme ceux dus au vent, et rend aussi plus pénalisants les critères de résistance des éléments soumis aux différents phénomènes d'instabilité [5].

Les aciers normalisés sont définis par la norme EN 10025, dans cette norme, on retrouve [5] :

- La nuance des aciers qui est en fonction des caractéristiques mécaniques : la limite d'élasticité garantie  $f_y$ , l'allongement à la rupture  $\epsilon_r$ , la limite de rupture  $f_u$  ;
- La qualité des aciers : risques de rupture fragile (résilience) ;

Des valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité  $f_y$  et celles de la résistance à la traction  $f_u$  pour trois nuances d'aciers courantes sont données dans le Tableau 1- 1 :

Tableau 1- 1. Valeurs nominales de  $f_y$  et de  $f_u$  [6]

| Caractéristiques mécaniques des profilés en fonction de leur épaisseur<br>$t$ | Nuance des aciers |              |              |
|---|-------------------|--------------|--------------|
|   | <b>S.235</b>      | <b>S.275</b> | <b>S.355</b> |
| <b>Limites élastique <math>f_y</math> (MPa)</b>                               | 235               | 275          | 355          |
| $t \leq 16$ mm  | 225               | 265          | 345          |
| $16 \leq t \leq 40$ mm  | 215               | 255          | 335          |
| $40 \leq t \leq 63$ mm  |                   |              |              |

|  |         |         |         |
|--|---------|---------|---------|
| <b>Contraintes de rupture en traction</b>              | 360/510 | 430/580 | 510/680 |
| <b>fu (MPa)</b>  | 340/470 | 410/560 | 490/630 |
| $t \leq 3 \text{ mm}$                                  |         |         |         |
| $3 \leq t \leq 100 \text{ mm}$                         |         |         |         |
| <b>Allongement minimal moyen <math>\epsilon</math></b> | 18%     | 15%     | 15%     |
| $t \leq 3 \text{ mm}$                                  | 23%     | 19%     | 19%     |
| $3 \leq t \leq 150 \text{ mm}$                         |         |         |         |

### 1.2.4.3 Choix de la qualité

Pour une structure donnée, le choix d'une qualité d'acier doit faire intervenir différents paramètres, dont notamment [5] :

- La température minimale de service de l'ouvrage,
- L'épaisseur maximale des pièces constitutives de la structure,
- La nuance d'acier prévue,
- Le niveau des contraintes de traction subies par la structure,
- La nature des sollicitations du point de vue de leur vitesse d'application, ...

#### 1.2.4.4 Caractéristiques et destination des profilés usuels

Les profilés sont obtenus par laminage à chaud et leurs caractéristiques sont normalisées. Ils sont répertoriés sur catalogues. On trouve [5] :

- a) **Poutrelles en I** : sont utilisées le plus souvent pour travailler à la flexion simple ou déviée.

Il existe :

- **IPN** (I profilé Normalisé) : la face intérieure des ailes est inclinée de 14% sur la face extérieure ;
- **IPE** (I profilé Extra-léger) : les faces intérieures des ailes sont parallèles aux faces extérieures. La Figure 1- 8 présente un type de profilé en I.

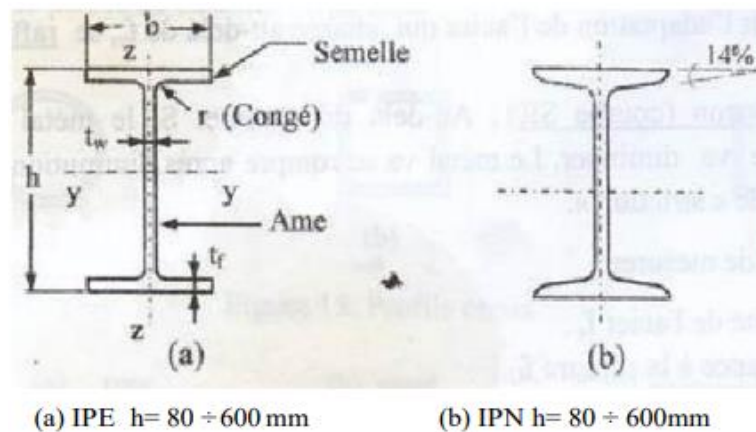


Figure 1- 8. Poutrelle en I [5]

- b) **Poutrelles en H** : leur section s'inscrit dans un carré  $h \approx b$

Elles sont utilisées pour résister au flambement ou flambement avec flexion (poteaux, diagonales des palées de stabilité ...). Ils se divisent en trois catégories :

- **HEA** (à ailes et âmes amincies) ;

- **HEB** (normalisées) : elles correspondent aux anciennes HN ;
- **HEM** à ailes et âmes renforcées.

**Poutrelles en U** : ces profilés résistent bien à la flexion, c'est pourquoi on les emploie, par exemple, pour constituer les pannes et les lisses de couverture d'un bâtiment industriel. En plus, ils sont utilisés comme diagonales de contreventement (en double) ou encore comme éléments formant un poteau à treillis. La

c) Figure 1- 9 présente une tourelle en U.



Figure 1- 9. Poutrelle en U [5]

**d) Cornières et les tés** : les cornières à l'ailes égales et inégales sont utilisées pour constituer les éléments suivants :

- Barre triangulées : poutres à treillis, diagonales de contreventement ;
- Moyen d'assemblage ou de fixation.

La Figure 1- 10 présente des images des cornières à ailes égales et inégales en (a), des cornières utilisées comme palées de stabilité en (b) et d'une cornière utilisée comme moyen d'assemblage en (c).

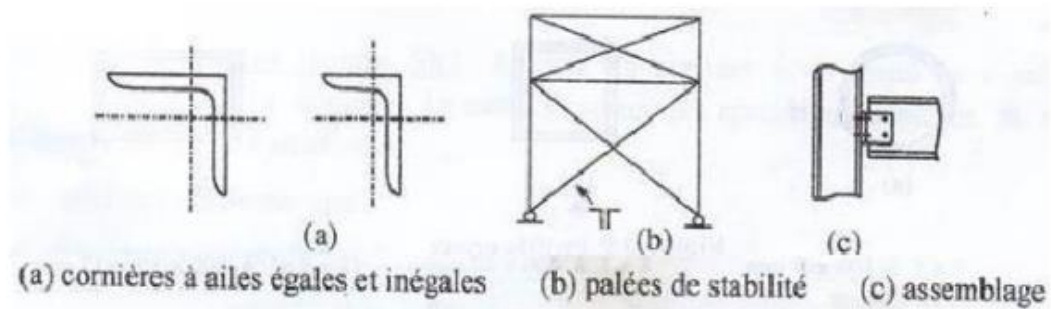


Figure 1- 10. Utilisation des cornières [5]

Les tés à ailes égales et inégales sont utilisés généralement dans les poutres à treillis (fermes) où ils représentent les membrures et inférieures. La Figure 1- 11 présente un profilé en T a ailes égales en (a) et une poutre en treillis avec les membrures inférieure et supérieure en profilée en T.

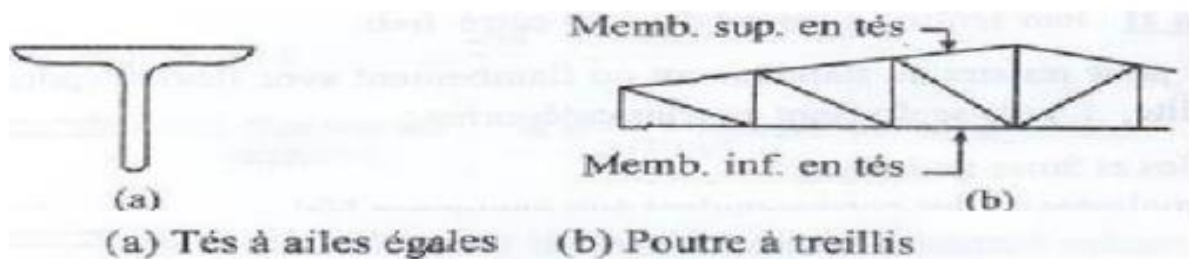


Figure 1- 11. Profil en Té [5]

- e) **Tôles et larges plats** : les tôles sont généralement utilisées comme plaque d'assise pour les poutres et poteaux ou comme moyen d'assemblage dans les différents systèmes (poutre à treillis, contreventement, ...) et peuvent aussi être utilisées pour constituer les poutres P.R.S. la Figure 1- 12 présente le schéma d'une Tôle

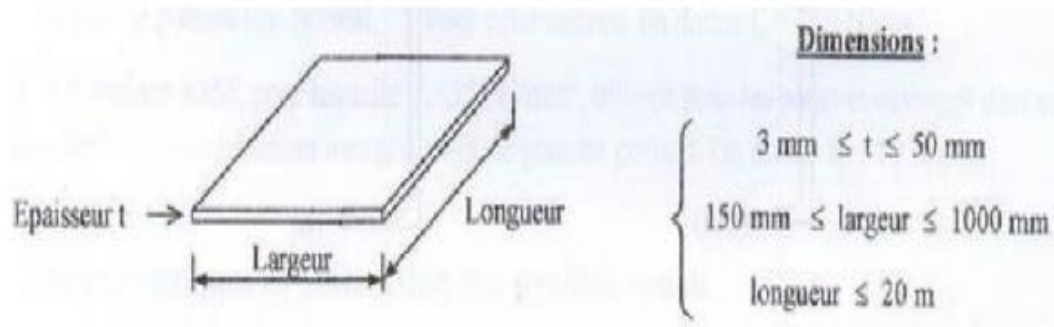


Figure 1- 12. Tôles [5]

f) **Profils creux** : Ils sont généralement utilisés pour constituer les éléments suivants :

- Poteaux : types rond, carré ou rectangulaire ;
- Poutres à treillis : types rond ou carré ;
- Diagonales des palées de stabilité : type rond.

La Figure 1- 13 présente les schémas d'un profilé creux rond en (a), carré en (b) et rectangulaire en (c)

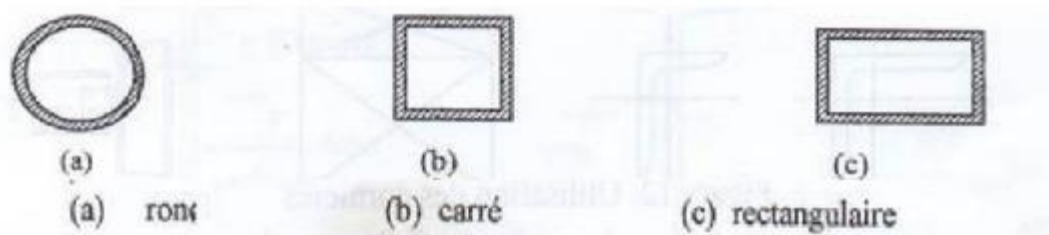


Figure 1- 13. Profils creux [5]

#### 1.2.4.5 Moyens d'assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion [8].

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièce individuelle, qu'il convient d'assembler [8] :

- Soit bout à bout (éclissage, raboutages) ;
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages [8] :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants ;
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

Les principaux modes d'assemblage sont [8] :

- Le rivetage ;
- Le boulonnage ;
- Le soudage ;
- Le collage.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et/ou adhérence. Le premier correspond au cas des boulons ordinaires, non précontraints, dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnement en cisaillement et le second au cas de transmission des efforts

s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

## 1.3 Fermes métalliques

Une ferme est une poutre généralement triangulée, dont la membrure supérieure, à simple ou double inclinaison, règle la pente d'une toiture. Avec les pannes qu'elle supporte, la ferme constitue le principal de l'ossature des combles d'un édifice [5]. Elle est, elle-même, constituée de plusieurs éléments et il en existe plusieurs types avec certains facteurs sur bases desquels l'on réalise leur conception.

### 1.3.1 Terminologies et éléments constitutifs de la ferme

Dans ce paragraphe, nous allons présenter la terminologie les différents éléments constitutifs non seulement de la ferme mais aussi de la charpente et des autres éléments structuraux pour une meilleure compréhension de la suite [5] :

- **Aiguille** : Tige ou barre travaillant à la traction et supportant en son centre le tirant de certaines fermes ;
- **Appentis** : toiture à une seule pente adossée à un mur ou à un bâtiment par son bord supérieur (faîtage) et dont le bord inférieur est soutenu par une sablière ou des poteaux ;
- **Arbalétrier** : membrure supérieure de la poutre triangulée appelée ferme qui, dans un comble, supporte les pannes et les autres éléments de la toiture ;
- **Arêtier** : pièce de charpente lacée sous l'arête (intersection de 2 versants) et sur laquelle s'assemblent les autres éléments de la charpente.
- **Auvent** : partie de la toiture d'une halle débordant largement à l'extérieur de la ligne des poteaux supports.

- **Brisure** : changement de direction affectant une barre dans un système de construction quelconque ;
- **Chéneau** : canal disposé en bas de pente des toitures et servant à recueillir les eaux de pluie et à les diriger vers les tuyaux de descente ;
- **Comble** : partie supérieure (faîte) d'un bâtiment. Volume situé sous les versants de la toiture ;
- **Groupe** : versant de toiture permettant de renvoyer les eaux sur les chéneaux ou les gouttières implantées sur toute la périphérie d'un bâtiment ;
- **Contreventements** : dispositif assurant la stabilité d'un bâtiment, d'une ossature et s'opposant à la déformation, au déversement ou au renversement des constructions sous l'action de forces horizontales ;
- **Diagonale** : barre placée en diagonale dans les panneaux d'une poutre en treillis ou d'une construction triangulée en général ;
- **Echantignolle** : sorte d'équerre en fer plat plié servant à assujettir une panne sur un arbalétrier ;
- **Empannons** : pièce destinée à diviser en plusieurs portées intermédiaires l'intervalle entre 2 fermes, de manière à réduire la section des pannes ;
- **Entrait** : membrure inférieure d'une ferme dans un comble à deux ou plusieurs pentes ;
- **Faîtage** : arrête longitudinale formée au sommet d'une toiture par la rencontre des deux versants ;
- **Ferme** : poutre généralement triangulée, dont la membrure supérieure, à simple ou double inclinaison, règle la pente d'une toiture. Avec les pannes qu'elle supporte, la ferme constitue le principal de l'ossature des combles d'un édifice ;

- **Gousset** : pièce de tôle plane, sur laquelle viennent s'assembler plusieurs barres convergentes ;
- **Lattis** : pièce métallique, généralement en cornière, fixe sur les chevrons parallèlement au faîtage et supportant une rangée de tuiles ;
- **Montant** : toute barre, entrant dans la composition d'une charpente métallique en treillis et joignant les membrures dans une direction perpendiculaire à l'une au moins de ces membrures ;
- **Nœud** : point où concourent deux ou plusieurs barres d'une ossature en assemblage commun ;
- **Panne** : poutre reliant les fermes dans un comble et reportant sur celle-ci les charges et surcharges transmises directement par les éléments de la couverture ;
- **Planchers** : sont des aires horizontales destinées à séparer les étages d'une construction ;
- **Poinçon** : montant central d'une ferme en treillis à pentes ;
- **Poteau** : élément vertical d'une ossature collectant les charges et surcharges des poutres qui s'y attachent et reportant sur l'infrastructure ou les fondations de la construction ;
- **Sablière** : panne située à la partie basse d'un versant de toiture près du chéneau ;
- **Solivage** : ensemble de solives composant l'ossature d'un plancher ;
- **Toiture** : partie supérieure d'un bâtiment. Ensemble de tous les éléments qui ont pour fonction de supporter la couverture ;
- **Versant** : plan incliné d'une toiture.

La Figure 1- 14 présente les éléments qui constituent généralement la charpente métallique.

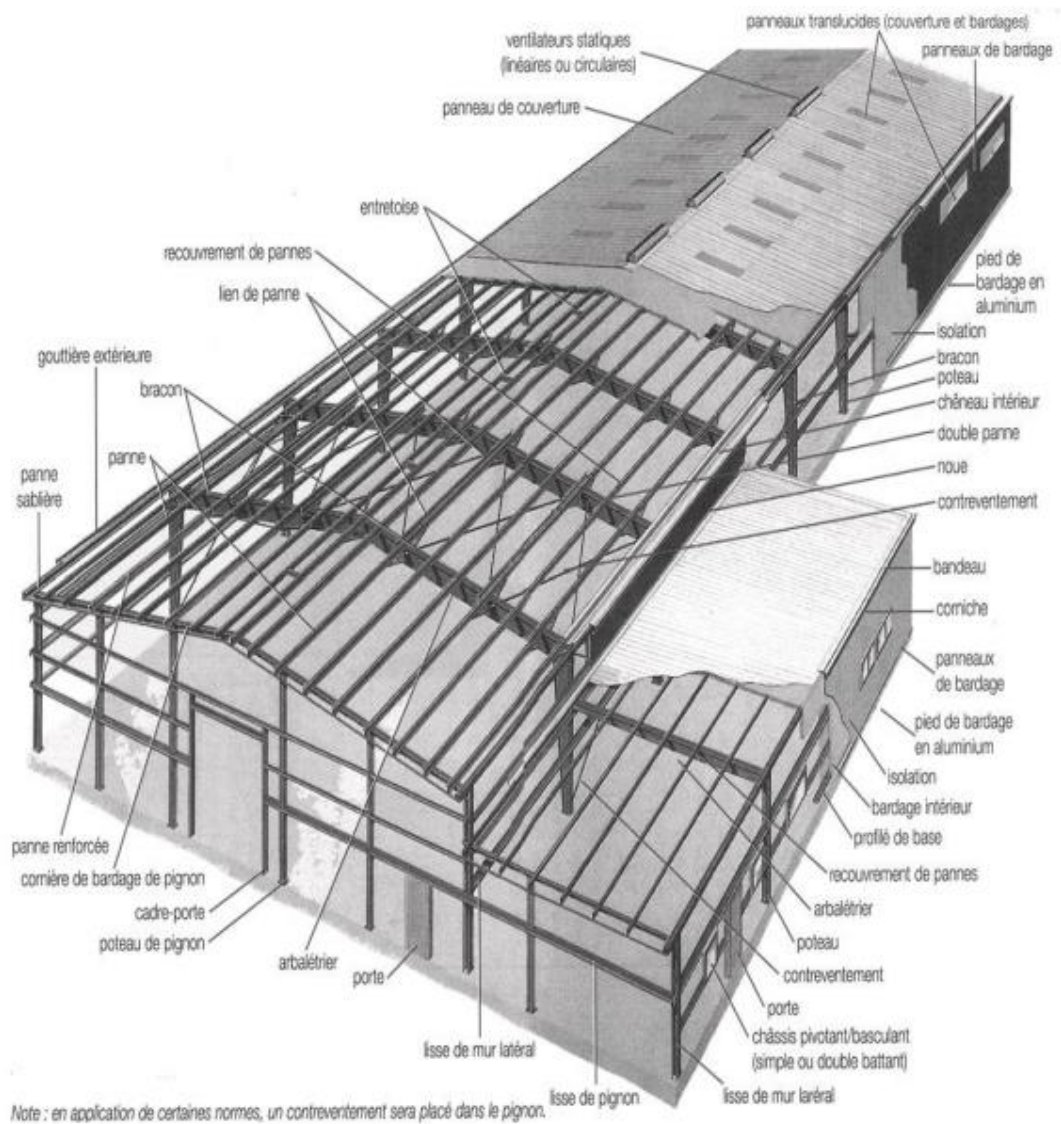


Figure 1- 14. Eléments de charpente métallique [5]

Pour ce qui est des structures en treillis, comme pour le cas ferme métallique, la Figure 1- 15 nous en présente un cas.

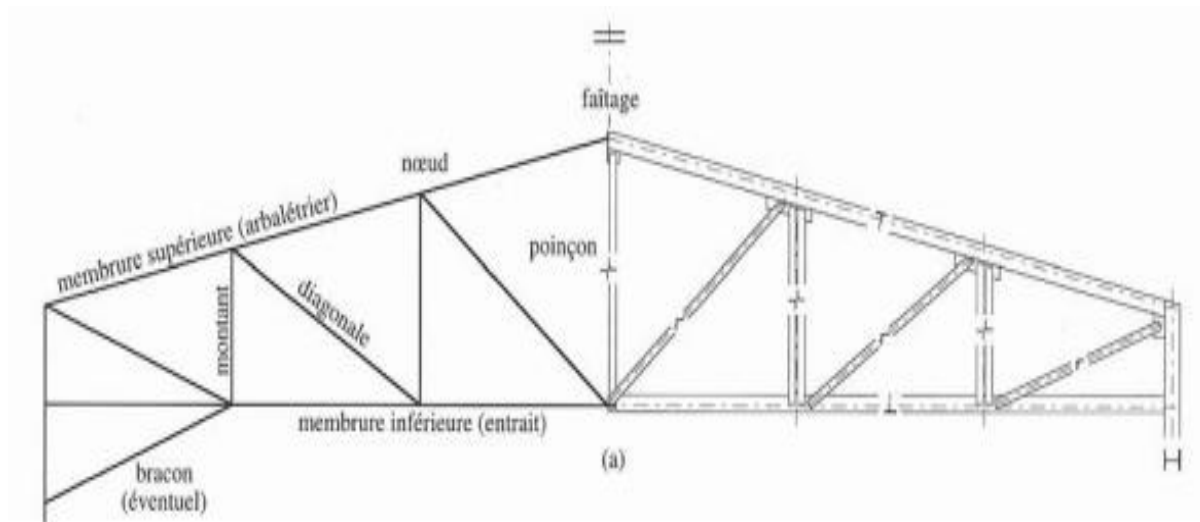


Figure 1- 15. Structure en treillis [5]

### 1.3.2 Types des fermes

On distingue plusieurs types de poutres à treillis.

Suivant leur forme géométrique, on a par exemple des treillis à membrures parallèles, des poutres triangulaires, trapézoïdales ou paraboliques (voir Figure 1- 16).

Suivant la position des barres, on peut réaliser différents systèmes de treillis : treillis doubles (en croix de St-André), simple (avec une seule diagonale entre montants, ou sans montant (voir Figure 1- 17) Pour des grandes portées, on peut être amené à réaliser un treillis secondaire dans le but de diminuer la longueur de flambage des barres comprimées ou pour reprendre des charges concentrées appliquées entre les nœuds du treillis principal (voir Figure 1- 18) [6].

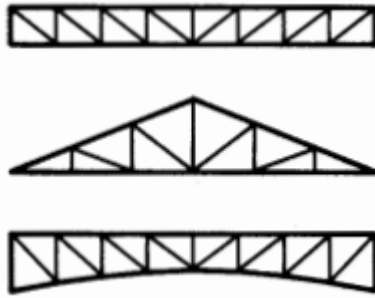


Figure 1- 16. Formes des poutres à treillis [6]

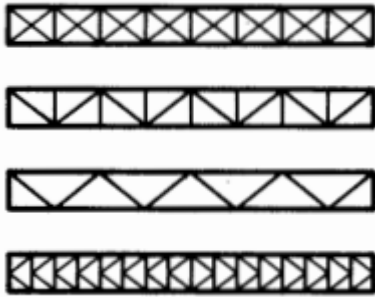


Figure 1- 17. Différents types de poutres à treillis [6]

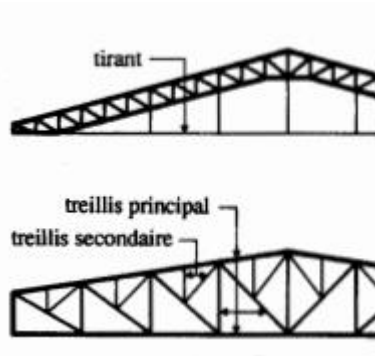


Figure 1- 18. Grandes portées (> 20 m) [6]

Pour ce qui est des types de treillis que peuvent constituer les fermes, 3 types sont généralement utilisé à savoir [9] :

- ❖ **Les treillis Pratt** : dans ce treillis, les éléments diagonaux sont en tension pour les charges de gravité. Ce type de ferme est utilisé là où les charges de gravité sont prédominantes. La Figure 1- 19 présente un treillis Pratt.

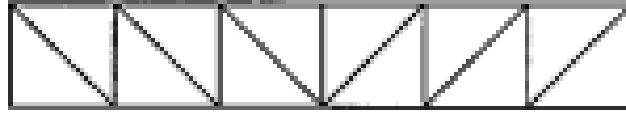


Figure 1- 19. Treillis Pratt [9]

- ❖ **Les treillis Howe** : dans ce treillis, les éléments diagonaux sont en tension pour les charges de soulèvement. Ces types de ferme est utilisé là où les charges de soulèvement sont prédominantes, comme les bâtiments ouverts. La Figure 1- 20 présente un treillis Howe.

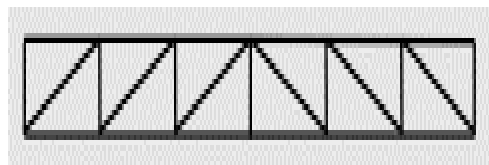


Figure 1- 20. Treillis Howe [9]

- ❖ **Treillis Warren** : dans ce type de treillis, les éléments diagonaux sont alternativement en traction et en compression. Ce type de treillis est également utilisé pour la poutre horizontale du portiques/grue poutres. La Figure 1- 21 présente un treillis Warren.

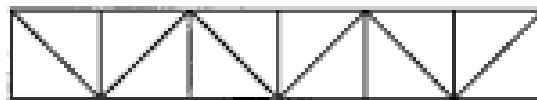


Figure 1- 21. Treillis Warren [9]

Hormis ces trois types de treillis, il existe d'autres types de treillis comme ceux en X [9] :

- Si les éléments diagonaux sont conçus pour résister à la compression. Le treillis en X est une **superposition de deux treillis Warren** ;
- Si la résistance des éléments diagonaux à la compression est ignorée, le comportement est le même qu'un Pratt.

Cette forme de treillis est plus communément utilisée pour les poutres à vent, où les membres diagonaux sont très longs. La Figure 1- 22 présente un treillis X.

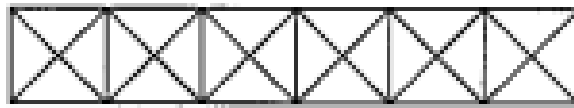


Figure 1- 22. Treillis en X [9]

Il est possible d'ajouter des membres secondaires afin de créer des points de chargement intermédiaires ou limiter la longueur de flambement de éléments en compression (sans influencer le comportement global de la structure) ; voir la Figure 1- 23

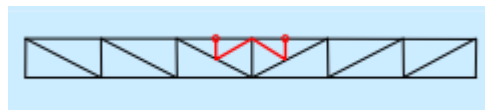


Figure 1- 23. Ajout de membre secondaire dans le treillis [9]

**Note** : les fermes à treillis *Pratt et Warren* sont utilisées pour des grandes portées, dans la **gamme de 20 à 100 m**.

## 1.4 Optimisation des structures

L'étymologie du mot optimisation, vient du verbe anglais *to optimise* consistant à rendre le fonctionnement d'un système le plus favorable possible, et de nos jours, l'optimisation intervient dans presque tous les domaines de sciences de l'ingénieur. Elle a par exemple pour cadre soit l'amélioration de l'existant par modification des paramètres vis-à-vis de nouveaux objectifs ou limitations, soit l'émergence de nouvelles conceptions par l'optimisation de dimensions, de forme ou de topologie. Autrement dit, elle consiste à déterminer la meilleure forme, les meilleures propriétés internes et/ou meilleures conditions de travail d'une structure obéissant à des meilleures propriétés produisant ainsi un extremum (soit minimum ou maximum) d'une quantité choisie caractérisant la structure [11].

### 1.4.1 Problème

L'optimisation des structures a pour but de maximiser au moins une performance structurale donnée, tout en satisfaisant à un certain nombre de restrictions assurant la faisabilité de la conception et le respect du cahier des charges. La fonction objective et les contraintes correspondent à des réponses structurales représentant le poids de la structure, sa raideur ou encore le maximum des tensions équivalentes rencontrées en tous points du solide. Les variables de conception sont choisies comme étant l'épaisseur de membres structuraux, certains paramètres définissant la géométrie de la pièce à concevoir, ou encore des caractéristiques du matériau comme les orientations des fibres dans chaque pli d'une structure en matériau composite [12].

### 1.4.2 Catégories d'optimisation

Les classes d'optimisation sont scindées arbitrairement en trois grandes familles classées historiquement par ordre de difficulté et de généralité [11] :

### **1.4.2.1 Optimisation de dimensionnement**

L'optimisation dimensionnelle consiste à faire varier la variable  $x$  liée à la géométrie de conception (variable de dimensions). Aucune modification de forme ou de topologie n'est alors appliquée. Elle est ainsi dépendante d'une forme de pièce initiale définie préalablement par l'utilisateur, l'application de l'optimisation dimensionnelle intervient souvent pour affiner la conception. Par conséquent l'opération de remaillage n'est pas indispensable.

### **1.4.2.2 Optimisation de forme**

Contrairement à l'optimisation dimensionnelle, l'optimisations de forme permet d'apporter des changements dans la forme initiale. La topologie qui reste fixe tous au long du processus d'optimisation est un paramètre fondamental d'entrée. L'optimisation de forme modifie la représentation paramétrique des frontières du domaine. Par conséquent en raison de la modification de la géométrie de la pièce pendant le processus d'optimisation, le remaillage automatique de modèles d'éléments finis est alors exigé rendant l'utilisation de l'optimisation délicate et coûteuse de point de vue temps.

### **1.4.2.3 Optimisation topologique**

Deux formes ont la même topologie si on peut passer de l'une à l'autre par une déformation continue.

L'optimisation topologique, permet de contrôler non seulement la géométrie, mais aussi la topologie de la structure. Elle consiste à une modification fondamentale de la nature de l'objet en termes de nombre et de position des composantes des domaines. Les variables de conception deviennent de variable logique informant sur la présence ou absence de la matière dans une position donnée du domaine. L'optimisation se ramène dans ce cas à la recherche de la distribution optimale de matière dans le domaine en éliminant de la matière dans les endroits du domaine ne respectant pas les fonctions objectives. L'avantage majeur de cette méthode réside dans le fait qu'aucune information initiale sur la topologie de la forme optimale n'est à donner. La Figure 1- 24 présente les trois catégories d'optimisation.

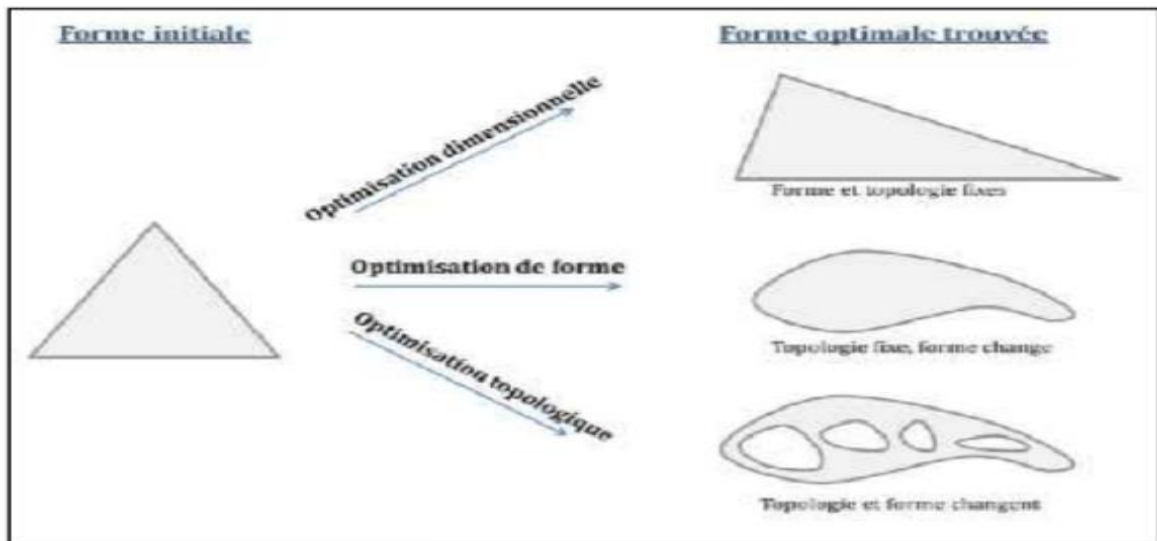


Figure 1- 24. Les trois catégories d'optimisation structurelle [11]

### 1.4.3 Méthodes d'optimisation

Il existe des méthodes d'optimisation des structures qui sont utilisées pour trouver la forme et la taille optimales des structures. Les plus couramment utilisées sont [12] :

#### 1.4.3.1 Méthode des contraintes équivalentes

Cette méthode consiste à remplacer la forme originale de la structure par une forme équivalente plus simple, tout en conservant les mêmes contraintes et déformations. Cette forme équivalente est ensuite optimisée pour minimiser le poids de la structure.

La méthode des contraintes équivalentes est souvent utilisée pour les structures simples, telles que les poutres et les colonnes, et elle peut permettre de réduire le poids de la structure jusqu'à 30%. Cependant, elle ne prend généralement pas en compte les effets de la géométrie complexe de la structure et peut donc ne pas être adaptée pour des structures plus complexes.

#### **1.4.3.2 Méthode de la topologie**

Cette méthode consiste à déterminer la forme optimale de la structure en éliminant progressivement les zones de matériau qui ne sont pas nécessaires pour supporter les charges appliquées. Cette méthode est souvent utilisée pour concevoir des structures légères et complexes telles que les coques de navires et les structures en treillis.

Cette méthode peut permettre de réduire considérablement le poids de la structure tout en maintenant sa résistance et sa durabilité.

#### **1.4.3.3 Méthode des éléments finis**

Cette méthode consiste à diviser la structure en petits éléments finis et à résoudre les équations pour chaque élément. Cette méthode permet de trouver la forme et la taille optimales de la structure tout en prenant en compte les contraintes, les déformations et les charges appliquées.

La méthode des éléments finis est largement utilisée pour l'analyse des structures et est souvent utilisée pour l'optimisation des structures. Elle permet de prendre en compte les effets de la géométrie complexe de la structure.

#### **1.4.3.4 Méthode de la programmation mathématique**

Cette méthode consiste à formuler le problème d'optimisation comme un problème de programmation mathématique. Cette méthode permet de trouver la solution optimale en utilisant des algorithmes d'optimisation tels que la méthode du gradient et la méthode de recherche par essais et erreurs.

La méthode de la programmation mathématique est souvent utilisée pour l'optimisation des structures complexes.

### 1.4.3.5 Méthodes euristiques [13]

Cette méthode est utilisée lorsqu'on est face à un problème présentant plusieurs paramètres à optimiser et n'admettant pas ainsi une possibilité d'optimisation par un modèle ni analytique, ni numérique. On part alors de l'expérience et des analogies pour déterminer, non pas la situation optimale exacte (c'est-à-dire celle qui donne la minimale du paramètre à optimiser), mais plutôt la solution réelle présentant la valeur minimale du paramètre à optimiser, parmi toutes les combinaisons possibles envisagées. C'est ainsi que l'on parle de méthode heuristique combinatoire.

Ces méthodes peuvent être utilisées individuellement ou en combinaison pour optimiser la forme et la taille des structures. L'objectif de ces méthodes est de créer des structures plus légères, plus économiques et plus efficaces tout en garantissant la sécurité et la durabilité.

Chacune de ces méthodes d'optimisation des structures a des avantages et des inconvénients, et leur choix dépendra du type de structure et de l'application envisagée.

## 1.5 L'entrepôt

Un entrepôt est un espace de stockage fermé qui offre la possibilité d'entreposer différents types de produits. Ce local permet aussi de rendre compte des flux de marchandises en fonction de leurs entrées et sorties. Un existe trois types d'entrepôts classés selon leurs dimensions et le type de biens qu'ils peuvent stocker [14].

### 1.5.1 Classification selon les dimensions

Un entrepôt est un local de stockage dont la capacité lui permet d'accueillir un nombre important de marchandises. Selon leurs dimensions, nous avons les classes suivantes [14] :

- **La Classe A** qui comprend les espaces de stockage qui font plus de 9,30 m de haut, ont une aire de manœuvre d'une profondeur de plus de 35 m, un espace de plus de 100 m,

une résistance au sol minimale de 5 tonnes par m<sup>3</sup>, un système de chauffage et d'extinction ;

- En suite **la Classe B** quant à elle doit faire plus de 7,50 m de hauteur, 32 m de profondeur, 1500m<sup>2</sup> de surface, une résistance au sol minimale de 3 tonnes par m<sup>2</sup>, et un système d'extinction ;
- En fin **la classe C** comprenant les entrepôts qui, par l'une de leur caractéristique, ne peuvent pas appartenir à la classe A ou B, on y trouve les entrepôts de messagerie et les entrepôts frigorifiques.

### 1.5.2 Fonction

La fonction première d'un entrepôt et le stockage. La superficie et le volume de l'espace de stockage doivent donc être suffisants pour accueillir le volume nécessaire des produits.

Les charpentes en acier, permettent de disposer d'un vaste espace grâce à leur grande portée. En faisant le choix d'un entrepôt à structure métallique, l'on bénéficie d'un bâtiment d'une grande envergure sans aucune colonne. Les entrepôts à structure métallique sont plus légers que ceux en béton armé [14].

## 1.6 Conclusion partielle

Ce chapitre offre une vue d'ensemble des mots-clés abordés dans cette étude. Plus précisément, il explore en détail les concepts liés aux constructions métalliques, en mettant l'accent sur les fermes métalliques, les méthodes d'optimisation, et les entrepôts.

## Chapitre 2

# Méthodologie

### 2.1 Introduction

Ce chapitre présente les différentes méthodologies qui seront prises en compte pour mener à bien ce travail. Ainsi, celles de l'analyse et de l'optimisation seront présentées. Aussi, ce chapitre traite de la conception architecturale de l'ouvrage, la modélisation de la structure, du prédimensionnement des éléments structuraux et du calcul des assemblages. Il présente aussi le logiciel de modélisation et simulation dont nous avons besoin.

### 2.2 Conception architecturale de l'entrepôt

La conception de l'entrepôt a été faite de façon à satisfaire les critères suivants :

- ❖ L'économie ;
- ❖ La faisabilité en milieu local ;
- ❖ Assurer la stabilité d'ensemble de la structure ;
- ❖ Assurer un bon état de service ;
- ❖ Offrir un maximum d'espace libre.

## 2.3 Modélisation et prédimensionnement

L'étude d'optimisation, objet de ce travail, est appliquée sur un entrepôt à charpente métallique avec les dimensions géométriques suivantes :

- Largueur du bâtiment : 20 m ; cette largeur correspond à la portée des fermes de la charpente ;
- Longueur du bâtiment : 45 m ;
- Hauteur sous plafond : 6 m ;

Ces dimensions sont choisies arbitrairement de manière à satisfaire aux conditions de conception architecturale et de faciliter les variations des différentes portées et type des éléments de la charpente, lesquels variations constituent l'objet de notre optimisation.

Dans les constructions métalliques en zones tropicales, les pentes de toiture recommandées peuvent varier en fonction de plusieurs facteurs tels que le climat, les précipitations et les conditions locales. Cependant, il existe des plages de pentes couramment utilisées pour assurer une évacuation efficace des eaux de pluie et une durabilité de la structure métallique. Quelques plages de pentes de toitures recommandées pour les constructions métalliques dans les zones tropicales sont [16]:

- ❖ **Pente faible** :  $\left(\frac{1}{12} \text{ à } \frac{1}{6}\right)$  cette pente est généralement utilisée pour les toits plats ou légèrement inclinés. Elle permet une évacuation adéquate des eaux de pluie tout en offrant une esthétique moderne ;

- ❖ **Pente moyenne** :  $\left(\frac{1}{6} \text{ à } \frac{1}{4}\right)$  cette pente est couramment utilisée pour les toits en pente modérée. Elle offre une bonne évacuation des eaux de pluies et permet également une installation plus facile des matériaux de toiture ;
- ❖ **Pente élevée** :  $\left(\frac{1}{4} \text{ à } \frac{1}{2}\right)$  cette pente est recommandée pour les toits en pente plus prononcée. Elle assure une évacuation rapide des eaux de pluie et réduit les risques de fuite ou d'accumulation d'eau sur le toit.

Pour notre étude, considérons les limites supérieures pour chaque plage c'est-à-dire des pentes de 10%, 15% et 20%.

### 2.3.1 Modélisation de la structure

La Figure 2- 1 présente la modélisation de la structure en étude.

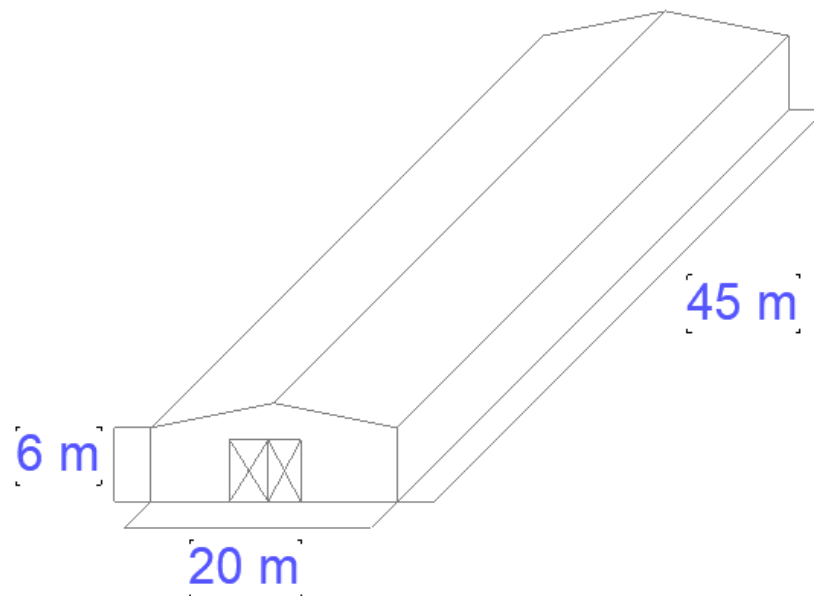


Figure 2- 1. Modélisation de la structure

## 2.3.2 Prédimensionnement des éléments

Le prédimensionnement des éléments d'une structure est une étape initiale du processus de conception où les dimensions approximatives des éléments structuraux sont déterminées de manière préliminaire [15]. Les éléments dont il est question dans cette étude sont : les pannes et les éléments de la ferme.

Dans le cadre de ce travail, le prédimensionnement consiste uniquement à effectuer un choix de type de tôle et de type de profilé pour les éléments structuraux.

### 2.3.2.1 La couverture

Les couvertures équipant la grande majorité des bâtiments métalliques, sont de deux types [8]:

- Les couvertures en plaques ondulées d'amiante-ciment, destinées généralement aux constructions de bas de gamme (hangars agricoles, dépôts, ...);
- Les couvertures en bac acier nervurés (éventuellement aluminium), plus onéreuses, mais présentant des multiples avantages, qui font que ce mode de couverture est le plus répandu.

Ces produits étant entièrement standardisés, on ne les calcule plus. Les fabricants ont calculé une fois pour toutes les différents profils et ont récapitulé les résultats dans des tableaux ou sur des abaques. La détermination du profil recherché adéquat se fait donc par simple lecture [8].

Dans ce travail, le choix est celui des **couvertures à bacs nervurés d'acier galvanisé** avec les caractéristiques suivant [4] (référence au tableau 3.2. Bacs nervurés en acier galvanisé) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{flèche} : \frac{l}{200} \\ \text{épaisseur} : 0,75\text{mm} \\ \text{poids} : 6,74\text{Kg} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

Les bacs de faible longueur peuvent porter sur 2 pannes (calcul isostatique). Mais la plupart du temps, les bacs sont utilisés en grande longueur (économie de temps et de main d'œuvre à la pose) et portent, de ce fait, sur 3 ou 4 appuis. Ils sont alors calculés en continuité et présentent des flèches réduites [8].

### 2.3.2.2 Pannes de couverture

Les pannes, qui ont pour fonction de supporter la couverture, sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, dans le plan des versants. Dans la majorité des cas, les pannes sont constituées des poutrelles laminées IPE, leur poids moyen ramené au m<sup>2</sup> de toiture oscillant aux alentours de 5 à 7 daN/m<sup>2</sup>. Elles peuvent être également réalisées en profilés minces (tôles pliées à froid), en section de Z, U ou  $\Sigma$  [8]. Dans ce travail, il s'agira de pannes en IPE pour sa résistance à la flexion.

### 2.3.2.3 Ferme à treillis

Le choix du type de profilé à utiliser pour les barres de la ferme à treillis sera effectuer dans la les paragraphes qui suivent.

## 2.4 Actions sur la structure

Les actions qui agissent sur une structure sont de trois type :

### 2.4.1 Les actions permanentes [G]

Il s'agit ici de [8] :

- Poids propre ;
- Les équipements ;
- Action de la précontrainte ;
- Déplacement différentiel des appuis ;

- Déformation imposée à la construction.

Dans le cadre de ce travail nous n'allons considérer que le poids propre de la structure comme sollicitation permanente.

Il inclut non seulement le poids des éléments structurels principaux et secondaires, mais également le poids des éléments intégrés aux éléments porteurs tels que la couverture et le bardage [17]. Les formules de calculs de poids sont les suivantes :

- **Poids propre exprimé en unité de force** :  $P_p = \text{volume} \times \text{masse volumique du matériau}$  ;
- **Poids propre exprimé en unité de force par unité de longueur** :  $P_p = \text{surface} \times \text{masse volumique du matériau}$  ;
- **Poids propre exprimé en unité de force par unité de surface** :  $P_p = \text{Epaisseur} \times \text{masse volumique du matériau}$ .

## 2.4.2 Actions variables

Il s'agit de [8] :

- Charges d'exploitations  $[Q]$  ;
- Action du vent ;
- Action de la neige ;
- Action des gradients thermiques  $[T]$ .

Comme hypothèse, nous considérons que le bâtiment étudié sera érigé dans la ville de Goma, en République Démocratique de Congo, dans la province du Nord-Kivu où le climat est

tropical. Les charges de neiges et celle dues aux gradients thermiques ne seront donc pas considérées.

### 2.4.2.1 Surcharges d'exploitations [ $Q$ ]

Dans le bâtiment, les charges ou surcharges d'exploitations sont les charges mécaniques statiques permanentes ou dynamiques non permanentes [17]. Les charges d'exploitation sont des charges variables qui sont à leur tours des actions dont l'intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps [4].

Les valeurs de ces charges sont fixées par le règlement en fonction des conditions d'exploitation de la construction. Les charges d'exploitations dépendent donc de la destination du bâtiment. Dans le cadre de ce travail, les charges d'exploitation sont les **charges d'entretien sur couverture** fixé par les Euro codes 1. Le Tableau 2- 1 présente les valeurs des charges utiles sur toitures fonction de la pente et du type de toiture.

Tableau 2- 1. Charges utiles sur les toitures [18]

| <b>Toitures</b>  |              | $q_k$ [ $kN / m^2$ ] | $Q_k$ [ $kN$ ] |
|--|--------------|----------------------|----------------|
| Catégorie H-pente de toit  | $< 20^\circ$ | 0,75*)               | 1,5            |
|  | $> 40^\circ$ | 0,0*)                | 1,5            |
| *)Pour les pentes comprises entre $20^\circ$ et $40^\circ$ , la valeur de $q_k$ peut être déterminée par interpolation linéaire. |              |                      |                |

La catégorie H est celle des toitures inaccessibles sauf pour l'entretien normal, les réparations, la peinture et les réparations mineures.

### 2.4.2.2 Charges de vent

L'effet du vent est une action très complexe, il convient donc de prendre des hypothèses simplificatrices sans trop s'éloigner des phénomènes réels. Les effets du vent ont pour base la mécanique des fluides. Cette action climatique engendre principalement des efforts de surpression et de dépression. Elle fait partie des actions variables dans le temps et fixe dans l'espace, ce qui peut provoquer un effet défavorable de résonance de la structure [19].

Selon les études au vent par la norme **NV 65 appliqué en France** que nous aurons à considérer dans ce travail pour les calculs des charges de vent, on admet que le vent a une direction d'ensemble moyenne horizontale, mais qu'il peut venir de n'importe quel côté. L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ses éléments dépend des caractéristiques suivantes [20] :

- Vitesse du vent ;
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble ;
- Configuration locale du terrain (nature du site) ;
- Position dans l'espace : (constructions reposant sur le sol ou éloignées du sol) ;
- Perméabilité de ses parois : (pourcentage de surface des ouvertures dans la surface totale de la paroi).

#### a. Détermination de la pression de calcul du vent [20]

D'après le NV65, la pression statique de calcul du vent est donnée par la formule 2-1 :

$$P = q_h \times k_s \times k_m \times \delta \times c_r \quad (2-1)$$

Avec  $q_h$  : pression dynamique agissant à la hauteur h ;

$k_s$  : coefficient de site ;

$k_m$  : coefficient de masque ;

$\delta$  : coefficient de réduction ;

$C_r$  : coefficient résultant.

Pour une hauteur  $h$  (en mètres) au-dessus du sol, la pression dynamique  $q_h$  est donnée par la formule 2-2 :

$$q_v = 2,5 \times \frac{(h+18)}{(h+60)} \times q^{10} \quad (2-2)$$

Valable pour  $h \leq 500m$  (NV 65, art 1,241)

Avec  $q^{10}$  la pression dynamique de base et  $h$  la hauteur de point considéré. Le Tableau 2- 2 donne les valeurs de  $q^{10}$  pour la RDC.

Tableau 2- 2. Valeur de la pression dynamique  $q^{10}$  pour les zones de la RDC [21]

| Zones de la RDC                                    | $q^{10} (daN / m^2)$<br>Valeur normale | $q^{10} (daN / m^2)$<br>Valeur extrême |
|--|--|--|
| Zone 1 : Kinshasa<br><br>Bas-Congo<br><br>Bandundu | 50                                     | 87,5                                   |
| Zone 2 : Kasai                                     | 70                                     | 122,5                                  |

|                    |    |       |
|--------------------|----|-------|
| Equateur           |    |       |
| Zone 3 : Nord-Kivu | 90 | 157,5 |
| Sud-Kivu           |    |       |
| Maniema            |    |       |
| Katanga            |    |       |
| Province Orientale |    |       |

## b. Modification des pressions dynamiques de base

### b.1. Effet de site

Le coefficient de site  $K_s$  permet de tenir compte des conditions relatives au lieu d'implantation du bâtiment. On distingue le site normal : pas de condition particulière, le site protégé : fond d'une cuvette et le site exposé : fond d'un talus, au bord de la mer [20]. Le Tableau 2- 3 présente les valeurs des coefficients de site.

Tableau 2- 3. Valeurs des coefficients de site [21]

| Zone | $K_s$        |             |             |
|------|--------------|-------------|-------------|
|      | Site protégé | Site normal | Site exposé |
| 1    | 0,80         | 1           | 1,35        |
| 2    | 0,80         | 1           | 1,30        |
| 3    | 0,80         | 1           | 1,25        |

## b.2. Effet de masque

Une construction peut être masquée totalement ou partiellement par une autre. La réduction de la pression est de 25%. Pour prendre en compte cet effet de masque, on utilise le coefficient de masque  $K_m$  [20]. Dans ce travail nous considérerons que nous sommes dans le cas d'une construction non masquée c'est-à-dire  $K_m = 1$

## b.3. Effet des dimensions

Le coefficient de dimension  $\delta$  est fonction de la hauteur du bâtiment et de la plus grande dimension de l'élément considéré [20]. La courbe de la Figure 2- 2 nous présente les valeurs des coefficients de réduction fonctions de plus grande dimension de la surface offerte au vent.

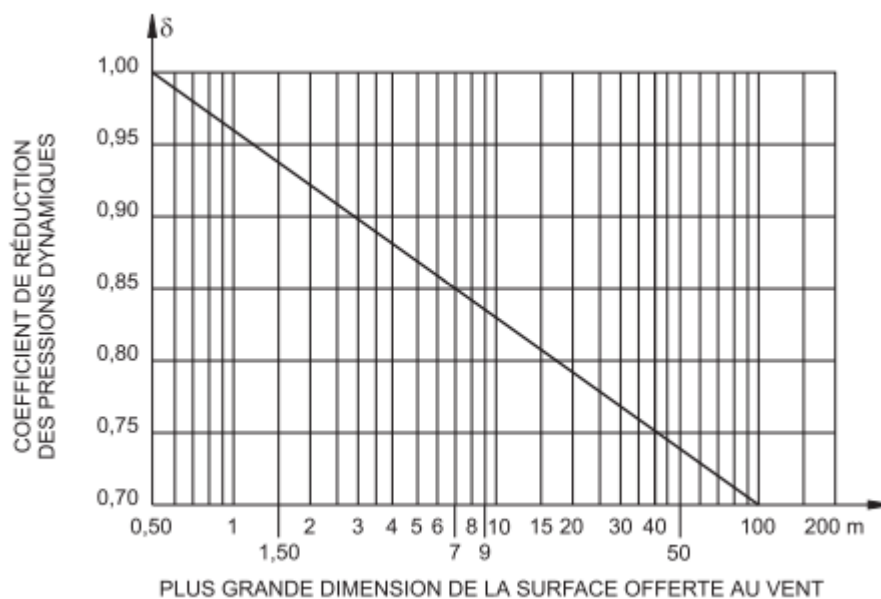


Figure 2- 2. Coefficient de réduction [22]

**c. Calcul du coefficient de pression résultant  $C_r$**

Le coefficient de pression  $C_r$  représente la résultante entre l'action extérieure exercée sur la face externe de la paroi et l'action intérieure exercée sur la face interne de la paroi, elle s'exprime par l'expression de la formule 2-3 [20] :

$$C_r = C_e - C_i \quad (2-3)$$

Avec  $C_e$  le coefficient de pression extérieure et  $C_i$  le coefficient de pression intérieure

- **Coefficient de pression extérieure  $C_e$  :**

Pour une direction donnée de vent, les faces de la construction situées du côté du vent sont dites « **au vent** », les autres, y compris les faces pour lesquelles le vent est rasant, sont dite « **sous vent** »

Soit la Figure 2- 3 :

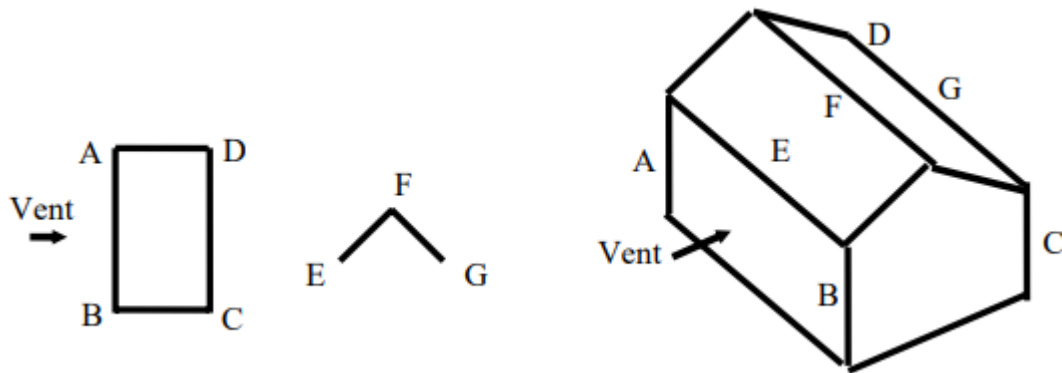


Figure 2- 3. Directions de vent [20]

La parois AB est « au vent », les parois BC, CD et AD sont « sous vent », le versant EF est « au vent » et en fin le versant FG est « sous vent ».

La Figure 2- 4 nous présente la convention des signes.



- Perméabilité des parois : une paroi à une perméabilité au vent  $\mu\%$  si elle comporte des ouvertures dont la somme des aires représente  $\mu\%$  de son aire totale. La valeur de  $\mu\%$  est donné par l'expression 2-5 en référence à la Figure 2- 5 :

$$\mu\% = \frac{a \times b}{A \times B} \times 100 \quad (2-5)$$

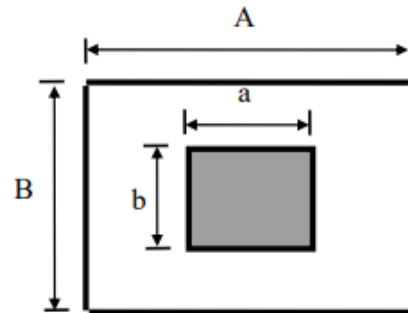


Figure 2- 5. Perméabilité des parois [20]

On considère trois catégories des constructions :

- Construction **fermée** :  $\mu \leq 5\%$
- Construction **partiellement ouverte** :  $5\% < \mu < 35\%$
- Construction **ouverte** :  $\mu \geq 35\%$

La Figure 2- 6 présente la convention des signes.

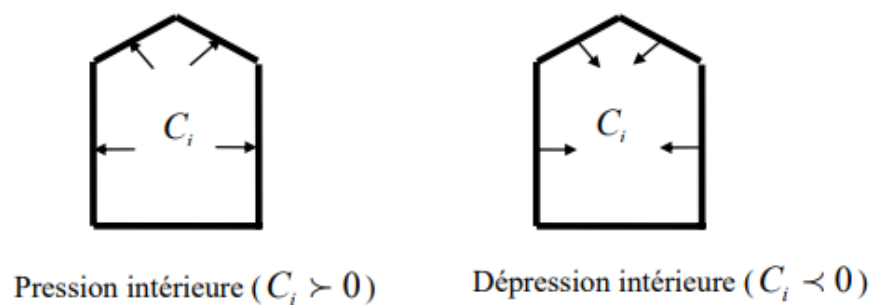


Figure 2- 6. Convention des signes pour la pression intérieure  $C_i$  [20]

Les valeurs des coefficients intérieurs pour les parois verticales sont :

- **Constructions fermées** :  $\mu \leq 5\%$

Sur chacune des parois AB, BC, CD et AD suivant la Figure 2- 7, on applique :

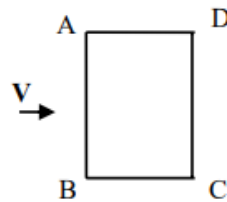


Figure 2- 7. Direction de vent sur une construction fermée [20]

Soit une pression donnée par la formule 2-6 :

$$C_i = +0.6(1.8 - 1.3\gamma_0) \quad (2-6)$$

Soit une dépression donnée par la formule 2-7 :

$$C_i = -0.6(1.3\gamma_0 - 0.8) \quad (2-7)$$

- **Constructions à parois ouvertes** :  $\mu \geq 35\%$

Suivant la Figure 2- 8, les valeurs de  $C_i$  équivalent à :

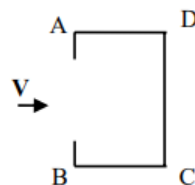


Figure 2- 8. Parois ouvertes « au vent » [20]

Sur la paroi AB ( $\mu \geq 35$ )(formule 2-8) :

$$C_i = -0.6(1.3\gamma_0 - 0.8) \quad (2-8)$$

Sur les BC, CD et AD ( $\mu < 5$ ) :  $C_i = +0.8$

Suivant la Figure 2- 9, les valeurs  $C_i$  équivalent à :

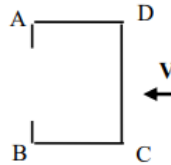


Figure 2- 9. Paroi ouverte « sous vent » [20]

Sur la paroi AB ( $\mu \geq 35$ )(formule 2-9) :

$$C_i = +0.6(1.8 - 1.3\gamma_0) \quad (2-9)$$

Sur les parois BC, CD et AD ( $\mu \leq 5$ )(formule 2-10) :

$$C_i = (1.3\gamma_0 - 0.8) \quad (2-10)$$

Suivant la Figure 2- 10, les valeurs de  $C_i$  équivalent à :

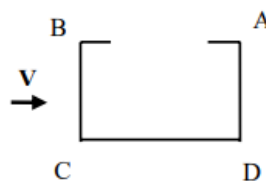


Figure 2- 10. Paroi du dessus ouverte « sous vent » [20]

Sur a paroi AB ( $\mu \geq 35$ )(formule 2-11) :

$$C_i = +0.6(1.8 - 1.3\gamma_0) \quad (2-11)$$

Sur les parois BC, CD et AD ( $\mu \leq 5$ ) (formule 2-12) :

$$C_i = -(1.3\gamma_0 - 0,8) \quad (2-12)$$

Suivant la Figure 2- 11, sur chacune des parois AB, BC, CD et AD, on applique :

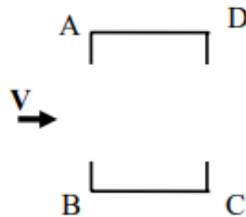


Figure 2- 11. Deux parois ouvertes « au vent » [20]

Soit une surpression donnée par la formule 2-13 :

$$C_i = +0.6(1.8 - 1.3\gamma_0) \quad (2-13)$$

Soit une dépression donnée par la formule 2-14 :

$$C_i = -0.6(1.3\gamma_0 - 0.8) \quad (2-14)$$

Suivant la Figure 2- 12, sur chacune des parois AB, BC et AD, on applique :

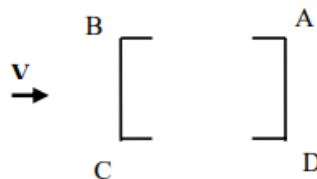


Figure 2- 12. Parois ouvertes ( $\mu \geq 35$ ) parallèles au vent [20]

Soit une surpression donnée par la formule 2-15 :

$$C_i = +0.6(1.8 - 1.3\gamma_0) \quad (2-15)$$

Soit une dépression donnée par la formule 2-16 :

$$C_i = -(1.3\gamma_0 - 0.8) \quad (2-16)$$

○ **Constructions partiellement ouvertes ( $5 < \mu < 35$ ) :**

On applique sur les faces intérieures des différentes parois soit des pressions, soit des dépressions par interpolation pour chaque direction du vent entre les actions intérieures de même signes déterminées selon la construction fermée ou ouverte suivant la formule 2-17 :

$$C_i = C_{ifer} + (C_{iouv} - C_{ifer}) \frac{\mu - \mu_{fer}}{35 - \mu_{fer}} \quad (2-17)$$

Ou bien la formule 2-18 :

$$C_i = C_{iouv} - (C_{iouv} - C_{ifer}) \frac{35 - \mu}{35 - \mu_{fer}} \quad (2-18)$$

Pour les versants de toiture, le coefficient des parois intérieures  $C_i$  est le même que celui des parois intérieures fermées.

Dans ce travail, les études au vent se font dans l'hypothèse que la **construction est fermée** en considérant à la fois la **surpression** et la **dépression** mais aussi que ce vent s'applique sur toutes les parois dans 2 directions, une perpendiculaire à la grande portée et une autre à la petite portée de la structure comme illustré à la Figure 2- 13.

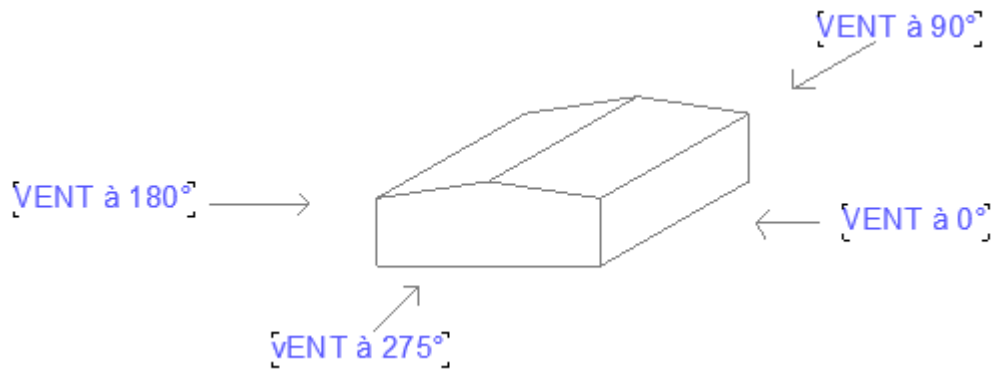


Figure 2- 13. Direction du vent sur la structure

### 2.4.3 Les actions accidentelles A

Ce sont des charges provenant des phénomènes se produisant avec une faible durée d'application. Il s'agit des [5] :

- Chocs ;
- Séismes ;
- Explosions.

Ce type d'action est rarement pris en compte ; uniquement s'il est spécifié sur le cahier des charges du marché de construction. Il ne sera pas considéré dans ce travail.

## 2.5 Analyse structurale

La méthode des éléments finis est la méthode d'analyse structurale que le logiciel de calcul utilisé dans ce travail utilise.

### 2.5.1 Méthode des éléments finis (MEF)

Contrairement aux méthodes analytiques d'analyse des structures, la MEF (qui est une méthode numérique) est une méthode qui permet de résoudre les problèmes pouvant se formuler par des systèmes d'équations aux dérivées partielles assortis des conditions aux limites, dans un cadre général (c'est-à-dire sans recourir à des hypothèses simplificatrices au niveau de la forme des ouvrages calculés ou du comportement des matériaux impliqués) [23].

Le principe fondamental de la MEF est de transformer un problème continu (modélisé mathématiquement par un système d'équations aux dérivées partielles avec des conditions aux limites) en un problème discret qui est modélisé mathématiquement par un système d'équation linéaire. La solution d'un problème continu est un champ continu d'une grandeur physique (par exemple les déplacements en mécanique), alors que la solution d'un problème discret est un ensemble de valeurs prises par une grandeur physique (les déplacements aux extrémités des ressorts pour l'exemple choisi) en des points particuliers, appelés nœuds dans le cadre de la MEF [23].

### 2.5.2 La pratique de la MEF

La MEF repose sur des bases théoriques complexes et utilise une mathématique de niveau assez élevé. En parallèle, au niveau pratique, la MEF est aujourd'hui bien implantée dans de nombreux logiciels commerciaux de CAO (Conception Assistée par Ordinateur) et les processus d'ingénierie moderne l'utilise de manière intensive pour le calcul de toutes sortes d'ouvrage. L'intégration de la MEF au sein des processus d'ingénierie touche toutes les phases du cycle de développement de produits (ingénierie préliminaire, recherche de solution, ingénierie détaillée, préparation à la fabrication, etc.) Cette intégration a notamment un impact très important sur le contexte d'utilisation du prototypage [23].

### 2.5.3 Procédure de base de la méthode des éléments finis

Les méthodes aux éléments finis se distinguent des différentes finies par trois points principaux [24] :

- ❖ Le maillage est dans la quasi-totalité des cas non structuré ;
- ❖ L'équation résolue n'est pas l'équation originale elle-même mais une forme intégrale de cette équation. On cherche à résoudre l'équation « en moyenne » sur le domaine de calcul ;
- ❖ La solution est exprimée comme la somme des fonctions élémentaires dont la forme est connue à l'avance.

Le principe des éléments finis est expliqué pour des EDP (Equations aux Dérivées Partielles) en deux dimensions d'espace ; il est exactement le même pour une ou trois dimensions (cependant, peu d'applications unidimensionnelles existent). Les principales étapes de construction d'un modèle éléments finis sont [24] :

- La discrétisation du milieu continu en sous domaines (éléments) ;
- La construction de l'approximation nodale par sous domaine ;
- Le Calcul des matrices élémentaires correspondant à la forme intégrale du problème ;
- L'assemblage des matrices élémentaires ;
- La prise en compte des conditions aux limites ;
- La résolution du système d'équations (linéaire ou non) ;
- Le post-traitement des résultats.

## 2.6 Principe de Dimensionnement

Les normes et réglementations offrent des méthodes de calcul (dimensionnement) appropriées pour chaque matériau de construction choisi. Pour ce travail, le matériau utilisé étant l'acier, la méthode de calcul sera basée sur les règles des Euro codes 3. Ces règles présentent des calculs justificatifs conduits suivant la théorie des états limites.

### 2.6.1 Méthode de calcul selon les règles Euro code 3

L'Euro code 3 est très enrichi par les avancées réalisées expérimentalement et théoriquement sur les constructions métalliques. C'est un règlement très novateur, il a introduit des notions qui n'existaient pas auparavant comme la classification des sections transversales, il fixe des règles très détaillées de calcul, et propose plusieurs alternatives de dimensionnement (calcul en élasticité, ou en plasticité, calcul selon une analyse globale de la structure au premier ou au second ordre). L'ensemble des calculs est basé sur une pensée selon une approche très sécuritaire, basé sur une calibration de très nombreuses formules de calculs de résistance. Au lieu d'un seul facteur de sécurité traditionnellement utilisé, l'Euro code 3 a introduit plusieurs coefficients partiels de sécurité frappant les charges et les résistances [25].

### 2.6.2 Base de calcul

Pour justifier la sécurité et la durabilité des constructions on emploie souvent une méthode d'états limite (de la construction ou d'un de ses éléments). On distingue deux types d'états-limites :

- a. **Etat- Limite Ultime (ELU)** : un état limite ultime est atteint lorsqu'un des phénomènes suivants se produisent [26] :
  - EQU : Perte d'équilibre statique de la structure ou des parties de celle-ci, considérées comme un corps rigide ;

- STR : rupture par effondrement ou déformation excessive de la superstructure ou de ses membres et plus particulièrement la résistance des sections et des connexions, et la stabilité des membres ;
- FAT : défaillance causée par la fatigue ;
- GEO : rupture ou déformation excessive de la fondation et du sol.

b. **Etat-Limite de service (ELS) [25]** : Les états limites de service correspondent aux états au-delà desquels les critères spécifiques d'exploitation ne sont plus satisfaits, on distingue :

- Les déformations ou flèches affectant l'aspect ou l'exploitation efficace de la construction (y compris le fonctionnement des machines ou des services) ou provoquant des dommages aux finitions ou aux éléments non structuraux ;
- Les vibrations incommodes pour les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu, ou limitant son efficacité fonctionnelle.

### 2.6.3 Combinaisons d'actions

Pour déterminer les sollicitations, on utilise les combinaisons d'actions. Les sollicitations sont les effets, les réactions, les conséquences des charges sur les structures. En d'autres termes, ces sont les éléments de réduction M, N, T (Moment, Effort normal et Effort tranchant) [8].

#### 2.6.3.1 Combinaisons d'action à l'état limite ultime (ELU) [26]

- Combinaison de base (EQU/STR/GEO), donnée par la formule 2-19 :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, \max} \cdot G_{kj, \max} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, \min} \cdot G_{kj, \min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_K + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{01} \cdot Q_{ki} \quad (2-19)$$

- Combinaison accidentelles (A), donnée par la formule 2-20 :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj, \max} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \min} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{1,2}) \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{ki} \quad (2-20)$$

- Combinaison sismiques (A<sub>E</sub>), donnée par la formule 2-21 :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \gamma_1 \cdot A \psi_{2,1} \cdot E_d + \sum_{i \geq 1} Q_{i,i} \quad (2-21)$$

Notation :

+ ne veut dire sommation mais "combinaison avec";

Σ signifie "l'effet combiné de";

G<sub>max</sub> sont des actions permanentes avec des effets défavorables;

G<sub>min</sub> sont des actions permanentes avec des effets favorables;

Q<sub>1</sub> est la principale variable;

Q<sub>ki</sub> sont les actions variables qui l'accompagnent;

A<sub>d</sub> est l'action accidentelle;

A<sub>Ed</sub> est l'action sismique;

γ<sub>1</sub> est le facteur d'importance;

γ<sub>valeur</sub> sont des coefficients partiels de sécurité;

ψ est le facteur de combinaison de l'action avec une autre action,

il est soit 1,0 ou ψ<sub>0</sub>, ψ<sub>1</sub>, ψ<sub>2</sub>.

Le Tableau 2- 4 présente les valeurs recommandées des facteurs de sécurité.

Tableau 2- 4. Valeurs recommandées des facteurs de sécurité [26]

| Situation d'action  |   | Effet                     |                          |
|---------------------|---|---------------------------|--------------------------|
|                     |   | Défavorable               | Favorable                |
| Permanentes STR/GEO | G | γ <sub>G,max</sub> = 1,35 | γ <sub>G,min</sub> = 1,0 |

|                      |   |                         |                         |
|----------------------|---|-------------------------|-------------------------|
| Permanententes EQU   | G | $\gamma_{G,max} = 1,10$ | $\gamma_{G,min} = 0,90$ |
| Variable STR/GEO/EQU | Q | $\gamma_{Q,max} = 1,5$  | $\gamma_{Q,min} = 0,0$  |

### 2.6.3.2 Combinaisons d'action à l'état limite de service (ELS) [26]

- Combinaison caractéristique donnée par la formule 2-22 :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2-22)$$

- Combinaison fréquente donnée par la formule 2-23 :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2-23)$$

- Combinaison quasi permanente donnée par la formule 2-24 :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,1} \cdot Q_{k,i} \quad (2-24)$$

Le Tableau 2- 5 présente les valeurs recommandées des facteurs de combinaison en fonction du type d'action.

Tableau 2- 5. Valeurs recommandées des facteurs de combinaison [26]

| Actions                      | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ |
|------------------------------|----------|----------|----------|
| Charges de vent sur bâtiment | 0,6      | 0,2      | 0        |
| Température dans le bâtiment | 0,6      | 0,5      | 0        |

## 2.6.4 Dimensionnement des pannes

Les dimensionnements des pannes requièrent la connaissance des sollicitations auxquelles elles sont soumises mais aussi des principes de vérification de la sécurité structurale ainsi que l'aptitude au service.

### 2.6.4.1 Détermination des sollicitations

Compte tenu de la pente des versants, donnée par la pente des fermes ou traverse de portiques, les pannes sont posées inclinées d'un angle  $\alpha$ , de ce fait, fonctionnent en flexion déviée. Les pannes sont en effet soumises [27] :

- A des charges verticales (poids propre de la panne et du complexe de couverture,  $n$ , se décompose en une charge  $f$  parallèle à l'âme de la panne et une charge  $t$  perpendiculaire à l'âme ;
- A une charge oblique  $w$ , due au vent (pression ou succion), appliquée perpendiculaire au versant.

La Figure 2- 14 illustre la direction des différentes charges appliquées sur une panne de section en I

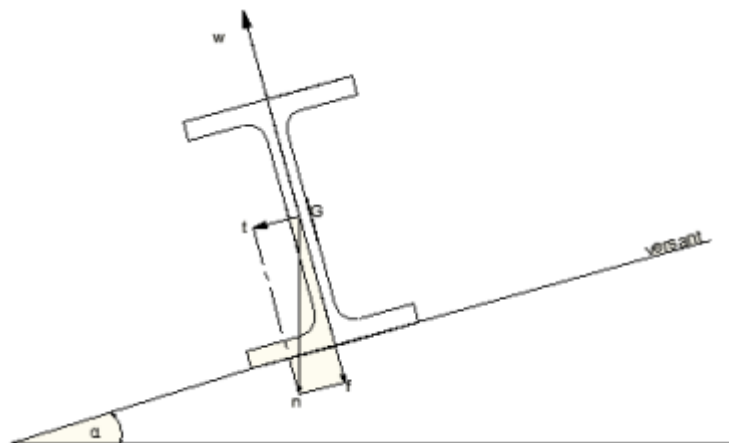


Figure 2- 14. Directions des charges appliquées sur une panne en I [27]

### 2.6.4.2 Principes de dimensionnements

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément [27] :

#### ❖ Aux conditions de résistances :

Il suffit de vérifier, après avoir calculée le moment de flexion  $M_x$  dû aux charges  $f$  et  $w$  et le moment de flexion  $M_y$  dû aux charges  $t$ , que les contraintes de flexion  $\sigma_{fx}$  et  $\sigma_{fy}$  correspondant à ces moments satisfassent à la condition de l'expression 2-25 :

$$\sqrt{\sigma_{fx}^2 + \sigma_{fy}^2} \leq \sigma_e \quad (2-25)$$

#### ❖ Conditions de flèche

Les pannes ne doivent pas, réglementairement, présenter de flèche supérieure au 1/200 de leur portée  $L$  (formule 2-26).

$$f \leq \frac{L}{200} \quad (2-26)$$

## 2.6.5 Dimensionnement des éléments des fermes à treillis

La détermination des efforts intérieurs est une étape importante dans le dimensionnement d'élément du treillis avant de passer à la vérification de la sécurité de la structure et de son aptitude au service.

### 2.6.5.1 Efforts intérieurs

Les hypothèses simplificatrices qui se trouvent à la base du calcul des efforts des poutres à treillis sont les suivantes [6] :

- Les nœuds sont considérés comme des articulations parfaites ;
- Les axes des barres sont concourants aux nœuds ;

- Les barres sont des éléments droits, en chaque nœud ;
- Les charges sont appliquées au droit des nœuds.

Ces hypothèses servent à simplifier les calculs afin de n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux. Même s'il est maintenant possible de tenir compte, avec les outils informatiques actuellement à disposition, de l'influence du non-respect de ces hypothèses, on s'efforcera dans la mesure du possible de faire concorder la théorie à la réalité. Le non-respect des hypothèses ci-dessus peut en effet introduire dans la poutre à treillis des moments de flexion.

### 2.6.5.2 Sécurité structurale [28]

#### ❖ Barres tendues

La vérification de la sécurité structurale d'une barre tendue consiste à contrôler la relation 2-27 :

$$N_d \leq \frac{N_R}{\gamma_R} \quad (2-27)$$

$N_d$  : valeur de dimensionnement de l'effort de traction;

$N_R$  : résistance ultime à la traction de la barre;

$\gamma_R$  : facteur de résistance.

La résistance ultime d'une barre tendue est égale à l'effort normal plastique  $N_{pl}$  de sa section brute A (formule 2-28) :

$$N_R = N_{pl} = f_y A \quad (2-28)$$

Si les attaches de la barre sont boulonnées on doit considérer également la résistance de la section nette  $A_n$  donnée par la formule 2-29 :

$$N_{R,n} = 0.8 f_u A_n \quad (2-29)$$

$f_y$  : limite d'élasticité de l'acier;

$f_u$  : résistance à la traction de l'acier.

### ❖ Barres comprimées

La vérification de la sécurité structurale d'une barre comprimée soumise au flambage consiste à contrôler la relation 2-30 :

$$N_d \leq \frac{N_K}{\gamma_R} \quad (2-30)$$

La résistance ultime au flambage  $N_K$ , fonction de son élancement  $\lambda_K = l_K / i$ , est égale à (formule 2-31) :

$$N_K = \sigma_K A \quad (2-31)$$

$\sigma_K$  : contrainte de flambage;

$l_K$  : longueur de flambage de la barre dans le plan de déformation;

$i$  : rayon de giration de la barre perpendiculairement au plan de déformation.

Dans le cas d'une ferme à treillis, la longueur de flambage d'une barre dans le plan du treillis est théoriquement égale à la longueur  $l$  entre les nœuds puisqu'on a admis que les nœuds représentaient des articulations. Pratiquement, il existe toujours un certain encastrement aux nœuds, variant suivant la conception des assemblages.

Pour la vérification au flambage, on tient compte de la rigidité torsionnelle des membrures si celle-ci sont à section ouverte ; on admet que les barres sont articulées et la longueur de flambage  $l_K$  est égale à la longueur théorique  $l$ . un certain encastrement pourrait être admis dans le cas de profil creux en raison de leur grande rigidité torsionnelle.

En pratique les liaisons aux nœuds des différentes barres d'une ferme sont assurées par l'intermédiaire de goussets et soudures. Pour cela la longueur de flambement  $l_k$ , dans le plan de la ferme, de chaque barre peut être prise légèrement inférieure à la longueur de celle-ci. Les valeurs suivantes sont considérées [26] :

- $l_k = 0,9l_0$  : pour les membrures supérieures :
- $l_k = 0,9l_0$  : pour les membrures inférieures :
- $l_k = 0,8l_0$  Pour les diagonales et montants :

$l_0$  Étant la longueur de la barre

Dans ce travail, élément du treillis seront supposé articulés. La longueur des flambage  $l_k$  est donc égale à la longueur théorique  $l$ .

#### ❖ Résistance au déversement

Une ferme à treillis peut, à l'instar d'une poutre à profil en double té, être soumise à un phénomène de déversement. Elle peut être sollicitée en flexion « positive » sous l'action des charges permanentes et de neige ou en flexion « négative » lorsque l'effet de soulèvement dû à la dépression du vent est important par rapport aux charges permanentes.

Normalement, la ferme à treillis reçoit les charges par l'intermédiaire des pannes. Si ces dernières sont correctement fixées à la ferme et si en outre, elles constituent une stabilisation de la membrure de la ferme à laquelle elles sont fixées grâce à leur liaison adéquate avec le contreventement de toiture, le déversement peut être exclu.

On doit se préoccuper du déversement de la ferme dans trois circonstances :

- a) Lorsqu'au montage, sous son seul poids propre (et éventuellement quelques charges additionnelles de construction), la ferme n'est pas encore dotée de ses éléments de stabilisation définitifs ;
- b) Lorsque la membrure supérieure est comprimée mais pas suffisamment stabilisée par les pannes ;
- c) Lorsque, sous l'action d'un soulèvement, la membrure inférieure est comprimée.

En ce qui concerne la rigidité torsionnelle de la poutre, on ne considère, pour les membrures à section massive ou à section tubulaire fermée, que la rigidité en torsion uniforme. Pour les membrures à section ouverte, la rigidité en torsion non uniforme (gauchissement) est importante, mais dans la plupart des cas, il est possible, par simplification, de la négliger et de ne considérer que leur rigidité  $G_k$  en torsion uniforme. La rigidité en torsion uniforme de l'ensemble de la poutre est alors donnée par la rigidité propre des membrures supérieures et inférieures ainsi que par les barres du treillis (montantes, et diagonales), dont le comportement s'apparente à celui d'une âme pleine équivalente. Dès lors, la constante de torsion est donnée par :

$$K = K_{\text{sup}} + K_{\text{inf}} + K_{w,eq} \quad (2-32)$$

$K_{\text{sup}}, K_{\text{inf}}$  : constantes de torsion des membrures supérieure et inférieure, respectivement;

$K_{w,eq}$  : constante de torsion équivalente, dépendant de la géométrie du treillis et des caractéristiques des barres.

Dans ce travail, pannes seront supposées correctement fixées aux fermes et qu'elles constituent une stabilité de la membrure de la ferme à laquelle elles sont fixées. Le déversement sera donc exclu.

### 2.6.5.3 Aptitude au service

#### ❖ Déformations

Le calcul de la flèche d'une poutre treillis, s'effectue à l'aide du théorème de la force unité : « le déplacement d'un point d'une structure, dans une direction donnée, s'obtient en calculant, sous l'effet d'une force virtuelle unité associée, le travail virtuel complémentaire interne de la structure, moins celui externe des réactions d'appuis ». Cette flèche est donnée par la formule 2-33 :

$$w = \sum_{i=1}^m N_{i1} \frac{N_i}{EA_i} l_i \quad (2-33)$$

$m$  : nombre total de barres de la ferme à treillis;

$EA_i / l_i$  : rigidité axiale de barre  $i$ , d'aire  $A_i$  et de longueur  $l_i$ ;

$N_i$  : effort normal dans la barre  $i$  sous l'action des forces extérieures;

$N_{i1}$  : effort normal dans la barre  $i$  sous l'action de la force unité.

## 2.7 Calcul des Assemblages

Dans une ferme à treillis, la liaison entre différentes barres représente un élément essentiel de la structure. Un soin particulier doit être apporté à la conception des nœuds et des assemblages, qui doivent être simples et facilement réalisables. En effet, le choix des détails de construction a une influence économique déterminante, le coût de main-d'œuvre (atelier et montage) représentant plus de la moitié du coût total d'une poutre treillis. La Figure 2- 15 montre quelques exemples des nœuds, avec les joints des membrures correspondants, de ferme à treillis [28] :

- **Construction légère** : système économique, utilisation rationnelle des cornières du point de vue statique (Figure 2- 15 (a)) ;

- **Construction tubulaire** : les profils creux sont de plus en plus utilisés actuellement ; possibilité de réaliser des membrures à section variable, avec un diamètre constant mais en jouant sur l'épaisseur des parois, nœuds (Figure 2- 15 (b)) ;
- **Construction à gousset** : membrure constituée d'un profilé laminé, les diagonales sont boulonnées à des goussets soudés en atelier ; système pour treillis fortement sollicités (Figure 2- 15 (c)).

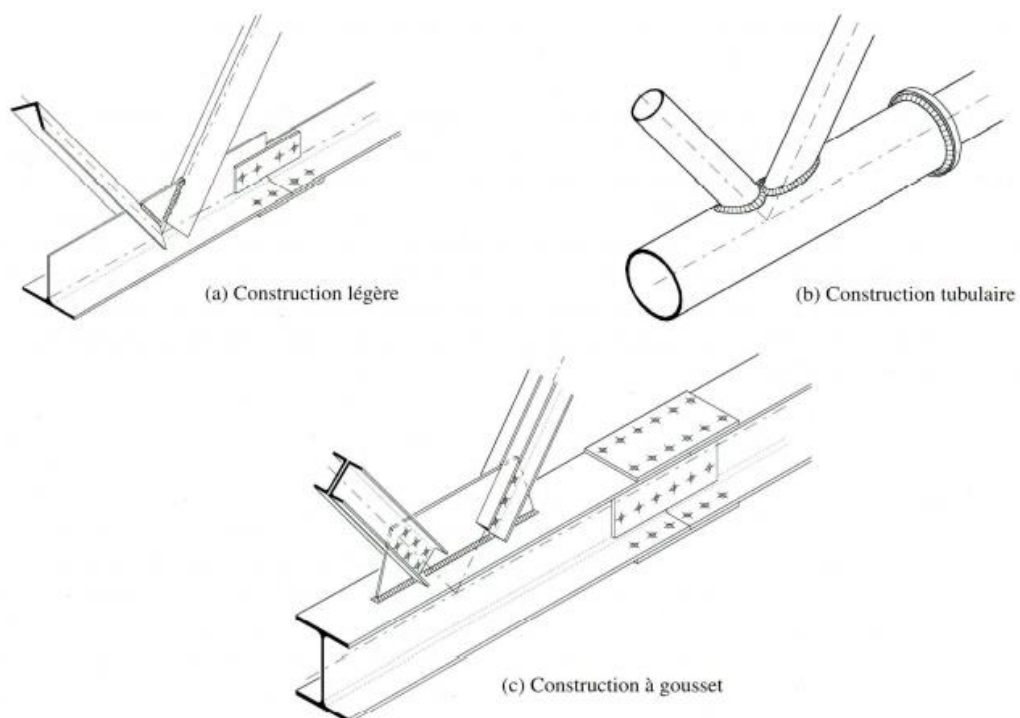


Figure 2- 15. Exemple de nœud et de joint de membrures de ferme à treillis [28]

Dans ce travail, le choix de type de profilé à utiliser pour les barres de treillis est celui des profilés tubulaires.

### 2.7.1 Treillis formés de profilés tubulaire [28]

De par leur forme, les profils creux circulaires ou rectangulaires se prêtent aisément au soudage tube sur tube pour la réalisation des assemblages directs sans goussets. Le comportement de ces nœuds dépend des types de sollicitations. La connaissance de ce comportement est nécessaire pour établir des formules de calcul simples et choisir de construction économique.

- Pour les assemblages de tubes carrés ou rectangulaires sollicités par des forces statiques prédominantes, sept modes de ruine ont été identifiés : flexion de la face de la membrure, arrachage de la face de la membrure, traction de la membrures, voilement local de la diagonale comprimée, cisaillement de la membrure, voilement de la membrure, voilement local de la face de la membrure.
- Pour les tubes circulaires, les modes de ruine peuvent être identifiés par analogie. La ruine par plastification y est plus fréquente que la ruine par voilement local. Rappelons que ce type de nœuds sont très sensibles aux sollicitations de fatigue.

Etant donné que nos éléments seront en tube, les **assemblages soudés** sont les plus appropriés.

Les assemblages entre élément dans notre étude sont :

- ❖ Assemblage poteau – membrure ;
- ❖ Assemblage membrure-panne ;
- ❖ Assemblage membrure montant ;
- ❖ Assemblage membrure diagonale ;

Dans ce travail, les calculs des assemblages porteront uniquement sur le nœud le plus sollicité.

### 2.7.2 Calcul des cordons de soudure

Les cordons de soudure se divisent en deux types [4] :

- ❖ Soudure bout à bout comme présenté à la Figure 2- 16 ;

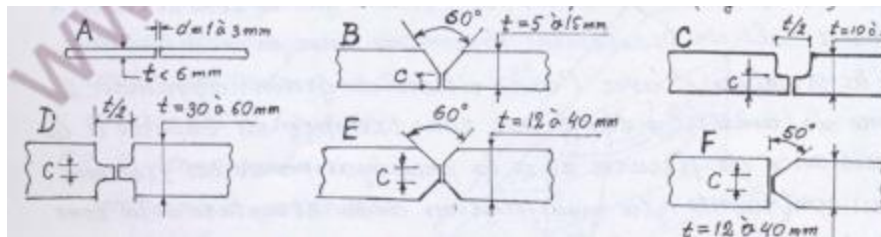


Figure 2- 16. Soudure bout à bout [4]

- ❖ Soudure d'angle comme présenté à la Figure 2- 17.

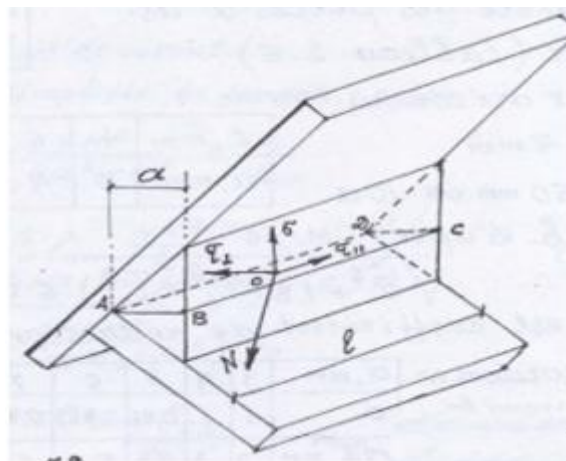


Figure 2- 17. Soudure d'angle [4]

Etant donné que nos assemblages sont direct sans gousset, la soudure utilisée est une **soudure d'angles**.

$a$  : épaisseur utile ou gorge, distance minimale de la racine à la surface du cordon ;

$l$  : longueur utile du cordon ;

$N$  : effort pondéré à chaque cordon, supposé centré au milieu de la longueur du cordon (au centre  $o$  de la surface ABCD) ;

$\sigma, \tau_{\perp}, \tau_{\parallel}$  : composantes de la contrainte moyenne rapportée à la section de gorge du cordon  $a.l$  avec :  $\sigma$  : composante perpendiculaire à la section ABCD ;

$\sigma_{\perp}$  : composante dans la section ABCD et perpendiculaire à l'axe longitudinale du cordon ;

$\tau_{\parallel}$  : composante dans le plan de la section ABCD et parallèle à l'axe longitudinale du cordon.

La formule fondamentale qui exprime que les composantes de la contrainte moyenne rapportées à la section de gorge ABCD de la Figure 2- 17 du cordon de soudure doivent satisfaire à la condition, d'après les Euro codes 3, de l'expression 2-34 [4] :

$$\beta_w \cdot \sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}} \quad (2-34)$$

Où  $\beta_w$  et  $\gamma_{Mw}$  sont déterminés selon la nuance d'acier comme présenté au Tableau 2- 6

Tableau 2- 6. Valeurs de  $\beta_w$  et  $\gamma_{Mw}$  [4]

| Nuance d'acier |        | $\gamma_{Mw}$ | $\beta_w$ | $\beta_w \cdot \gamma_{Mw}$ |
|----------------|--------|---------------|-----------|-----------------------------|
| $f_y$          | $f_u$  |               |           |                             |
| 235MPa         | 360MPa | 1.25          | 0.80      | 1.00                        |
| 274MPa         | 430MPa | 1.30          | 0.85      | 1.10                        |
| 355MPa         | 510MPa | 1.35          | 0.90      | 1.20                        |

Veiller à une bonne corrélation entre l'épaisseur  $a$  du cordon et l'épaisseur  $t$  de la plus faible des pièces à assembler comme présenté au Tableau 2- 7 ,réaliser des cordons :

$$a \geq 4mm$$

$$l \geq 50mm \text{ ou } 10a$$

Tableau 2- 7. Corrélation entre  $a$  et  $t$  [4]

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

## 2.8 Optimisations des treillis

Des nombreux auteurs ont consacré leurs recherches à l'optimisation des treillis. Ces études se distinguent par la façon dont le poids propre, le flambement ou diverses contraintes sont pris en compte. La méthode d'optimisation du poids des treillis la plus répandue, appelée **méthode multicritère**, consiste à définir une **Fonction coût** (formule 2-35) qui est l'image de la quantité de matière utilisée [29] :

$$CF = \sum_{i=1}^m k_i l_i \Omega_i \tag{2-35}$$

Dans cette relation,  $m$  est le nombre de barres du treillis,  $k_i$  le facteur du coût,  $l_i$  et  $\Omega_i$  respectivement la longueur et l'aire efficace de la barre d'indice «  $i$  ».

Cette fonction coût doit être minimisée, tout en satisfaisant un champ de contraintes. Ces contraintes peuvent concerner un certain nombre de déplacements aux nœuds à respecter ( $\delta_j \leq v_j$ ), les contraintes dans chaque barre ( $(N_i / \Omega_i \leq \sigma_i)$ ), ou d'autres spécifications comme l'élanement des barres ou des caractéristiques dynamiques. Finalement, cette approche fournit un système d'équations relativement complexe qui doit être résolu de façon numérique.

Dans le présent travail, il ne sera pas question d'utiliser les méthodes classiques d'optimisation des structures qui utilisent des formules mathématiques complexes mais plutôt d'une optimisation par une des **méthodes heuristiques** constitué des principes algorithmiques permettant d'obtenir une solution en respectant certains principes de construction [13].

**Justification** : l'utilisation de cette méthode se justifie par le fait que dans un problème de structures, les résultats ne sont pas rigoureusement fonctions analytiques des paramètres d'entrée. Nous ne pouvons donc pas utiliser les méthodes générales et courantes d'optimisation parce qu'elles constituent des démarches théoriques et possibles uniquement lorsqu'on a des problèmes où les résultats sont une fonction continue des paramètres d'étude.

### 2.8.1 Optimisation par algorithme de gloutons

Les algorithmes gloutons (*greedy algorithms* en Anglais) constituent l'une des méthodes heuristiques d'optimisation qui fonctionne avec le principe d'effectuer des itérations et pour chaque itération, fixer la valeur d'une ou plusieurs des variables décrivant le problème sans remettre en cause les choix antérieurs [13].

Le principe est donc de partir d'une solution incomplète (éventuellement totalement indéterminée) que l'on complète de proche en proche en effectuant des choix définitifs : à chaque étape, on traite une partie des variables sur lesquelles on ne revient plus [13].

### 2.8.2 Paramètres d'optimisation

Les différents paramètres de notre étude d'optimisation sont :

- ❖ La nuance d'acier ;
- ❖ Le type de ferme : forme de la ferme, type de treillis et profilé utilisé ;
- ❖ Les différentes portées des éléments de la charpente métallique.

Afin de limiter le travail, une catégorie des paramètres restera invariante.

### 2.8.2.1 Paramètres invariants d'optimisation

Le paramètre invariant de notre étude est :

- **La nuance d'acier** : l'optimisation ayant pour objectif d'obtenir une structure résistante mais à moindre coût, le choix de la nuance d'acier est celui des matériaux facilement disponibles et de moindre coût sur les marchés locaux. Ainsi, pour ce travail la nuance d'acier utilisée est **le S235** car elle est la plus disponible sur nos marchés de Goma ;
- **La forme des fermes** : nous allons considérer la forme trapézoïdale pour cause qu'elle présente une plus grande stabilité par rapport à la forme triangulaire.

### 2.8.2.2 Paramètres variables d'optimisation

Les paramètres variables de notre étude sont :

- Le type de treillis en considérant uniquement les trois types de treillis les plus couramment utilisés à savoir le treillis *Pratt, Howe et Warren* ;
- Le type de profilé des barres de treillis (rectangulaire ou circulaire) ;
- L'espacement entre les fermes ;
- L'espacement entre les montants des fermes ;
- La pente de la toiture.

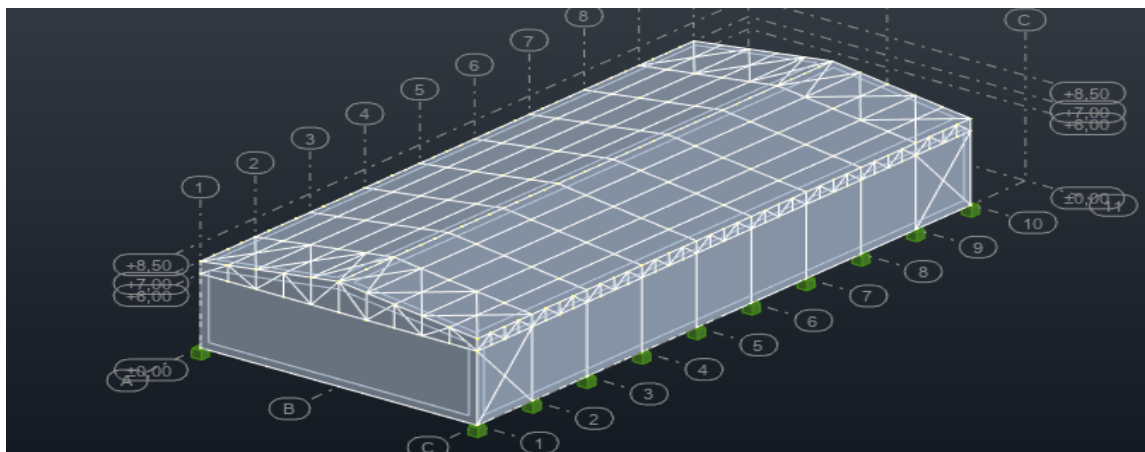
### 2.8.3 Paramètre de la structure de départ

Pour arriver à effectuer les itérations d'optimisation, nous allons partir d'une structure de départ dimensionnées et comparer les résultat itération après itération.

Les caractéristiques géométriques de cette structure de départ sont :

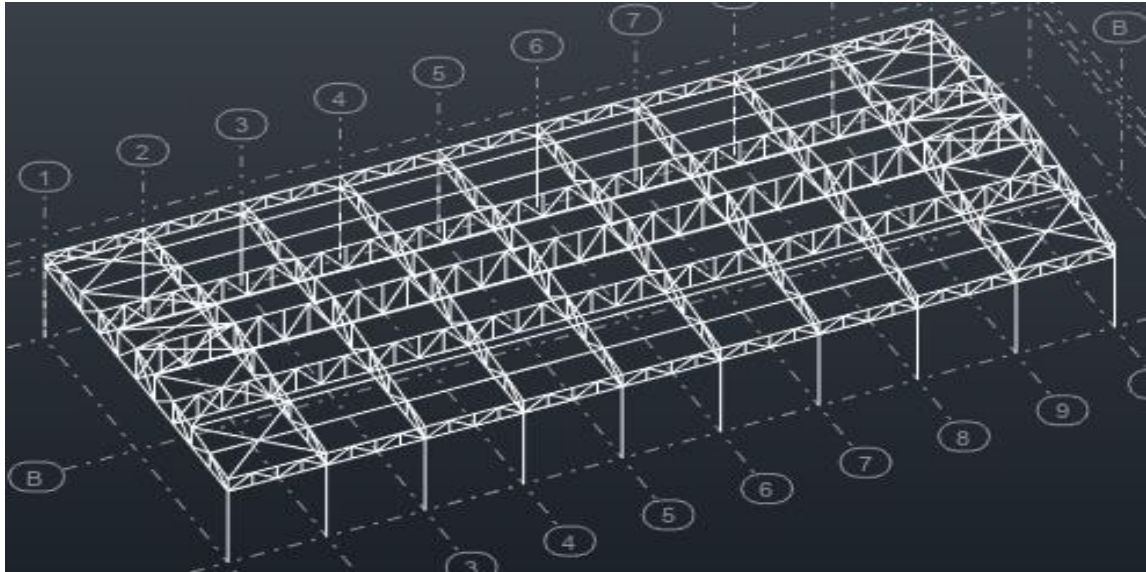
- Forme des fermes : **Trapézoïdale à double pente** ;
- Type de treillis : **Warren** ;
- Pente de toiture : **15%**
- Espacement entre montant : **2 m** ;
- Nombre des fermes : **10 fermes (espacée de 5m)** ;

La Figure 2- 18 présente le schéma structural de charpente en étude, avec les bardages en (a), sans les bardages en (b), avec les cotations (en cm) de la ferme en (c) et en (d) la forme des treillis des ciseaux et panne sablière.

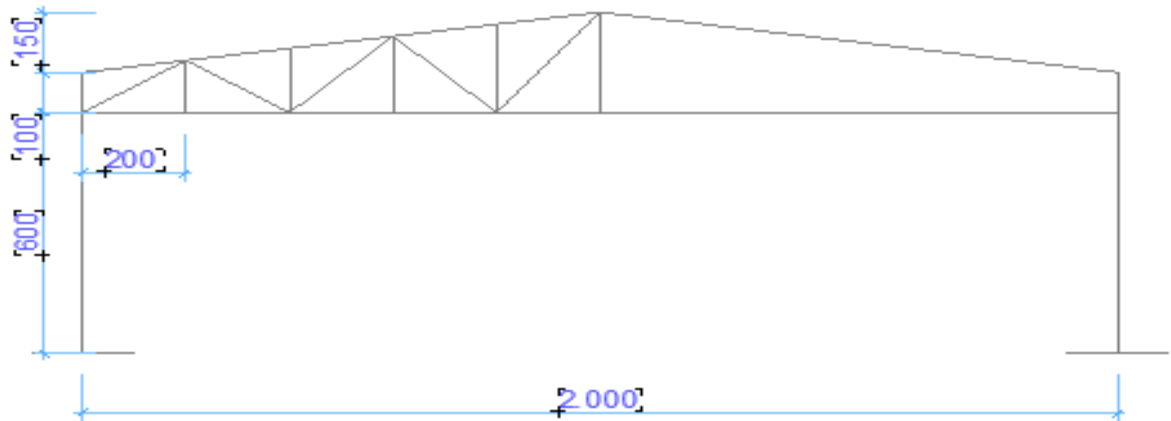


(a)

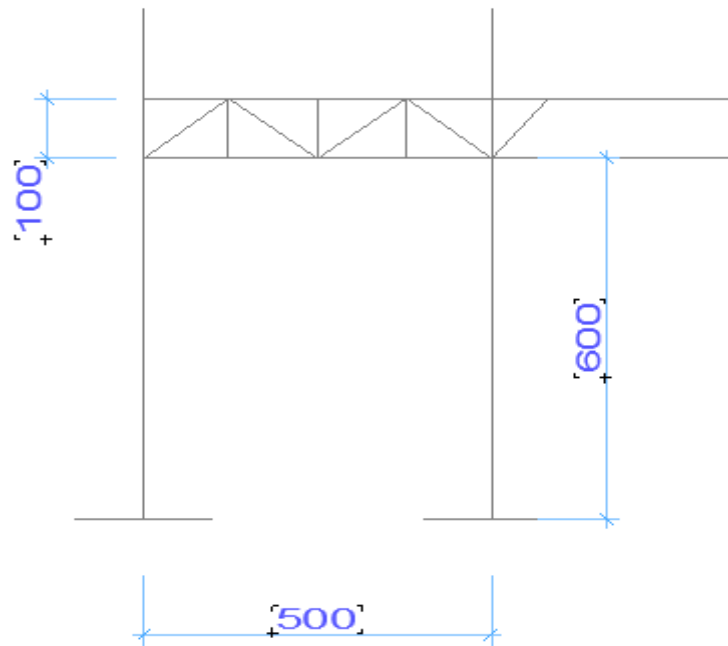
Étude d'optimisation d'une ferme métallique en fonction des portées des éléments, des types de treillis et des types de profilés : application à un entrepôt



(b)



(c)



(d)

Figure 2- 18. Schéma structural de la structure d'origine

Trois ciseaux et des pannes sablières en treillis sont insérés dans la structure pour diminuer les efforts dans les membrures inférieures des fermes et ainsi éliminer les instabilités aux niveaux des nœuds dans la structure.

- Forme des treillis des ciseaux et pannes faitières : **rectangulaire** ;
- Type de treillis des ciseaux : **Warren** ;
- Nombre des montant dans les ciseaux par travée (espace entre fermes) : **3 montants (avec espacement uniforme)**.

## 2.9 Présentation du logiciel *Robot Structural Analysis*

Le logiciel *Auto desk Robot Structural Analysis* (nommé couramment Robot) est un logiciel de CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. *Robot Structural Analysis* permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, et dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : treillis, portique, grillages de poutres et autres [30].

## 2.10 Conclusion partielle

Ce chapitre aborde l'aspect architectural de l'ouvrage, la modélisation, le prédimensionnement des éléments structuraux, et l'évaluation des charges qui lui sont appliquées. Il se penche également sur le dimensionnement des éléments à prendre en compte dans le cadre de cette étude, les assemblages ainsi que de la définition des paramètres d'optimisation qui nous guideront tout au long de notre travail. De plus, il introduit la méthode d'analyse structural, la méthode des éléments finis, et le logiciel *Robot Structural Analysis*, dont nous ferons usage pour obtenir les résultats nécessaires.

## Chapitre 3

### Evaluation des résultats

#### 3.1 Introduction

Ce chapitre présente les résultats d'optimisation de la structure en étude.

#### 3.2 Descente des charges

Comme présenté au chapitre 2, les charges appliquées sur la structure sont : le poids propre de la structure, les charges d'entretiens et les charges de vent.

##### 3.2.1 Poids propre de la structure

Il s'agit ici de la somme des poids propres des tôles, des pannes, des fermes, etc. Pour les tôles,  $G_{Tôles} = 6,75Kg / m^2$ , en considérant une accélération de la pesanteur  $g = 10m / s^2$ , la charge est de  $G_{Tôles} = 0,0675KN / m^2$  arrondi à  $0,07KN/m^2$

##### 3.2.2 Charges d'exploitation

En considérant une pente toiture inférieure à  $20^\circ$ , la charge d'exploitation équivaut à  $Q = 0,75kN / m^2$  (valeur tirée du Tableau 2- 1. Charges utiles sur les toitures au chapitre 2)

##### 3.2.3 Charges du vent

- Partant du Tableau 2- 2, la pression dynamique que base au Nord-Kivu équivaut à  $90daN / m^2$  en Valeur normale et  $157,5daN / m^2$  en valeur extrême ;
- En référence au Tableau 2- 3, l'effet de site équivaut à  $K_s = 1$  car nous sommes en zone 3 et en site normal ;

- Dans l'hypothèse que notre construction est **non masquée**,  $K_m = 1$  ;
- La note de calcul dans le paragraphe suivant présente les valeurs des coefficients pressions intérieur  $C_i$  et extérieure  $C_e$  du vent après simulations et calcul sur ordinateur dans le logiciel *Robot structural Analysis* conformément aux paramètres illustrés à la Figure 3- 1. La Région Vent 4-Neige A1 correspond à notre zone 3 de pression dynamique de base égale à  $0,90kPa(90daN / m^2)$

Paramètres NV65 02/09

Département: Département quelconque

Canton: Région: vent 4 - Neige A1

Vent

Surpression  Dépression

Région: 4

Pression: 0,90 (kPa)

Altitude de la construction: 8,500 (m)

Position du sol: 0,00 (m)

Site: Normal

Type: Normal

Bord du littoral

Neige

Région: A1

Pression: 0,35 (kPa)

Pression accidentelle: 0,00 (kPa)

Altitude géographique: 0,00 (m)

Direction du vent

135°  90°  45°

180°  0°

225°  270°  315°

Appliquer Fermer Aide

Figure 3- 1. Paramètres d'études au vent

- Les résultats des calculs des charges de vent sont les suivants :

Cas de charge: **Vent 0 deg sur.(+)**

*Gamma* : **1,000**

Coefficients de chargement

|                     |  |
|---------------------|--|
| surface: <b>679</b> | $C_e : -0,655$ $C_i : 0,300$ $C_e-C_i = -0,955$<br>$q_H : 0,87$ kPa $\Delta : 1,000$<br>$q_r(z) = -0,83$ kPa local |
| surface: <b>680</b> | $C_e : -0,355$ $C_i : 0,300$ $C_e-C_i = -0,655$<br>$q_H : 0,87$ kPa $\Delta : 1,000$<br>$q_r(z) = -0,57$ kPa local |
| surface: <b>681</b> | $C_e : -0,500$ $C_i : 0,300$ $C_e-C_i = -0,800$<br>$q_H : 0,87$ kPa $\Delta : 1,000$<br>$q_r(z) = -0,70$ kPa local |
| surface: <b>682</b> | $C_e : -0,500$ $C_i : 0,300$ $C_e-C_i = -0,800$<br>$q_H : 0,87$ kPa $\Delta : 1,000$<br>$q_r(z) = -0,70$ kPa local |
| surface: <b>683</b> | $C_e : 0,800$ $C_i : 0,300$ $C_e-C_i = 0,500$<br>$q_H : 0,87$ kPa $\Delta : 1,000$<br>$q_r(z) = 0,43$ kPa local    |
| surface: <b>684</b> | $C_e : -0,500$ $C_i : 0,300$ $C_e-C_i = -0,800$<br>$q_H : 0,87$ kPa $\Delta : 1,000$<br>$q_r(z) = -0,70$ kPa local |

Cas de charge: **Vent 0 deg dép.(-)**

$\Gamma$  : **1,000**

Coefficients de chargement

|                     |   |
|---------------------|---|
| surface: <b>679</b> | $C_e : -0,655$ $C_i : -0,300$ $C_e-C_i = -0,355$<br>$q_H : 0,87$ kPa $\Delta : 1,000$<br>$q_r(z) = -0,31$ kPa local |
| surface: <b>680</b> | $C_e : -0,355$ $C_i : -0,300$ $C_e-C_i = -0,055$<br>$q_H : 0,87$ kPa $\Delta : 1,000$<br>$q_r(z) = -0,05$ kPa local |
| surface: <b>681</b> | $C_e : -0,500$ $C_i : -0,300$ $C_e-C_i = -0,200$<br>$q_H : 0,87$ kPa $\Delta : 1,000$<br>$q_r(z) = -0,17$ kPa local |

|                     |   |
|---------------------|---|
| surface: <b>682</b> | $C_e : -0,500$ $C_i : -0,300$ $C_e-C_i = -0,200$<br>$qH : 0,87$ kPa $\Delta : 1,000$<br>$qr(z) = -0,17$ kPa local |
| surface: <b>683</b> | $C_e : 0,800$ $C_i : -0,300$ $C_e-C_i = 1,100$<br>$qH : 0,87$ kPa $\Delta : 1,000$<br>$qr(z) = 0,96$ kPa local    |
| surface: <b>684</b> | $C_e : -0,500$ $C_i : -0,300$ $C_e-C_i = -0,200$<br>$qH : 0,87$ kPa $\Delta : 1,000$<br>$qr(z) = -0,17$ kPa local |

Les coefficients pour les autres directions ont été calculés de la même manière et intégrés dans les calculs des actions.

### 3.2.4 Combinaison des charges

Après modélisation de la structure dans le logiciel de calcul et application des différentes charges auxquelles elle est soumise, une combinaison automatique complète a été effectuée en considérant le règlement de pondération des charges **NF EN 1990/AN décembre 2011** qui établit les différentes combinaisons de charge par application des formules 2-19, 2-22, 2-23 et 2-24 présentées dans la méthodologie de ce travail.

## 3.3 Principe de dimensionnement

Nous avons effectué les calculs avec le logiciel *Robot structural Analysis* qui est doté d'options permettant le dimensionnement des éléments, et leurs vérifications (résistance au flambement, vérification des flèches et des déplacements, ...) selon le profilé dimensionné et son mode de sollicitation.

### 3.3.1 Procédure de dimensionnement avec ROBOT [1]

Avant de commencer la modélisation de la structure, nous avons défini préalablement quelques paramètres (références de la tâche), concernant les règlements adoptés pour les calculs et les unités utilisées.

- ❖ Unité : KN (pour les forces), m (pour les longueurs), cm pour les sections, ... ;
- ❖ Pondérations des charges : NF EN 1990/AN Décembre 2011 ;
- ❖ Charges de vent : NV65 02/09 ;
- ❖ Structures acier et aluminium : NF EN 1993-1 :2005/AN :2014 ;
- ❖ Assemblages acier : NF en 1993-1-8 :2005/AN : 2009 ;

Après la définition des règlements adoptés pour les calculs est venu l'étape de la modélisation de la structure, une étape primordiale pour pouvoir dimensionner une structure avec le logiciel ROBOT, et qui se traduit par la conception de la structure à étudier en 3D, en prenant soin de bien choisir pour chaque élément, un type de profilés.

Après avoir modéliser la structure, on passe au chargement, en affectant à la structure les différentes charges à laquelle elle est soumise.

Ayant terminé le chargement de la structure, on passe à la définition des combinaisons (ELU et ELS) avec lesquelles le logiciel effectue le dimensionnement et les vérifications.

Après avoir effectué toutes ces étapes, avant faire le dimensionnement, un prédimensionnement des éléments de la structure est effectué en procédant comme suit : créer pour chaque type d'élément ce qu'on appelle une famille, en sélectionnant la liste des éléments de même type (montants, poutres, membrures supérieures de la ferme, ...), et la liste des profilés avec lesquels on veut que le logiciel dimensionne notre élément. Ensuite on affecte à chaque famille d'élément les paramètres de flambement pour le calcul à l'ELU, ainsi que les déplacements et

flèches limites pour le calcul à l'ELS, selon le type de chaque élément, et on lance le calcul de dimensionnement, à près l'analyse de la structure. On choisit parmi les résultats proposés par le logiciel, le profilé le mieux adapté à notre cas.

### 3.4 Optimisation

Procédons à une approche séquentielle pour optimiser les paramètres des variations. Étant donné que la résistance est notre priorité par rapport au coût de la construction, nous avons d'abord électionner le type de profilé et de treillis offrant la meilleure résistance. Ensuite, nous allons examiner les variations des espacements entre les fermes, suivies par celles des espacements entre les montants des fermes, et enfin nous ajusterons les pentes de toit pour maximiser la résistance de l'ouvrage.

#### 3.4.1 Variation 1 : type de profilé

##### 3.4.1.1 Profilé creux rectangulaire

Le Tableau 3- 1 présente les sections en tubes rectangulaires des éléments de la structure et leur ratio qui vérifient les conditions de résistance après calcul et dimensionnement en fonction de la combinaison de charge la plus défavorable aux ELU et aux ELS avec leurs ratios aux ELS.

Tableau 3- 1. Elément de treillis en tubes rectangulaires

| Pièce                               | Profilé        | Ratio |
|-------------------------------------|----------------|-------|
| Famille : 1 Poteaux T               |                |       |
| 27 Poteaux T_27                     | RECC 100x60x3  | 0.37  |
| Famille : 2 Membrures inferieures T |                |       |
| 191 Membrures inférieures T_191     | RECC 50x25x2.5 | 0.31  |
| Famille : 3 Membrures supérieures T |                |       |
| 167 Membrures supérieures T_167     | RECC 200x120x6 | 0.19  |

Étude d'optimisation d'une ferme métallique en fonction des portées des éléments, des types de treillis et des types de profilés : application à un entrepôt

|   |                |      |
|---|----------------|------|
| Famille : 4 Montants T  |                |      |
| 33 montants T_33  | RECC 50x30x2.5 | 0.15 |
| Famille : 5 diagonales T  |                |      |
| 85 Diagonales T_85  | RECC 60x40x2.5 | 0.45 |
| Famille : 6 pannes T  |                |      |
| 637 pannes T_637  | IPE 80         | 0.05 |
| Famille : 7 membrures inférieures et supérieures des pannes sablières T |                |      |
| 342   | RECC 120x80x4  | 0.02 |
| Famille : 8 diagonales et montants des pannes sablières T               |                |      |
| 337 Diagonales et montants des pannes sablières T_337                   | RECC 50x25x2.5 | 0.08 |
| Famille : 9 Membrures du ciseaux milieu T                               |                |      |
| 423 membrures du ciseaux milieu T_423                                   | RECC 120x80x4  | 0.04 |
| Famille : 10 Diagonales et montants du ciseau milieu T                  |                |      |
| 423 diagonales et montants du ciseaux milieu T_423                      | RECC 60x40x2.5 | 0.10 |
| Famille : 11 contreventements T   |                |      |
| 649 contreventements T_649  | RECC 50x25x2.5 | 0.12 |
| Famille : 12 Membrures des ciseaux T                                    |                |      |
| 824 membrures des ciseaux T_824   | RECC 120x80x4  | 0.05 |
| Famille : 13 diagonales et montants des ciseaux T                       |                |      |
| 676 diagonales et montant des ciseaux T_676                             | RECC 50x30x2.5 | 0.15 |

Le volume total d'acier utilisé dans la structure équivaut à 2,17m<sup>3</sup>

### 3.4.1.2 Profilé creux circulaire

Le Tableau 3- 2 présente les sections en tubes circulaire des éléments de la structure et leur ratio qui vérifient les conditions de résistance après calcul et dimensionnement en fonction de la combinaison de charge la plus défavorable aux ELU et ELS avec leurs ratios aux ELU.

Tableau 3- 2. Elément de treillis en tubes circulaire

| Pièce   | Profil        | Ratio |
|---|---------------|-------|
| Famille : 1 Poteaux T   |               |       |
| 27 Poteaux T_27   | CIRC 76.1x2.6 | 0.34  |
| Famille : 2 Membrures inferieures T                                     |               |       |
| 191 Membrures inférieures T_191   | CIRC 21.3x2.3 | 0.51  |
| Famille : 3 Membrures supérieures T                                     |               |       |
| 167 Membrures supérieures T_167   | CIRC 168.3x4  | 0.19  |
| Famille : 4 Montants T  |               |       |
| 33 montants T_33  | CIRC 33.7x2.6 | 0.19  |
| Famille : 5 diagonales T  |               |       |
| 85 Diagonales T_85  | CIRC 42.4x2.6 | 0.56  |
| Famille : 6 pannes T  |               |       |
| 637 pannes T_637  | IPE 80        | 0.05  |
| Famille : 7 membrures inférieures et supérieures des pannes sablières T |               |       |
| 342   | CIRC 88.9x3.2 | 0.02  |
| Famille : 8 diagonales et montants des pannes sablières T               |               |       |
| 337 Diagonales et montants des pannes sablières T_337                   | CIRC 26.9x2.3 | 0.12  |
| Famille : 9 Membrures du ciseaux milieu T                               |               |       |

|  |               |      |
|--|---------------|------|
| 423 membrures du ciseaux milieu T_423                  | CIRC 88.9x3.2 | 0.07 |
| Famille : 10 Diagonales et montants du ciseau milieu T |               |      |
| 423 diagonales et montants du ciseaux milieu T_423     | CIRC 42.4x2.6 | 0.14 |
| Famille : 11 contreventements T                        |               |      |
| 649 contreventements T_649                             | CIRC 33.7x2.6 | 0.18 |
| Famille : 12 Membrures des ciseaux T                   |               |      |
| 824 membrures des ciseaux T_824                        | CIRC 88.9x3.2 | 0.08 |
| Famille : 13 diagonales et montants des ciseaux T      |               |      |
| 676 diagonales et montant des ciseaux T_676            | CIRC 42.4x2.6 | 0.10 |

Le volume total d'acier utilisé dans la structure équivaut à 1,38m<sup>3</sup>

Aux vues de ces résultats, les profils circulaires sont les mieux adapté pour une conception de structure économique étant donné qu'elle présente un volume d'acier réduit par rapport au volume d'acier avec les profils rectangulaire.

Les **sections creuses circulaires** constituent donc la solution optimale en matière de section des barres de treillis à adopter.

### 3.4.2 Variation1 : types des treillis

Les Tableau 3- 3 et Tableau 3- 4 Présentent successivement les sections des barres qui satisfont aux conditions de résistance aux états limites ultimes et de service, après avoir été calculées et dimensionnées à l'aide du logiciel ROBOT, en utilisant la combinaison de charge le plus critique avec les treillis Pratt et Howe. Le ratio est le résultat des calculs aux états limites

Tableau 3- 3. Sections des barres en utilisant des treillis *Pratt*

| <b>Pièce</b>  | <b>Profile</b> | <b>Ratio</b> |
|---|----------------|--------------|
| Famille : 1 Poteaux T   |                |              |
| 27 Poteaux T_27   | CIRC 76.1x2.6  | 0.40         |
| Famille : 2 Membrures inferieures T                                     |                |              |
| 191 Membrures inférieures T_191   | CIRC 139.7x4   | 0.05         |
| Famille : 3 Membrures supérieures T                                     |                |              |
| 167 Membrures supérieures T_167   | CIRC 168.3x4   | 0.19         |
| Famille : 4 Montants T  |                |              |
| 33 montants T_33  | CIRC 33.7x2.6  | 0.19         |
| Famille : 5 diagonales T  |                |              |
| 85 Diagonales T_85  | CIRC 48.3x2.6  | 0.16         |
| Famille : 6 pannes T  |                |              |
| 637 pannes T _637   | IPE 80         | 0.05         |
| Famille : 7 membrures inférieures et supérieures des pannes sablières T |                |              |
| 342   | CIRC 88.9x3.2  | 0.02         |
| Famille : 8 diagonales et montants des pannes sablières T               |                |              |
| 337 Diagonales et montants des pannes sablières T_337                   | CIRC 42.4x2.6  | 0.11         |
| Famille : 9 Membrures du ciseaux milieu T                               |                |              |
| 423 membrures du ciseaux milieu T_423                                   | CIRC 88.9x3.2  | 0.08         |
| Famille : 10 Diagonales et montants du ciseau milieu T                  |                |              |
| 423 diagonales et montants du ciseaux milieu T_423                      | CIRC 42.4x2.6  | 0.11         |

Étude d'optimisation d'une ferme métallique en fonction des portées des éléments, des types de treillis et des types de profilés : application à un entrepôt

|   |               |      |
|---|---------------|------|
| Famille : 11 contreventements T                   |               |      |
| 649 contreventements T_649                        | CIRC 42.4x3.2 | 0.15 |
| Famille : 12 Membrures des ciseaux T              |               |      |
| 824 membrures des ciseaux T_824                   | CIRC 88.9x3.2 | 0.09 |
| Famille : 13 diagonales et montants des ciseaux T |               |      |
| 676 diagonales et montant des ciseaux T_676       | CIRC 42.4x2.6 | 0.09 |

Le volume total d'acier utilisé dans la structure équivaut à 1,72m<sup>3</sup>

Tableau 3- 4. Section des barres en utilisant des treillis *Howe*

| Pièce   | Profilé       | Ratio |
|---|---------------|-------|
| Famille : 1 Poteaux T   |               |       |
| 27 Poteaux T_27   | CIRC 76.1x2.6 | 0.35  |
| Famille : 2 Membrures inférieures T                                     |               |       |
| 191 Membrures inférieures T_191   | CIRC 21.3x2.3 | 0.52  |
| Famille : 3 Membrures supérieures T                                     |               |       |
| 167 Membrures supérieures T_167   | CIRC 168.3x4  | 0.16  |
| Famille : 4 Montants T  |               |       |
| 33 montants T_33  | CIRC 33.7x2.6 | 0.11  |
| Famille : 5 diagonales T  |               |       |
| 85 Diagonales T_85  | CIRC 42.4x2.6 | 0.58  |
| Famille : 6 pannes T  |               |       |
| 637 pannes T_637  | IPE 80        | 0.05  |
| Famille : 7 membrures inférieures et supérieures des pannes sablières T |               |       |
| 342   | CIRC 88.9x3.2 | 0.02  |

Étude d'optimisation d'une ferme métallique en fonction des portées des éléments, des types de treillis et des types de profilés : application à un entrepôt

|   |               |      |
|---|---------------|------|
| Famille : 8 diagonales et montants des pannes sablières T |               |      |
| 337 Diagonales et montants des pannes sablières T_337     | CIRC 42.4x2.6 | 0.12 |
| Famille : 9 Membrures du ciseaux milieu T                 |               |      |
| 423 membrures du ciseaux milieu T_423                     | CIRC 88.9x3.2 | 0.08 |
| Famille : 10 Diagonales et montants du ciseau milieu T    |               |      |
| 423 diagonales et montants du ciseaux milieu T_423        | CIRC 42.4x2.6 | 0.12 |
| Famille : 11 contreventements T                           |               |      |
| 649 contreventements T_649                                | CIRC 33.7x2.6 | 0.18 |
| Famille : 12 Membrures des ciseaux T                      |               |      |
| 824 membrures des ciseaux T_824                           | CIRC 88.9x3.2 | 0.09 |
| Famille : 13 diagonales et montants des ciseaux T         |               |      |
| 676 diagonales et montant des ciseaux T_676               | CIRC 42.4x2.6 | 0.10 |

Le volume total d'acier utilisé dans la structure équivaut à 1,41m<sup>3</sup>

En considérant les résultats obtenus et en se référant au Tableau 3- 2, qui présente les sections des barres pour le treillis de type Warren, il est clair que le treillis de type Warren se démarque comme le choix optimal. En effet, il se caractérise par une utilisation nettement moindre de l'acier dans la structure par rapport aux deux types de treillis.

### 3.4.3 Variation 3 : espacement entre ferme de la charpente

Avec le même nombre des barres dans les treillis des ciseaux et des pannes sablières, les Tableau 3- 5, Tableau 3- 6 et Tableau 3- 7 présentent les différentes sections de barres dans les éléments de la structure qui vérifient les conditions de résistance à la fois aux ELU et aux ELS, sous la combinaison la plus défavorable, avec leurs Ratios aux ELU respectivement avec 8, 7 et 6 fermes dans la structure. Le Tableau 3- 2 présenté dans précédemment donne les sections des barres avec 9 fermes dans la structure.

Tableau 3- 5. Eléments de section de la structure avec 8 fermes

| Pièce   | Profile        | Ratio |
|---|----------------|-------|
| Famille : 1 Poteaux T   |                |       |
| 27 Poteaux T_27   | CIRC 76.1x2.6  | 0.38  |
| Famille : 2 Membrures inférieures T                                     |                |       |
| 191 Membrures inférieures T_191   | CIRC 21.3x2.3  | 0.57  |
| Famille : 3 Membrures supérieures T                                     |                |       |
| 167 Membrures supérieures T_167   | CIRC 168.3x4   | 0.21  |
| Famille : 4 Montants T  |                |       |
| 33 montants T_33  | CIRC 33.7x2.6  | 0.21  |
| Famille : 5 diagonales T  |                |       |
| 85 Diagonales T_85  | CIRC 42.4x2.6  | 0.62  |
| Famille : 6 pannes T  |                |       |
| 637 pannes T _637   | IPE 80         | 0.06  |
| Famille : 7 membrures inférieures et supérieures des pannes sablières T |                |       |
| 342   | CIRC 101.6x3.2 | 0.03  |
| Famille : 8 diagonales et montants des pannes sablières T               |                |       |

Étude d'optimisation d'une ferme métallique en fonction des portées des éléments, des types de treillis et des types de profilés : application à un entrepôt

|  |                |      |
|--|----------------|------|
| 337 Diagonales et montants des pannes sablières T_337  | CIRC 33.7x2.6  | 0.10 |
| Famille : 9 Membrures du ciseaux milieu T              |                |      |
| 423 membrures du ciseaux milieu T_423                  | CIRC 101.6x3.2 | 0.08 |
| Famille : 10 Diagonales et montants du ciseau milieu T |                |      |
| 423 diagonales et montants du ciseaux milieu T_423     | CIRC 48.3x2.6  | 0.13 |
| Famille : 11 contreventements T                        |                |      |
| 649 contreventements T_649                             | CIRC 33.7x2.6  | 0.22 |
| Famille : 12 Membrures des ciseaux T                   |                |      |
| 824 membrures des ciseaux T_824                        | CIRC 101.6x3.2 | 0.09 |
| Famille : 13 diagonales et montants des ciseaux T      |                |      |
| 676 diagonales et montant des ciseaux T_676            | CIRC 42.4x2.6  | 0.13 |

Le volume total d'acier utilisé dans la structure équivaut à 1,37m<sup>3</sup>

Tableau 3- 6. Eléments de section de la structure avec 7 fermes

| Pièce                               | Profile       | Ratio |
|-------------------------------------|---------------|-------|
| Famille : 1 Poteaux T               |               |       |
| 27 Poteaux T_27                     | CIRC 76.1x2.6 | 0.43  |
| Famille : 2 Membrures inférieures T |               |       |
| 191 Membrures inférieures T_191     | CIRC 21.3x2.3 | 0.64  |
| Famille : 3 Membrures supérieures T |               |       |
| 167 Membrures supérieures T_167     | CIRC 168.3x4  | 0.24  |
| Famille : 4 Montants T              |               |       |
| 33 montants T_33                    | CIRC 33.7x2.6 | 0.24  |
| Famille : 5 diagonales T            |               |       |

Étude d'optimisation d'une ferme métallique en fonction des portées des éléments, des types de treillis et des types de profilés : application à un entrepôt

|   |                |      |
|---|----------------|------|
| 85 Diagonales T_85  | CIRC 42.4x2.6  | 0.70 |
| Famille : 6 pannes T  |                |      |
| 637 pannes T_637  | IPE 80         | 0.08 |
| Famille : 7 membrures inférieures et supérieures des pannes sablières T |                |      |
| 342   | CIRC 114.3x3.2 | 0.04 |
| Famille : 8 diagonales et montants des pannes sablières T               |                |      |
| 337 Diagonales et montants des pannes sablières T_337                   | CIRC 33.7x2.6  | 0.17 |
| Famille : 9 Membrures du ciseaux milieu T                               |                |      |
| 423 membrures du ciseaux milieu T_423                                   | CIRC 114.3x3.2 | 0.10 |
| Famille : 10 Diagonales et montants du ciseau milieu T                  |                |      |
| 423 diagonales et montants du ciseaux milieu T_423                      | CIRC 48.3x2.6  | 0.18 |
| Famille : 11 contreventements T   |                |      |
| 649 contreventements T_649  | CIRC 42.4x2.4  | 0.22 |
| Famille : 12 Membrures des ciseaux T                                    |                |      |
| 824 membrures des ciseaux T_824   | CIRC 114.3x3.2 | 0.11 |
| Famille : 13 diagonales et montants des ciseaux T                       |                |      |
| 676 diagonales et montant des ciseaux T_676                             | CIRC 42.4x2.6  | 0.19 |

Le volume total d'acier utilisé dans la structure équivaut à 1,38m<sup>3</sup>

Tableau 3- 7. Eléments de section de la structure avec 6 fermes

| Pièce   | Profile       | Ratio |
|---|---------------|-------|
| Famille : 1 Poteaux T   |               |       |
| 27 Poteaux T_27   | CIRC 76.1x2.6 | 0.60  |
| Famille : 2 Membrures inferieures T                                     |               |       |
| 191 Membrures inférieures T_191   | CIRC 21.3x2.3 | 0.86  |
| Famille : 3 Membrures supérieures T                                     |               |       |
| 167 Membrures supérieures T_167   | CIRC 168.3x4  | 0.32  |
| Famille : 4 Montants T  |               |       |
| 33 montants T_33  | CIRC 33.7x2.6 | 0.30  |
| Famille : 5 diagonales T  |               |       |
| 85 Diagonales T_85  | CIRC 42.4x2.6 | 0.89  |
| Famille : 6 pannes T  |               |       |
| 637 pannes T _637   | IPE 80        | 0.12  |
| Famille : 7 membrures inférieures et supérieures des pannes sablières T |               |       |
| 342   | CIRC 139.7x4  | 0.04  |
| Famille : 8 diagonales et montants des pannes sablières T               |               |       |
| 337 Diagonales et montants des pannes sablières T_337                   | CIRC 42.4x2.6 | 0.21  |
| Famille : 9 Membrures du ciseaux milieu T                               |               |       |
| 423 membrures du ciseaux milieu T_423                                   | CIRC 139.7x4  | 0.11  |
| Famille : 10 Diagonales et montants du ciseau milieu T                  |               |       |
| 423 diagonales et montants du ciseaux milieu T_423                      | CIRC 48.3x2.6 | 0.32  |

|   |               |      |
|---|---------------|------|
| Famille : 11 contreventements T                   |               |      |
| 649 contreventements T_649                        | CIRC 48.4x2.6 | 0.32 |
| Famille : 12 Membrures des ciseaux T              |               |      |
| 824 membrures des ciseaux T_824                   | CIRC 139.7x4  | 0.12 |
| Famille : 13 diagonales et montants des ciseaux T |               |      |
| 676 diagonales et montant des ciseaux T_676       | CIRC 42.4x2.6 | 0.38 |

Le volume total d'acier utilisé dans la structure équivaut à 1,59m<sup>3</sup>

Le nombre optimal de fermes dans la structure est de 8, car il permet d'obtenir le volume total d'acier utilisé le plus bas, avec un espacement de 6,43 mètres entre les fermes

### 3.4.4 Variation 4 : espacement entre Montant des fermes

En se basant sur les résultats antérieurs sélectionnés comme optimaux, le Tableau 3- 8 répertorie les sections des barres de la structure qui satisfont aux conditions des états limites ultimes et de service, sous la combinaison de charges la plus critique, tout en tenant compte d'un espacement de 2,5 mètres entre les montants des fermes.

Tableau 3- 8. Sections des barres avec un espacement de 2,5m entre les montants des fermes

| Pièce                               | Profile       | Ratio |
|-------------------------------------|---------------|-------|
| Famille : 1 Poteaux T               |               |       |
| 27 Poteaux T_27                     | CIRC 76.1x2.6 | 0.41  |
| Famille : 2 Membrures inferieures T |               |       |
| 191 Membrures inférieures T_191     | CIRC 21.3x2.3 | 0.61  |
| Famille : 3 Membrures supérieures T |               |       |
| 167 Membrures supérieures T_167     | CIRC 168.3x4  | 0.23  |
| Famille : 4 Montants T              |               |       |
| 33 montants T_33                    | CIRC 48.3x2.6 | 0.60  |

Étude d'optimisation d'une ferme métallique en fonction des portées des éléments, des types de treillis et des types de profilés : application à un entrepôt

|   |                |      |
|---|----------------|------|
| Famille : 5 diagonales T  |                |      |
| 85 Diagonales T_85  | CIRC 42.4x2.6  | 0.11 |
| Famille : 6 pannes T  |                |      |
| 637 pannes T_637  | IPE 80         | 0.06 |
| Famille : 7 membrures inférieures et supérieures des pannes sablières T |                |      |
| 342   | CIRC 101.6x3.2 | 0.02 |
| Famille : 8 diagonales et montants des pannes sablières T               |                |      |
| 337 Diagonales et montants des pannes sablières T_337                   | CIRC 33.7x2.6  | 0.10 |
| Famille : 9 Membrures du ciseaux milieu T                               |                |      |
| 423 membrures du ciseaux milieu T_423                                   | CIRC 101.6x3.2 | 0.08 |
| Famille : 10 Diagonales et montants du ciseau milieu T                  |                |      |
| 423 diagonales et montants du ciseaux milieu T_423                      | CIRC 48.3x2.6  | 0.13 |
| Famille : 11 contreventements T   |                |      |
| 649 contreventements T_649  | CIRC 42.4x2.3  | 0.19 |
| Famille : 12 Membrures des ciseaux T                                    |                |      |
| 824 membrures des ciseaux T_824   | CIRC 101.6x3.2 | 0.08 |
| Famille : 13 diagonales et montants des ciseaux T                       |                |      |
| 676 diagonales et montant des ciseaux T_676                             | CIRC 42.4x2.6  | 0.11 |

Le volume total d'acier utilisé dans la structure équivaut à 1,49m<sup>3</sup>

Il est observé une augmentation du volume total d'acier utilisé dans la structure par rapport au résultat précédant. L'espacement optimal entre montants des fermes est donc de **2m**.

### 3.4.5 Variation 5 : pente de toiture

Dans les résultats antérieurs, la pente de toiture de la structure a été évaluée à 15%. Le Tableau 3- 9 présente les sections des barres de la structure qui satisfont aux critères des états limites ultimes et de service, en utilisant la combinaison de charge la plus critique, avec variation de la pente allant jusqu'à 20%. Par ailleurs, le Tableau 3- 10 expose ses résultats en tenant compte d'une réduction de la pente jusqu'à 10%.

**Note :** les calculs aux vents étant fonction de la hauteur du bâtiment, un nouveau calcul des charges de vent adapté à chaque nouvelle pente a été effectué.

Tableau 3- 9. Section des barres avec une pente de 20%

| Pièce  | Profile       | Ratio |
|--|---------------|-------|
| Famille : 1 Poteau T   |               |       |
| 14 Poteaux T_14  | CIRC 219.1x10 | 0.76  |
| Famille : 2 Membrures inferieures T                                  |               |       |
| 162 Membrures inferieures T_162                                      | CIRC 168.3x5  | 0.88  |
| Famille : 3 Membrures supérieure T                                   |               |       |
| 100 Membrure supérieure T_100  | CIRC 168.3x8  | 0.93  |
| Famille : 4 Montants T   |               |       |
| 6 montants T_6   | CIRC 60.3x3.2 | 0.90  |
| Famille : 5 Diagonales T   |               |       |
| 94 Diagonales T_94   | CIRC 76.1x4   | 0.93  |
| Famille : 6 Contreventements T                                       |               |       |
| 1 contreventements T_1   | CIRC 88.9x6   | 0.78  |
| Famille : 7 Membrures de la pannes sablières T                       |               |       |
| 415 Membrures supérieures et inferieures de la pannes sablière T_415 | CIRC 168.3x10 | 0.84  |

Étude d'optimisation d'une ferme métallique en fonction des portées des éléments, des types de treillis et des types de profilés : application à un entrepôt

|   |               |      |
|---|---------------|------|
| Famille : 8 Diagonales et Montants de la panne sablière T |               |      |
| 368 Diagonales et montants de la panne sablière T_368     | CIRC 48.3x3.2 | 0.86 |
| Famille : 9 Membrures du ciseau milieu T                  |               |      |
| 225 membrures du ciseau milieu T_225                      | CIRC 101.6x5  | 0.98 |
| Famille : 10 Diagonales et montants du ciseau milieu T    |               |      |
| 233 Diagonales et montants du ciseau milieu T_233         | CIRC 60.3x2.6 | 0.70 |
| Famille : 11 Membrures des ciseaux T                      |               |      |
| 297 membrures des ciseaux T_297                           | CIRC 101.6x8  | 0.97 |
| Famille : 12 Diagonales et montants des ciseaux T         |               |      |
| 305 membrures supérieures_305                             | CIRC 42.4x4   | 0.96 |
| Famille : 13 Pannes T                                     |               |      |
| 487 pannes T_487  | IPE 180       | 0.27 |

Le volume total d'acier utilisé dans la structure équivaut à 4,66m<sup>3</sup>

Tableau 3- 10.section des barres avec une Pente 10%

| Pièce                               | Profile       | Ratio |
|-------------------------------------|---------------|-------|
| Famille : 1 Poteaux T               |               |       |
| 27 Poteaux T_27                     | CIRC 219.1x10 | 0.86  |
| Famille : 2 Membrures inferieures T |               |       |
| 191 Membrures inférieures T_191     | CIRC 168.3x8  | 0.77  |
| Famille : 3 Membrures supérieures T |               |       |
| 167 Membrures supérieures T_167     | CIRC 168.3x10 | 0.78  |
| Famille : 4 Montants T              |               |       |
| 33 montants T_33                    | CIRC 139.7x4  | 0.99  |
| Famille : 5 diagonales T            |               |       |
| 85 Diagonales T_85                  | CIRC 76.3x4   | 0.82  |

Étude d'optimisation d'une ferme métallique en fonction des portées des éléments, des types de treillis et des types de profilés : application à un entrepôt

|   |                |      |
|---|----------------|------|
| Famille : 6 pannes T  |                |      |
| 637 pannes T_637  | IPE 100        | 0.12 |
| Famille : 7 membrures inférieures et supérieures des pannes sablières T |                |      |
| 342   | CIRC 101.6x10  | 0.90 |
| Famille : 8 diagonales et montants des pannes sablières T               |                |      |
| 337 Diagonales et montants des pannes sablières T_337                   | CIRC 76.1x5    | 0.68 |
| Famille : 9 Membrures du ciseaux milieu T                               |                |      |
| 423 membrures du ciseaux milieu T_423                                   | CIRC 101.6x3.2 | 0.34 |
| Famille : 10 Diagonales et montants du ciseau milieu T                  |                |      |
| 423 diagonales et montants du ciseaux milieu T_423                      | CIRC 42.4x2.6  | 0.66 |
| Famille : 11 contreventements T   |                |      |
| 649 contreventements T_649  | CIRC 101.6x5   | 0.65 |
| Famille : 12 Membrures des ciseaux T                                    |                |      |
| 824 membrures des ciseaux T_824   | CIRC 101.6x3.2 | 0.78 |
| Famille : 13 diagonales et montants des ciseaux T                       |                |      |
| 676 diagonales et montant des ciseaux T_676                             | CIRC 42.4x3.2  | 0.88 |

Le volume total d'acier utilisé dans la structure équivaut à  $4,16\text{m}^3$

En utilisant des pentes de 20% et 10% nous constatons que le volume d'acier requis pour la structure est supérieur à celui nécessaire pour une toiture inclinée à 15%.

La pente optimale est donc celle de 15%

### 3.4.6 Structure optimale

Après les variations dans les paragraphes précédentes, nous retenons comme structure optimale celle avec les caractéristiques géométriques suivantes :

- Longueur du bâtiment : **45m** ;
- Largeur du bâtiment : **20 m** ;
- Hauteur bâtiment : **6m**
- Type de treillis : **Warren** ;
- Forme des fermes : **trapézoïdale à double pente** ;
- Sections des barres : **creux circulaires** ;
- Nombre des fermes : **8 fermes** (avec un espacement uniforme de 6,43m) ;
- Espacement entre montants des fermes : **2m**
- Pente de toiture : **15 %**

Quelques modifications ont été apportées aux sections de cette structure optimale présentée dans le Tableau 3- 5 pour différentes raisons :

- ❖ Considérons des barres à sections carrée aux niveaux des membrures supérieures et inférieures des fermes pour faciliter l'assemblage avec les pannes et avec les membrures des ciseaux.
- ❖ Considérons des poteaux en section carrée pour faciliter les assemblages de ces derniers avec les membrures inférieures et supérieures des fermes et pannes sablières ;

- ❖ Etant donné que les membrures inférieures et supérieures des ciseaux devront être soudée sur les membrures inférieures et supérieures des fermes, considérons des sections ces celles-ci supérieures ou égales à celles des membrures des ciseaux.

Le Tableau 3- 11 présente les sections des barres de la structure optimale avec les adaptations aux assemblages.

Tableau 3- 11. Sections de barres de la structure modifiées adapté aux assemblages



| Pièce   | Profile        | Ratio |
|---|----------------|-------|
| Famille : 1 Poteaux T   |                |       |
| 27 Poteaux T_27   | CARC 140x140x5 | 0.05  |
| Famille : 2 Membrures inferieures T                                     |                |       |
| 191 Membrures inférieures T_191   | CARC 140x140x5 | 0.57  |
| Famille : 3 Membrures supérieures T                                     |                |       |
| 167 Membrures supérieures T_167   | CARC 140x140x5 | 0.21  |
| Famille : 4 Montants T  |                |       |
| 33 montants T_33  | CIRC 33.7x2.6  | 0.21  |
| Famille : 5 diagonales T  |                |       |
| 85 Diagonales T_85  | CIRC 42.4x2.6  | 0.62  |
| Famille : 6 pannes T  |                |       |
| 637 pannes T _637   | IPE 80         | 0.06  |
| Famille : 7 membrures inférieures et supérieures des pannes sablières T |                |       |
| 342   | CIRC 101.6x3.2 | 0.03  |
| Famille : 8 diagonales et montants des pannes sablières T               |                |       |
| 337 Diagonales et montants des pannes sablières T_337                   | CIRC 33.7x2.6  | 0.10  |

|  |                |      |
|--|----------------|------|
| Famille : 9 Membrures du ciseaux milieu T              |                |      |
| 423 membrures du ciseaux milieu T_423                  | CIRC 101.6x3.2 | 0.08 |
| Famille : 10 Diagonales et montants du ciseau milieu T |                |      |
| 423 diagonales et montants du ciseaux milieu T_423     | CIRC 48.3x2.6  | 0.13 |
| Famille : 11 contreventements T                        |                |      |
| 649 contreventements T_649                             | CIRC 33.7x2.6  | 0.22 |
| Famille : 12 Membrures des ciseaux T                   |                |      |
| 824 membrures des ciseaux T_824                        | CIRC 101.6x3.2 | 0.09 |
| Famille : 13 diagonales et montants des ciseaux T      |                |      |
| 676 diagonales et montant des ciseaux T_676            | CIRC 42.4x2.6  | 0.13 |

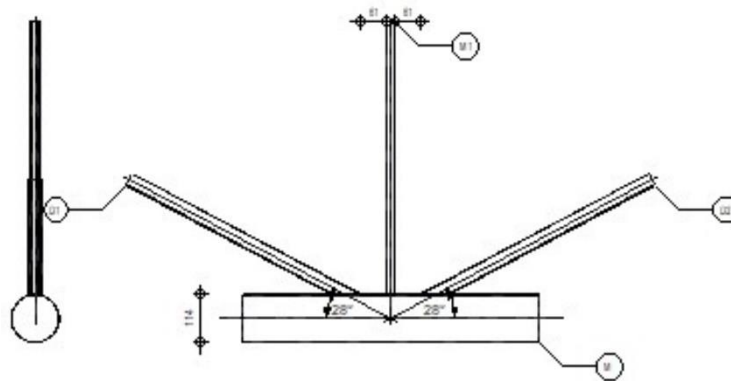
### 3.5 Assemblages

Après application des assemblages au niveaux de tous les nœuds dans la structure, les sections des barres restent inchangées car dans les calculs sans assemblage, le dimensionnement est effectué dans l'hypothèse que les nœuds sont des assemblages parfaits.

Le paragraphe ci-dessous présente la note de calcul de l'assemblage du nœud le plus sollicité.

|   |   |   |
|---|---|---|
|  | Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020  |  |
|   | <b>Calcul de l'assemblage dans le nœud du treillis</b><br>NF EN 1993-1-8 : 2005/NA : 2007/AC : 2009 |   |

M1 - OHC 21.5x23  
O1 - OHC 23.5x28  
O2 - OHC 23.5x28  
M - OHC 14.5x22



### 3.5.1 Général

Les informations générales sur l'assemblages :

Assemblage N° : 91

Nom de l'assemblage : Noeud de treillis en tube

Noeud de la structure : 185

Barres de la structure : 1891, 1510, 1509, 1506

### 3.5.2 Géométrie

Les informations sur la géométrie sont :

#### 3.5.2.1 Barres

|                   |          | Membrure          | Diagonale 1      | Diagonale 2      | Montant          |     |
|-------------------|----------|-------------------|------------------|------------------|------------------|-----|
| <b>Barre N° :</b> |          | 1891              | 1509             | 1510             | 1506             |     |
| <b>Profilé :</b>  |          | CIRC<br>101.6x3.2 | CIRC<br>33.7x2.6 | CIRC<br>33.7x2.6 | CIRC<br>33.7x2.6 |     |
| <b>Matériau :</b> |          | ACIER             | ACIER            | ACIER            | ACIER            |     |
| <b>Angle</b>      | $\theta$ | 0,0               | 28,1             | 28,1             | 90,0             | Deg |

### 3.5.2.2 Excentrement

$$e_0 = 0 \quad [\text{mm}] \quad \text{Excentrement}$$

### 3.5.2.3 Espacements

$$g_1 = 61 \quad [\text{mm}] \quad \text{Espacement de la diagonale 1}$$

$$g_2 = 61 \quad [\text{mm}] \quad \text{Espacement de la diagonale 2}$$

### 3.5.2.4 Soudures

$$a_d = 5 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur des soudures du treillis}$$

## 3.5.3 Efforts

$$\text{Cas : 12 : ELU /1/ } 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50$$

### 3.5.3.1 Membrure

$$N_{01,Ed} = -1,22 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort axial}$$

$$M_{01,Ed} = 0,01 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Moment fléchissant}$$

$$N_{02,Ed} = 0,05 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort axial}$$

$$M_{02,Ed} = 0,01 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Moment fléchissant}$$

### 3.5.3.2 Diagonale 1

$$N_1 = -1,14 \text{ [kN]} \quad \text{Effort axial}$$

$$M_1 = 0,01 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant}$$

### 3.5.3.3 Diagonale 2

$$N_2 = 0,29 \text{ [kN]} \quad \text{Effort axial}$$

$$M_2 = 0,01 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant}$$

### 3.5.3.4 Montant

$$N_3 = 0,18 \text{ [kN]} \quad \text{Effort axial}$$

$$M_3 = 0,00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant}$$

Les efforts tranchants n'ont pas été prises en compte lors de la vérification de l'assemblage. L'assemblage a été dimensionné en tant qu'un nœud d'un treillis.

## 3.5.4 Résultats

Les résultat de calcul des assemblages sont :

### 3.5.4.1 Vérification de la résistance Eurocode 3 : EN 1993-1-8 : 2005

Les conditions géométriques de l'assemblage non conformes au tableau [7.1]

### 3.5.4.2 Modes de ruine pour assemblage (membrure CHS) [Tableau 7.2] pour $N_{i,Rd}$ et [Tableau 7.5] pour $M_{i,Rd}$

$$\beta = 0,26 \quad \text{Coefficient dépendant de la géométrie des barres de l'assemblage} \quad \beta = (d_1+d_2+d_3)/(3*d_0) \text{ [1.5 (6)]}$$

$$\gamma = 17,86 \quad \text{Coefficient dépendant de la géométrie de la membrure} \quad \gamma = b_0/(2*t_0) \text{ [1.5 (6)]}$$

|                |  |  |
|----------------|--|--|
| $\beta = 0,26$ | Coefficient dépendant de la géométrie des barres de l'assemblage | $\beta = (d_1+d_2+d_3)/(3*d_0)$ [1.5 (6)]  |
| $k_g = 1,78$   | Coefficient  | $k_g = \gamma^{0.2*} (1+0.024*\gamma^{1.2})/(\exp(0.5*(g_1+d_3+g_2)/t_0-1.33) +1)$ |
| $n_p = 0,01$   | Coefficient dépendant des contraintes dans la membrure           | $n_p = \sigma_{p,Ed}/f_{y0}$   |
| $k_p = 1,00$   | Coefficient dépendant des contraintes dans la membrure           | $k_p = 1-0.3*n_p*(1+n_p)$  |

### 3.5.4.3 Ruine de la face de la membrure

#### 3.5.4.3.1 Diagonale 2

|  |                          |   |
|--|--------------------------|---|
| $N_{2,Rd} = 43,67$ [kN]                  | Résistance à la traction | $N_{2,Rd} = [\sin(\theta_1)/\sin(\theta_2)]*N_{1,Rd}$                                     |
| $ N_2  \leq N_{2,Rd}$                    | $ 0,29  < 43,67$         | <b>Vérfifié</b> (0,01)  |
| $M_{2,Rd} = 0,9$ [kN*m]                  | Résistance à la flexion  | $M_{2,Rd} = 4.85*[f_{y0}*t_0^2*d_2/\sin(\theta_2)]*\sqrt{\gamma*\beta}*k_p / \gamma_{M5}$ |
| $ M_2  \leq M_{2,Rd}$                    | $ 0,01  < 0,91$          | <b>Vérfifié</b> (0,01)  |
| $N_2/N_{2,Rd} + (M_2/M_{2,Rd})^2 \leq 1$ | $0,01 < 1,00$            | <b>Vérfifié</b> (0,01)  |

#### 3.5.4.3.2 Diagonale 1

|                         |                             |   |
|-------------------------|-----------------------------|---|
| $N_{1,Rd} = 43,6$ [kN]  | Résistance à la compression | $N_{1,Rd} = [k_p*k_g*f_{y0}*t_0^2/\sin(\theta_1)]*(1.8 +10.2*d_1/d_0) / \gamma_{M5}$      |
| $ N_1  \leq N_{1,Rd}$   | $ -1,14  < 43,67$           | <b>Vérfifié</b> (0,03)  |
| $M_{1,Rd} = 0,9$ [kN*m] | Résistance à la flexion     | $M_{1,Rd} = 4.85*[f_{y0}*t_0^2*d_1/\sin(\theta_1)]*\sqrt{\gamma*\beta}*k_p / \gamma_{M5}$ |
| $ M_1  \leq M_{1,Rd}$   | $ 0,01  < 0,91$             | <b>Vérfifié</b> (0,01)  |

# Étude d'optimisation d'une ferme métallique en fonction des portées des éléments, des types de treillis et des types de profilés : application à un entrepôt

$$N_1/N_{1,Rd} + (M_1/M_{1,Rd})^2 \leq 1 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{Vérfifié} \quad (0,03)$$

### 3.5.4.3.3 Montant

$$N_{3,Rd} = 20,55 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance à la traction} \quad N_{3,Rd} = [\sin(\theta_1)/\sin(\theta_3)] * N_{1,Rd}$$

$$|N_3| \leq N_{3,Rd} \quad |0,18| < 20,55 \quad \text{Vérfifié} \quad (0,01)$$

$$M_{3,Rd} = 0,2 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance à la flexion} \quad M_{3,Rd} = 4.85 * [f_{y0} * t_0^2 * d_3 / \sin(\theta_3)] * \sqrt{\gamma} * \beta * k_p / \gamma_{M5}$$

$$|M_3| \leq M_{3,Rd} \quad |0,00| < 0,27 \quad \text{Vérfifié} \quad (0,00)$$

$$N_3/N_{3,Rd} + (M_3/M_{3,Rd})^2 \leq 1 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{Vérfifié} \quad (0,01)$$

### 3.5.4.4 Poinçonnement de la membrure

#### 3.5.4.4.1 Diagonale 2

$$N_{2,Rd} = 152,6 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance à la traction} \quad N_{2,Rd} = f_{y0} / \sqrt{3} * t_0 * \pi * d_2 * (1 + \sin(\theta_2)) / (2 * \sin^2(\theta_2)) / \gamma_{M5}$$

$$|N_2| \leq N_{2,Rd} \quad |0,29| < 152,62 \quad \text{Vérfifié} \quad (0,00)$$

$$M_{2,Rd} = 1,3 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance à la flexion} \quad M_{2,Rd} = [f_{y0} * t_0^2 * d_2^2 / \sqrt{3}] * [(1 + 3 * \sin(\theta_2)) / (4 * \sin^2(\theta_2))] / \gamma_{M5}$$

$$|M_2| \leq M_{2,Rd} \quad |0,01| < 1,34 \quad \text{Vérfifié} \quad (0,01)$$

$$N_2/N_{2,Rd} + (M_2/M_{2,Rd})^2 \leq 1 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{Vérfifié} \quad (0,00)$$

#### 3.5.4.4.2 Diagonale 1

$$N_{1,Rd} = 152,6 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance à la compression} \quad N_{1,Rd} = f_{y0} / \sqrt{3} * t_0 * \pi * d_1 * (1 + \sin(\theta_1)) / (2 * \sin^2(\theta_1)) / \gamma_{M5}$$

$$|N_1| \leq N_{1,Rd} \quad |-1,14| < 152,62 \quad \text{Vérfifié} \quad (0,01)$$

$M_{1,Rd} = 1,3$  [kN\*m] Résistance à la flexion  
 $M_{1,Rd} = [f_{y0} * t_0^2 * d_1^2 / \sqrt{3}] * [(1 + 3 * \sin(\theta_1)) / (4 * \sin^2(\theta_1))] / \gamma_{M5}$

$|M_1| \leq M_{1,Rd}$        $|0,01| < 1,34$       **Vérifié**      (0,01)

$N_1/N_{1,Rd} + (M_1/M_{1,Rd})^2 \leq 1$        $0,01 < 1,00$       **Vérifié**      (0,01)

### 3.5.4.4.3 Montant

$N_{3,Rd} = 29,0$  [kN] Résistance à la traction  
 $N_{3,Rd} = f_{y0} / \sqrt{3} * t_0 * \pi * d_3 * (1 + \sin(\theta_3)) / (2 * \sin^2(\theta_3)) / \gamma_{M5}$

$|N_3| \leq N_{3,Rd}$        $|0,18| < 29,05$       **Vérifié**      (0,01)

$M_{3,Rd} = 0,2$  [kN\*m] Résistance à la flexion  
 $M_{3,Rd} = [f_{y0} * t_0^2 * d_3^2 / \sqrt{3}] * [(1 + 3 * \sin(\theta_3)) / (4 * \sin^2(\theta_3))] / \gamma_{M5}$

$|M_3| \leq M_{3,Rd}$        $|0,00| < 0,20$       **Vérifié**      (0,00)

$N_3/N_{3,Rd} + (M_3/M_{3,Rd})^2 \leq 1$        $0,01 < 1,00$       **Vérifié**      (0,01)

### 3.5.4.5 Cisaillement de la membrure

#### 3.5.4.5.1 Diagonale 2

$A_v = 7,13$  [cm<sup>2</sup>] Aire de cisaillement de la membrure  $A_v = 2 * A_0 / \pi$

$N_{2,Rd} = 205,57$  [kN] Résistance à la traction  $N_{2,Rd} = f_{y0} * A_v / [\sqrt{3} * \sin(\theta_2)] / \gamma_{M5}$

$|N_2| \leq N_{2,Rd}$        $|0,29| < 205,57$       **Vérifié**      (0,00)

#### 3.5.4.5.2 Diagonale 1

$A_v = 7,13$  [cm<sup>2</sup>] Aire de cisaillement de la membrure  $A_v = 2 * A_0 / \pi$

$N_{1,Rd} = 205,57$  [kN] Résistance à la compression  $N_{1,Rd} = f_{y0} * A_v / [\sqrt{3} * \sin(\theta_1)] / \gamma_{M5}$

$|N_1| \leq N_{1,Rd}$        $|-1,14| < 205,57$       **Vérifié**      (0,01)

### 3.5.4.5.3 Montant

$A_v = 7,13 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de cisaillement de la membrure  $A_v = 2 * A_0 / \pi$

$N_{3,Rd} = 96,74 \text{ [kN]}$  Résistance à la traction  $N_{3,Rd} = f_{y0} * A_v / [\sqrt{3} * \sin(\theta_3)] / \gamma_{M5}$

$|N_3| \leq N_{3,Rd}$   $|0,18| < 96,74$  **Vérfifié** (0,00)

### 3.5.4.6 Résistance de la membrure

$V_{pl,Rd} = 96,74 \text{ [kN]}$  Résistance plastique pour le cisaillement  $V_{pl,Rd} = (A_v * f_{y0}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$

$|V_{Ed}| \leq V_{pl,Rd}$   $|0,54| < 96,74$  **Vérfifié** (0,01)

$N_{0,Rd} = 263,2 \text{ [kN]}$  Résistance à la compression  $N_{0,Rd} = [ (A_0 - A_v) * f_{y0} + A_v * f_{y0} * \sqrt{1 - (V_{Ed} / V_{pl,Rd})^2} ] / \gamma_{M5}$

$|N_{01}| \leq N_{0,Rd}$   $| -1,22 | < 263,20$  **Vérfifié** (0,00)

### 3.5.4.7 Vérification des soudures

#### 3.5.4.7.1 Diagonale 2

Soudure longitudinale

$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$   $|0,09| < 262,80$  **Vérfifié** (0,00)

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$   $0,45 < 363,38$  **Vérfifié** (0,00)

Soudure transversale intérieure

$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$   $|0,36| < 262,80$  **Vérfifié** (0,00)

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$   $0,85 < 363,38$  **Vérfifié** (0,00)

Soudure transversale extérieure

$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$   $| -0,32 | < 262,80$  **Vérfifié** (0,00)

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$   $0,43 < 363,38$  **Vérfifié** (0,00)

### 3.5.4.7.2 Diagonale 1

Soudure longitudinale

|   |                      |          |        |
|---|----------------------|----------|--------|
| $ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$   | $  -0,36   < 262,80$ | Vérfifié | (0,00) |
| $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ | $1,80 < 363,38$      | Vérfifié | (0,00) |

Soudure transversale intérieure

|   |                      |          |        |
|---|----------------------|----------|--------|
| $ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$   | $  -0,95   < 262,80$ | Vérfifié | (0,00) |
| $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ | $0,98 < 363,38$      | Vérfifié | (0,00) |

Soudure transversale extérieure

|   |                      |          |        |
|---|----------------------|----------|--------|
| $ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$   | $  -0,65   < 262,80$ | Vérfifié | (0,00) |
| $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ | $2,09 < 363,38$      | Vérfifié | (0,01) |

### 3.5.4.7.3 Montant

Soudure longitudinale

|   |                     |          |        |
|---|---------------------|----------|--------|
| $ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$   | $  0,29   < 262,80$ | Vérfifié | (0,00) |
| $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ | $0,59 < 363,38$     | Vérfifié | (0,00) |

Soudure transversale intérieure

|   |                     |          |        |
|---|---------------------|----------|--------|
| $ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$   | $  0,39   < 262,80$ | Vérfifié | (0,00) |
| $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ | $0,79 < 363,38$     | Vérfifié | (0,00) |

Soudure transversale extérieure

|   |                     |          |        |
|---|---------------------|----------|--------|
| $ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$   | $  0,19   < 262,80$ | Vérfifié | (0,00) |
| $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ | $0,39 < 363,38$     | Vérfifié | (0,00) |

## 3.5.5 Remarques

|   |                   |
|---|-------------------|
| Angle de la diagonale trop faible.                                    | 28,1 [Deg] <      |
|   | 30,0 [Deg]        |
| Rapport du diamètre du montant au diamètre de la membrure trop faible | 0,19 < 0,20       |
| Rapport du diamètre à l'épaisseur de la paroi trop important          | 35,72 > 10,00     |
| Rapport du diamètre à l'épaisseur de la paroi du montant trop faible  | 9,26 < 10,00      |
| <b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>                  | <b>Ratio 0,03</b> |

### 3.6 Conclusion partielle

Dans ce chapitre nous avons présenté les résultats d'optimisation par la méthode heuristique des algorithmes glouton de la structure en étude, cette optimisation étant fonction des variations de types de treillis, de profilé des barres, des espacements entre les fermes dans la structure, des espacements entres montant dans la ferme et des pentes de toiture après calculs et dimensionnements avec le logiciel *Robot structure*. Les profilé circulaires, les treillis Warren, un espacement de 6,43m entre fermes et celle de 2 m entre montants ainsi qu'une pende de toiture de 15% sont optimaux.

## Conclusion générale

Le présent travail a exploré l'optimisation d'une ferme métallique en fonction des portées des éléments, des types de treillis et des types de profilés, avec une application concrète à un entrepôt. L'objectif principale de l'étude était de trouver une solution optimale de conception de la charpente métallique constituée des fermes minimisant la quantité des barres métalliques à utiliser tout en garantissant une sécurité structurale.

Les résultats de notre étude ont clairement établi que le treillis de type Warren est le plus solide parmi les différentes options de treillis. De plus, il a été démontré que l'utilisation de profilés creux circulaires est la solution la plus adaptée pour une construction économique. Ces profilés présentent l'avantage d'exiger moins de composants d'assemblage par rapport aux cornières renforcées par des goussets.

Les mêmes données mettent en évidence que des ajustements dans l'espacement entre les fermes, l'écart entre les montants, et les variations de la hauteur de la ferme engendrent une augmentation des rations et des sections des barres au sein de la structure lorsque ces ajustements conduisent à un élargissement de l'espacement. En revanche, l'introduction de modifications dans la jonction des barres ne génère aucune modification des sections des barres au sein de la structure.

Ce travail apporte une contribution à l'optimisation de la conception des éléments de la charpente d'une toiture, non seulement dans le domaine des entrepôts mais aussi dans la conception des bâtiments en général.

Les recommandations résultant de cette étude offrent des perspectives intéressantes pour les ingénieurs et les concepteurs dans le domaine de la construction métallique. Il est essentiel de poursuivre les recherches dans le domaine pour améliorer davantage les performances et efficacités des structures métalliques, dans les entrepôts et d'autres applications industrielles.

Certaines limites liées à notre étude ont été identifiées telles que les hypothèses simplificatrices de calcul des treillis, celles des calculs des charges de vent et la spécification des paramètres d'optimisations à faire varier ou non. Ces limites soulignent la nécessité de mener des recherches supplémentaires pour afficher les résultats et les adapter à d'autres contextes.

Nous encourageons vivement les futurs chercheurs à perfectionner ce travail en intégrant un modèle architectural plus détaillé, afin d'éviter de faire des hypothèses sur les calculs relatifs aux vents. De plus, il serait bénéfique de prendre en considération un plus grand nombre de paramètres d'optimisation par rapport à ceux qui ont été pris en compte dans cette étude. Enfin nous recommandons d'approfondir d'avantage l'analyse des assemblages.

## Bibliographie

- [1] Abakar Ahmat MARINE, Abdullah Sidi Abdi SID AHMED, Sakho Papa INSA, Calcul et optimisation de la structure d'une toiture de salle de sport, 2020.
- [2] Adi, Nizar Bel Hadj, «Une Approche Globale D'optimisation des Structures Métalliques avec les algorithmes Génétiques».
- [3] O. B. MUSHAGE, *Initiation à la recherche scientifique : cours inedit, ULPGL:FSTA*, 2020-2023.
- [4] A. M. WA-MUHINDO, CONSTRUCTION METALLIQUE (COURS).
- [5] Nacera, Dr. FRIHI Née KHALDI, polycopié du cours: charpente métallique I, 2021-2022.
- [6] Bez, Manfred A. Hirt & Rolf, «CONSTRUCTION METALLIQUE, Notions fondamentales et méthode de dimensionnement,» chez *Traité de Génie Civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Volume 10*.
- [7] Crisinel, Manfred A. Hirt et Michel, «CHARPENTES METALLIQUES, Conception et dimensionnement des halles et bâtiments,» chez *Traité de Génie Civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Volume 11*.
- [8] J. Morel, Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3.
- [9] Anonyme, «Single-Storey Steel Buildings, Part 5 : Details Desing of Trusses,» chez *STEEL BUILDINGS IN EUROPE*.
- [10] EURO-BUILD in Steel, GUIDE DE BONNES PRATIQUES POUR LA CONSTRUCTION DE STRUCTURES EN ACIER- BÂTIMENTS 0 USAGE INDUSTRIEL.
- [11] S. Fadila, OPTIMISATION DES STRUCTURES EN GENIE CIVIL, 2021-2022.

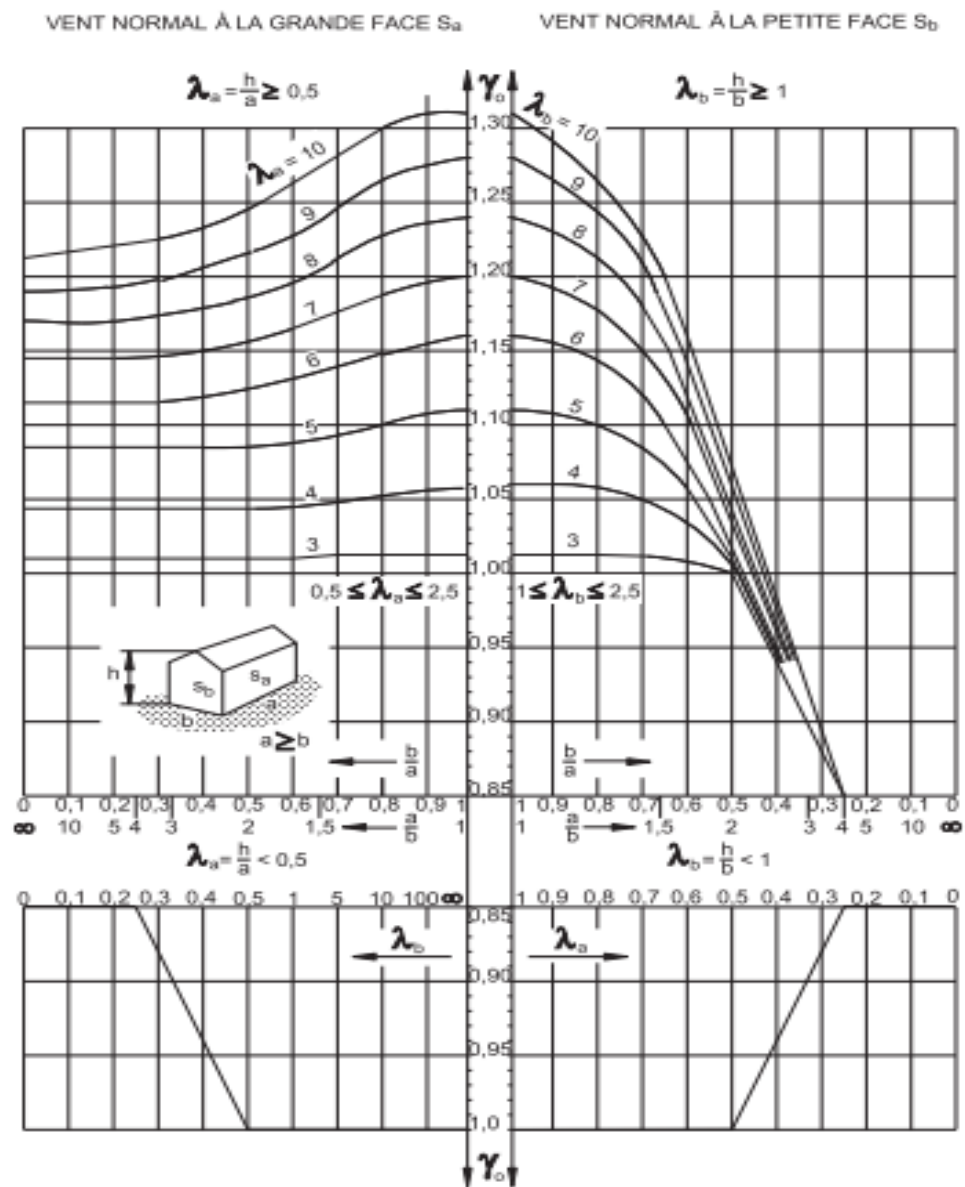
- [12] Gourmelen, Michael Bruyneel & Jean-Charles Craveur & Pierre Goumelen, Optimisation des structures mécaniques, Paris: Dunod, 2014.
- [13] P. Fouilhoux, Méthodes heuristiques en optimisation combinatoire, Université Paris 6, M2 IAD, 2009-2010.
- [14] info net, «Lexique et définitions des entrepôt,» [En ligne]. Available: <http://infonet.fr/lexique/definition/entrepot>.
- [15] P. KUBUYA, complément de calcul des structures.
- [16] UnasyIva - No. 66 - Supplément , les transports bois dans les regions tropicales.
- [17] S. M. & D. Ahmad, Etude et conception d'un ouvrage en charpente métallique, 2020-2021.
- [18] Eurocodes 1.
- [19] M. B. Franklin, *AMENAGEMENT D'UNE COUVERTURE D'UN SITE COMMERCIAL PAR UNE CHARPENTE EN BOIS :Cas du marché central de Mugunga*, 2020-2021.
- [20] L. DAHMANI, CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS D'UNE CONSTRUCTION METALLIQUE.
- [21] Y. Benoit, Calcul des structures en Bois, 2018.
- [22] Règles NV65, Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes, 2009.
- [23] J.-C. Cuillière, Introduction à la méthode des éléments fini 2eme édition, Paris: DUNOD, 2016.
- [24] Fondation UNT Université Numérique Ingénierie et Technologie, «base de la méthode des éléments finis en mécanique linéaire,» [En ligne]. Available: [http://mediamef.utt.fr/modules/P1/M1-4EXPORT\\_S142.publi/web/co/2-EF-Mecanique-Lineaire\\_5.html](http://mediamef.utt.fr/modules/P1/M1-4EXPORT_S142.publi/web/co/2-EF-Mecanique-Lineaire_5.html). [Accès le 18 Octobre 2023].
- [25] D. F. N. K. Nacera, polycopié du cours: charpente métallique I, 2021-2022.

- [26] Loannis Vayas & John Ermopoulos & George Loannidis , Design of Steel Structures to Eurocodes.
- [27] Z. M. SOULAIMAN, Gestion du projet : conception d'un hangar en charpente métallique, 2011.
- [28] M. A. H. e. M. Crisinel, Traité de Génie Civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne Volume 11: CHARPENTES METALLIQUES, conception et dimensionnement des halles et bâtiments.
- [29] P. Latteur, *Optimisation et prédimensionnement des treillis, arcs, poutres et câbles sur base d'indicateurs morphologiques: application aux structures soumises en partie ou en totalité au flambement*, 2000.
- [30] D. L. Brahim, Cours de modélisation des structures, destiné aux étudiants en Master II STRUCTURES.
- [31] JUnit.org. [En ligne]. Available: <http://www.junit.org>. [Accès le 2 Janvier 2019].
- [32] F. G. e. W. R. e. F. KADDAH, «Optimisation des structures métalliques fléchies dans un calcul plastique».
- [33] C. E. Fruchard, «Les différentes formes de toiture et les types de ferme,» [En ligne]. Available: <http://www.boisepaille.com>.
- [34] J. /. L. Y. /. L. P. Brozzetti, «Optimisation des structures: critères prépondérants et méthode de prédimensionnement en structure métallique».
- [35] G. ALLAIRE, CONCEPTION OPTIMALE DE STRUCTURES.
- [36] J. /. L. Y. L. P. Brozzetti, «optimisation des structures: critères prépondérants et méthode de prédimensionnement en structure métallique».
- [37] national Fire Protection Association (NFPA), Fire Protection Handbook, 2008.
- [38] P. MAITRE, FORMULAIRE DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE.
- [39] C. André, *Ossature des bâtiments*.

## Annexe A

### Coefficient $\gamma_0$

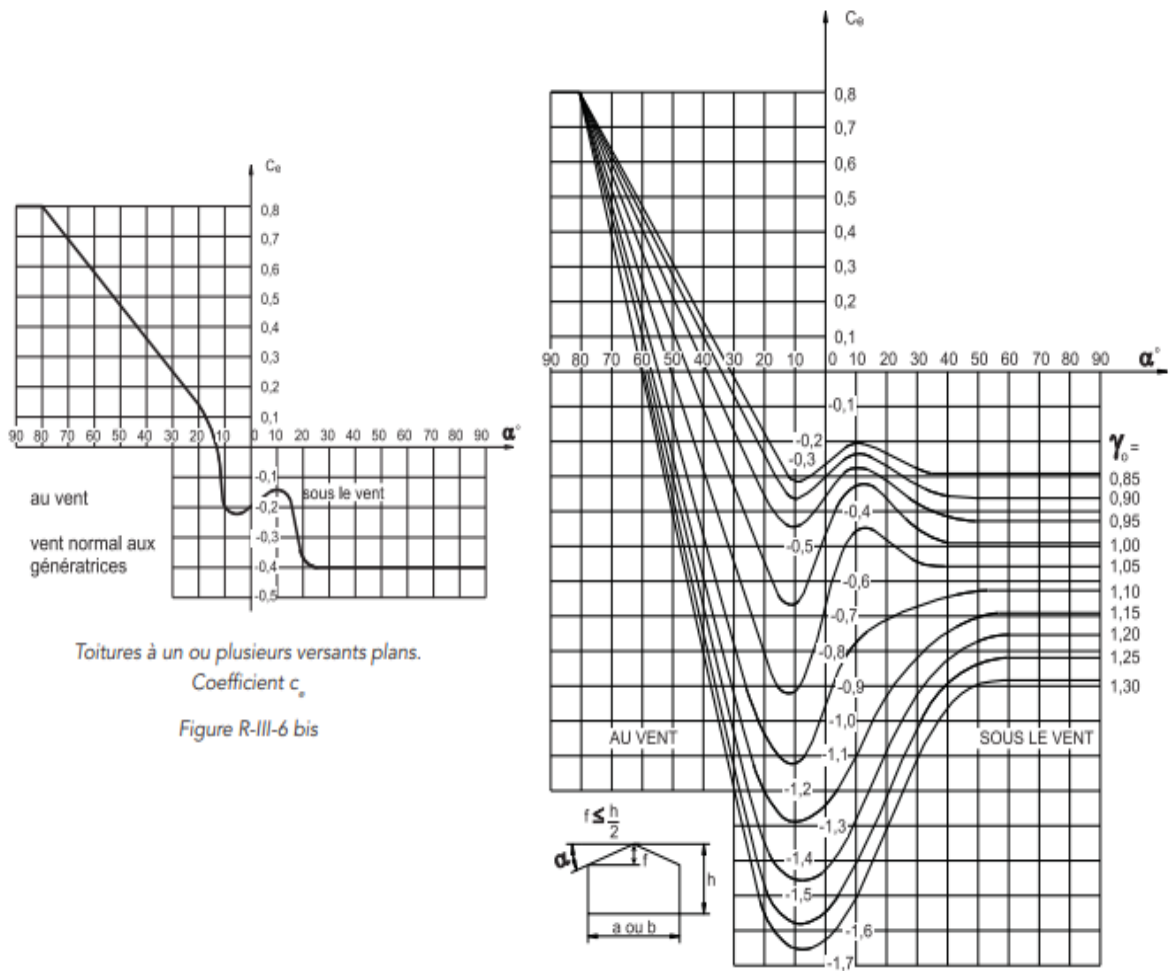
La valeur du coefficient  $\gamma_0$  est donnée par le diagramme de la figure R-III-5 :



## Annexe B

### Coefficient $C_e$ pour une toiture à un ou plusieurs versants plans

Les valeurs de  $C_e$  pour une toiture à un ou plusieurs versants plans est donnée par la figure R-III-6 :



Toitures à un ou plusieurs versants plans. Coefficient  $c_e$  : Figure R-III-6