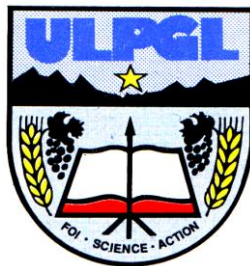


# UNIVERSITÉ LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS



BP. 368 GOMA

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

**FACULTÉ DE SCIENCES ET TECHNOLOGIES**

**APPLIQUÉES**

**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL**

**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE  
MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas  
du terrain de l'ULPGL-GOMA**

Par **BADOSANYA BALOLA Jean**

Travail présenté en vue de l'obtention du Diplôme  
de Gradué en Sciences Appliquées

**Option : Génie civil**

**Directeur : Msc BASHIGE Germaine**

**Encadreur : Ir. KOKO KATUMBI Pascal**

**ANNEE ACADEMIQUE 2021 - 2022**

# ÉPIGRAPHE

*«La civilisation n'est pas un entassement, mais une construction, une architecture».*

**Malek Bennabi**

## **DÉDICACES**

À tous lecteur qui l'exploitera avec un esprit d'apprentissage.

BADOSANYA BALOLA Jean

## **REMERCIEMENT**

Ce travail n'est pas exclusivement le fruit de nos efforts; mais l'issue du concours inestimable des plusieurs acteurs.

Nous n'hésitons pas à glorifier Dieu, le Tout Puissant, le Clément, le Miséricordieux, le Magnanime de nous avoir donné la force de faire et de nous avoir protégé jusqu'à la fin de notre premier cycle de formation universitaire.

Nous disons merci au Msc BASHIGE Germaine et l'Ir. KOKO KATUMBI Pascal, eux qui ont accepté nous diriger et nous encadrer tout au long de ce travail de fin de cycle. Nous sommes très contents et reconnaissants pour votre patience, bienveillance, votre disponibilité et de vos efforts consentis pour que ce travail puisse aboutir à ses fins.

Nos sincères gratitude s'adressent également aux autorités académiques de l'Université Libre des Pays des Grands Lacs/Goma, particulièrement à ceux de la Faculté des Sciences et Technologies Appliquée, pour nous avoir admis au sein de cette faculté qui nous a servi de cadre de formation théorique et pratique sur le plan académique et social.

Nous disons merci à nos chers parents : Maman BULONZA Marie et Papa BALOLA Adolphe pour leurs énormes sacrifices consentis, à mes frères et sœurs pour les efforts fournis et un encadrement digne dont nous sommes toujours bénéficiaires. Ils n'ont pas oublié de penser à nous, nous apportant ainsi un soutien moral, matériel, financier et spirituel.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à toute famille BARHIGENGA, ainsi qu'à mes amis et camarades étudiants pour leurs soutiens matériel, moral et spirituel.

Que tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à la réalisation de ce travail trouvent ici l'expression de notre gratitude.

## **RÉSUMÉ**

Le présent travail de fin de cycle traite de la conception et du dimensionnement de la charpente métallique couvrant un terrain de basketball. Le travail est subdivisé en trois parties à savoir : revues de la littérature, méthodologie et présentation des résultats. Le premier chapitre décrit les généralités relatives aux mots clés de la recherche. Le deuxième chapitre présente les règles de la conception des terrains de basketball établies par la Fédération Française de Basket Ball (FFBB), définit et détermine les hypothèses, les données de calcul selon les matériaux et enfin décrit le plus succinctement possible la méthode de calcul et principes de dimensionnement des éléments porteurs de la charpente métallique. Le troisième chapitre, présente les résultats de la conception architecturale des terrains de basketball suivant les règles établies par la Fédération Française de Basket Ball, il dresse les hypothèses et données de calcul et enfin renseigne sur le calcul des éléments porteurs de la charpente métallique, résumant ainsi les différentes sections des profilés retenus pour la mise en œuvre des éléments de charpente et de ses éléments porteurs. La recherche est faite suivant les règles Eurocodes 1 et 3, les règles CM66 et la norme NV 65.

**Mots clés** : Acier, charpente métallique, terrain de basketball, conception et dimensionnement.

## **ABSTRACT**

This end-of-cycle work deals with the design and sizing of the metal frame covering a basketball court. The work is subdivided into three parts, namely: literature reviews, methodology and presentation of results. The first chapter describes general information relating to keywords in research. The second chapter presents the rules for the design of basketball courts established by the French Basketball Federation (FFBB), defines and determines the assumptions, the calculation data according to the materials and finally describes as briefly as possible the method of calculation and sizing principles for the load-bearing elements of the metal framework. The third chapter presents the results of the architectural design of the basketball courts according to the rules established by the French Basketball Federation, it draws up the assumptions and calculation data and finally provides information on the calculation of the supporting elements of the metal frame, thus summarizing the different sections of the profiles selected for the implementation of the structural elements and its load-bearing elements. The search is carried out according to Eurocodes 1 and 3 rules, CM66 rules and the NV 65 standard.

**Keywords:** Steel, structural steel, basketball court, design and dimensioning.

## **SOMMAIRE**

ÉPIGRAPHE	i
DÉDICACES .....	ii
REMERCIEMENT .....	iii
RÉSUMÉ .....	iv
ABSTRACT .....	v
SOMMAIRE.....	vi
LISTE DES TABLEAUX .....	ix
LISTE DES FIGURES .....	x
SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	xi
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	14
CHAPITRE I : REVUE DE LA LITTÉRATURE .....	17
Introduction .....	17
I.1. GÉNÉRALITÉS SUR LES MATÉRIAU ACIER.....	17
I.1.1. Élaboration du matériau acier [1].....	17
I.1.2. Traitement du matériau acier [2].....	18
I.1.3. Classification des produits obtenus du matériau acier [3].....	19
I.1.3.1. Les produits longs .....	19
I.1.3.2. Les produits plats .....	20
I.1.3.3. Les autres produits .....	21
I.1.4. Comportement mécanique du matériau acier [2] .....	21
I.1.5. classification de l'acier en construction métallique [2].....	22
I.2. GÉNÉRALITÉS SUR LES CHARPENTES MÉTALLIQUES .....	23
I.2.1. Les éléments constitutifs d'une charpente .....	23
I.2.1.1. Les ferme.....	23
I.2.1.2. Les panne.....	25
I.2.3. les couvertures.....	25
I.2.4. Formes des toitures [8].....	27
I.3 GÉNÉRALITÉS SUR LE TERRAIN DE BASKETBALL .....	27
I.3.1. Brève historique olympique du basketball [9] .....	27
I.3.2. Les règle du basket.....	28

# CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

I.4. GÉNÉRALITÉS SUR LA CONCEPTION [2].....	28
I.4.1. Critères de conception.....	29
I.5 GÉNÉRALITÉS SUR LES DIMENSIONNEMENT [2].....	30
I.6. CONCLUSION PARTIELLE.....	31
CHAPITRE II : MÉTHODOLOGIE.....	32
Introduction.....	32
II.1. PRÉSENTATION DU SITE.....	32
II.1.1. Situation géographique.....	33
II.1.1.1. Les limites géographiques.....	33
II.1.1.2. Coordonnées géographiques.....	33
II.1.1.3. Le climat et végétation.....	33
II.1.1.4. Relief et sol.....	34
II.2. BASE DE LA CONCEPTION.....	34
II.2.1. Modélisation des salles et terrains de basketball [10].....	34
II.3. PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT.....	37
II.3.1 Détermination des actions sur la charpente.....	37
II.3.2. combinaison des charges.....	42
II.3.3. Effort dans les barres.....	42
II.3.3.1. Réactions aux appuis.....	42
II.3.4. Dimensionnement des éléments porteurs de la charpente.....	42
II.3.4.1. Buts à atteindre.....	43
II.3.4.2. Dimensionnement de la panne.....	43
II.3.4.3. Dimensionnement des barres.....	43
II.3.5. Dimensionnement des poteaux.....	46
II.3.5.1. Condition de résistance.....	46
II.3.5.2 Condition de la flèche.....	47
II.3.6. Calcul des bases des poteaux à l'aide des tableaux de CTICM.....	47
II.4. CONCLUSION PARTIELLE.....	48
CHAPITRE III : PRÉSENTATION DES RÉSULTATS.....	49
Introduction.....	49
III.1. CONCEPTION DE L'OUVRAGE.....	49
III.1.1. Aspect fonctionnel.....	49

# CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

---

III.1.2. Plans architecturaux.....	50
III.1.3. Plan structural.....	50
III.2. CALCUL ET DIMENSIONNEMENT .....	50
III.2.1. Étude au vent .....	50
III.2.2. Calcul des éléments de la ferme .....	54
III.2.2.1. Hypothèse de calcul.....	54
a. Combinaison des charges et calcul de la panne .....	54
III.2.2.2. calcul de la panne .....	55
b. Action agissante sur les pannes .....	55
c. Dimensionnement de la panne .....	56
III.2.2.3. Calcul du treillis.....	58
a. Actions agissantes sur la ferme .....	59
b. Surface d'influence de la ferme.....	59
c. Répartition des charges et surcharges sur la ferme .....	60
d. Calculs des réactions aux appuis.....	61
e. Efforts dans les barres. ....	63
f. Dimensionnement des éléments de la ferme .....	64
g. Calcul du poids réel de la ferme.....	70
h. Dimensionnement des poteaux .....	70
i. Calcul des bases des poteaux à l'aide des tableaux de CTICM .....	75
CONCLUSION GÉNÉRALE .....	77
BIBLIOGRAPHIE.....	79
ANNEXES.....	80

## **LISTE DES TABLEAUX**

Tableau 1 : Désignation et caractérisation des principaux aciers de construction [4] .....	23
Tableau 2 : Les différents types de couvertures [7] .....	26
Tableau 3 : Valeurs des pressions dynamiques en RDC [11] .....	39
Tableau 4 : Effet de site en RDC [11] .....	40
Tableau 5 : Coefficient de réduction de différents éléments [12] .....	40
Tableau 6 : Élancements limite des éléments comprimés et tendus [6] .....	46
Tableau 7 : Coefficient des pressions aux versants .....	53
Tableau 8 : Résultats des efforts dans les barres de la ferme .....	63
Tableau 9 : Masse des éléments de la ferme .....	70
Tableau 10 : Profilés en I retenus pour la mise en œuvre des éléments de la charpente et ainsi que ses éléments porteurs .....	77

## **LISTE DES FIGURES**

Figure 1 : Phases principales du laminage à chaud [3] .....	19
Figure 2 : Exemple des profilés U [2] .....	20
Figure 3 : Exemple des profilés en I et des poutrelles HE [4] .....	20
Figure 4 : Exemple des profilés creux [5] .....	21
Figure 5 : Diagramme contrainte-déformation spécifique des aciers Fe E235 et Fe E355 [2] .....	22
Figure 6 : Exemple d'une ferme portant des pannes à la membrure supérieure [6] .....	24
Figure 7 : Exemple d'une ferme et ses éléments constitutifs [6] .....	24
Figure 9: Localisation de l'ULPGL-Goma (campus salomon).....	32
Figure 10 : Paroi avec ouverture [6].....	52
Figure 11 : Panne inclinée d'un angle $\alpha$ sur une ferme.....	55
Figure 12 : Nomination des barres de la ferme .....	60
Figure 13 : Répartition des charges et surcharges aux nœuds de la ferme.....	61

## **SIGLES ET ABRÉVIATIONS**

- ULPGL : Université Libre des Pays des Grands Lacs
- FSTA : Faculté des Sciences et Technologies Appliquées
- GC : Génie Civil
- NV65 : Norme Neige et Vent de 1966
- ELU : État Limite Ultime
- ELS : État Limite de Service

## **SYMBOLES UTILISES**

- $\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible
- $E$  : Module d'élasticité
- $G$  : Module de glissement
- $\vartheta$  : Coefficient de poisson
- $\alpha_T$  : Coefficient de dilatation thermique
- $\gamma$  : charge volumique
- $C_i$  : Coefficient de pression intérieure
- $C_e$  : Coefficient de pression extérieure
- $C_r$  : Coefficient résultant
- $K_s$  : Coefficient de site
- $K_m$  : coefficient de masque
- $\delta$  : Effet de dimension
- $V$  : Pression du vent
- $G$  : Charge permanente
- $Q$  : Charge variable
- $P$  : surcharge d'exploitation
- $S$  : Surface d'influence
- $N$  : Nombre de nœud
- $B$  : Nombre de barrés
- $\lambda$  : Élancement
- $Mpa$  : Mégas pascal
- $\sigma$  : Contrainte
- $N$  : effort dans la barre
- $A$  : Aire de la section
- $l$  : longueur de flambement
- $l_0$  : longueur à vide
- $\lambda_{min}$  : Élancement limite
- $\alpha$  : Pente des versants
- $\mu$  : Coefficient de perméabilité de toiture

## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

---

- $i$  : Rayon de giration
- $I$  : Moment d'inertie
- $k$  : Coefficient de flambement
- $W$  : Module de résistance de la section
- $m$  : Mètre
- $m^2$  Mètre au carré
- $daN$  : Déca newton
- $f$  : Flèche
- $f_{adm}$  : Flèche admissible

## **INTRODUCTION GÉNÉRALE**

Depuis le temps le domaine de génie civil répond à certains besoins de l'homme en mettant sa disposition des ouvrages. Ces derniers se distinguent par leur fonction, leur architecture et leur dimension ; les ouvrages tel que le Hangar ; garage, entrepôt, église, marché, stade ont des dimensions de longueur ou largeur variant entre une vingtaine et une trentaine de mètres mais le problème qui se pose est de couvrir ces étendues afin d'assurer la protection et le confort des usagers contre les intempéries.

En effet, la ville de Goma étant le chef-lieu de la province du Nord-Kivu, a une population jeune. Il s'observe alors dans cette population que les jeunes et les plus jeunes possèdent divers talents, la plus part d'eux accordent beaucoup plus d'attention aux activités sportives. Dans le cadre de pouvoir permettre à cette couche de la population de libérer leurs potentiels latents, l'on réalise que certains espaces ont été réservés par le gouvernement congolais et certaines organisations privées pour servir des terrains de football et de basketball, etc.

Le problème qui se pose est que la plus part de ces terrains ne sont pas aménagés de façon à assurer une sécurité et un confort adéquat aux usagers. Ces cadres disponibles ne répondent pas au mieux aux besoins de la jeunesse de la ville de Goma.

Vue la problématique mise en évidence, les questions prise en considération sont:

- Faudra-t-il concevoir et dimensionner une charpente métallique couvrant un terrain de basketball existant?
- La mise en place des terrains qui répondent aux normes de l'architecture favoriserait-elle à un grand nombre des jeunes de canaliser leurs talents ?
- Faudra t-il concevoir et dimensionner des nouvelles structures pouvant servir de terrain de basketball ou soit de football

Partant de la problématique énoncée soulignant les préoccupations aux déficits majeurs à relever, trois hypothèses sont prise en considération :

- Aménager les terrain existants en les couvrant par des charpentes métalliques serait l'une des façons de protéger les usagers contre les intempéries.
- Mettre à la disposition de ces jeunes amateurs du sport des cadres appropriés et qui repondent aux normes architecturales permettrai à ces jeunes de valoriser leurs talents.

## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

---

- Constuire plusieurs structures pouvant servir de terrain de basketball ou de football faciliterais également l'encadrement de plusieurs jeunes, surtout la jeunesse féminine de la ville de Goma qui se livrent plus au basketball qu'au football.

Au vue de ce qui précède, on a choisi travailler sur « **la conception et le dimensionnement d'une charpente métallique couvrant un terrain de basketball de 33 m de largeur et 46 m de longueur** », cas du terrain de l'ULPGL-GOMA.

Couvrir ce terrain se trouvant dans l'enceinte de l'ULPGL-GOMA permettra à la jeunesse de la ville de Goma en générale, en particulier la jeunesse du quartier Kyeshero et la communauté estudiantine de l'ULPGL-GOMA à valoriser leurs talents. C'est aussi une forme de contribution apportée aux ouvrages publics de la ville.

Le métal est le matériau choisi pour réaliser ce projet vu ses multiples caractéristiques de résistance et durabilité qu'il peut procurer. Ce matériau permet de réaliser les poutres métalliques qui sont des éléments porteurs très économiques car tous les composants de leurs sections sont utilisés au mieux, grâce à la grande diversité des éléments qu'il est possible de produire (profilés laminés, profilés composés, ajourés, poutres à treillis,...).

C'est ainsi que grâce à ces éléments, on peut concevoir des poutres de très grande portée soit en concentrant la matière dans les membrures, soit en augmentant la hauteur des sections.

L'avantage des grandes portées est la création de grandes surfaces libres et la réduction du nombre de poteaux comme c'est le cas dans ce projet.

L'objectif général poursuivi est de concevoir et dimensionner une charpente métallique couvrant un terrain de basketball de 33 m de largeur et 46 m de longueur.

Les objectifs particuliers de ce travail sont la conception de l'ouvrage, le choix du matériau, le dimensionnement des éléments de la charpente et de ses éléments porteurs et ainsi que la vérification des différents profilés choisis aux états limites.

La conception de l'ouvrage est réalisée suivant les normes établies par la Fédération Française de Basket Ball (FFBB) et les calculs sont faits suivant l'eurocode 1 et l'eurocode 3. Les normes comme les CM66 et NV 65 servent dans l'étude du vent.

Soulignons que la conception structurale et architecturale est réalisée grâce au logiciel Archicad 19 et son rendu 3D grâce au logiciel Limion10.

En fin d'aborder ce travail, la méthode analytique est prise en considération, portant ainsi l'attention sur l'analyse du projet lui-même.

## **CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA**

---

Les techniques d'observation et la revue de la littérature sont des outils permettant de poursuivre les investigations.

Outre l'introduction générale et la conclusion générale, ce travail est réparti en trois chapitres.

Chapitre premier : Revue de la littérature, ce chapitre traite des généralités sur le matériau aciers, des généralités relatives à la conception et le dimensionnement des ouvrages métalliques. Il donne également un bref aperçu sur l'histoire et la philosophie de fonctionnement de terrain de basketball.

Le deuxième chapitre : La méthodologie, traite des bases de conception et dimensionnements des éléments de la charpente. Il s'intéresse également aux bases des calculs et dimensionnements des poteaux en profilé métalliques et ainsi qu'aux bases des poteaux.

Le troisième chapitre est porté sur la présentation des résultats.

## **CHAPITRE I : REVUE DE LA LITTÉRATURE**

### **Introduction**

La conception de la structure porteuse d'une halle ou d'un bâtiment est basée sur son utilisation prévue, soit essentiellement ses caractéristiques de résistance (pour assurer une sécurité structurale suffisante) et de déformabilité (pour garantir une bonne aptitude au service). Elle est donc fortement influencée par les propriétés des matériaux qui la composent. Un projet de charpente métallique doit en conséquence être conçu et élaboré de façon à ce que les propriétés du matériau acier soient utilisées au mieux, soit sa haute résistance mécanique, sa grande ductilité et sa soudabilité.

### **I.1. GÉNÉRALITÉS SUR LES MATÉRIAU ACIER**

Concevoir et construire sont les phases essentielles et complémentaires de l'acte de bâtir assurées par les maîtres d'œuvre, architectes et ingénieurs, et les entreprises.

Leurs savoir-faire, leurs compétences, leurs cultures doivent s'accorder pour produire une architecture de qualité, qui réponde au mieux aux pratiques et exigences des usagers et s'insère durablement dans un environnement donné.

Concevoir et construire se font avec des matériaux et chacun d'entre eux a ses spécificités tant sur le plan conceptuel que technique, mécanique et formel.

Matériau de structure, mais aussi de plancher, de façade, de couverture, de cloisonnement, d'aménagement, l'acier peut être partout présent dans un édifice et ce à des degrés très divers, en gros œuvre comme en second œuvre, suivant le désir des concepteurs et des clients. Il représente un choix déterminant dès la conception, structurel notamment, qui exige rigueur et précision mais qui donne maîtrise du projet, liberté de création et choix de solutions adaptées.

#### **I.1.1. Élaboration du matériau acier [1]**

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et peu de Carbone, qui sont extraits de matières premières tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Le carbone n'intervient, dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieure à 1%).

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui leur sont associés :

- Soit involontairement : phosphore, soufre, ... qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers ;

- Soit volontairement : ce sont notamment le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, ...qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, soudabilité,...on parle dans ce cas, d'aciers alliés.

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

- 1<sup>re</sup> phase : l'introduction et la combustion de minerai de fer, de coke et de castine dans un haut-fourneau permet l'obtention de la fonte (matériau à plus de 1,7% de carbone) ;
- 2<sup>e</sup> phase : il est procédé à la conversion de la fonte liquide en acier, à une température de 1500°C environ, sous insufflation d'oxygène. Cette opération s'effectue dans un convertisseur et a pour objet de décarburer la fonte. L'acier obtenu ne possède plus qu'un faible pourcentage de carbone. Une autre technique d'élaboration par arc électrique se développe actuellement.

### **I.1.2. Traitement du matériau acier [2]**

Il est possible, par des traitements thermiques et/ou mécanique, effectués sur les produits finis, d'améliorer et de modifier les propriétés d'un acier. Il est donc pour nous important de pouvoir mettre l'accent à ce point à fait de comprendre le comportement mécanique de ce matériau avant son application pour la mise en œuvre de certains ouvrages.

En rapport avec le traitement thermique, soulignons certaines techniques : le circuit de détente, le durcissement par trempe, le revenu après trempe tous ayant pour but respectivement d'atténuer les contraintes résiduelles dans les pièces moulées, forgées, soudées ou aminées ; augmenter d'une façon importante les caractéristiques mécaniques de certains aciers ; ajuster la ténacité qui donne au matériau la propriété d'être à la fois déformables et résistants.

Le traitement thermique peut être accompagné du traitement mécanique tel que le laminage (à chaud et à froid) qui conduit à une modification de la structure cristalline originelle, il en résulte une différence de comportement entre le sens longitudinal et le sens transversal : les propriétés mécaniques de l'acier sont améliorées dans la direction longitudinale du laminage et diminuées dans le sens perpendiculaire. La figure 1 illustre différents produits du laminage à chaud.

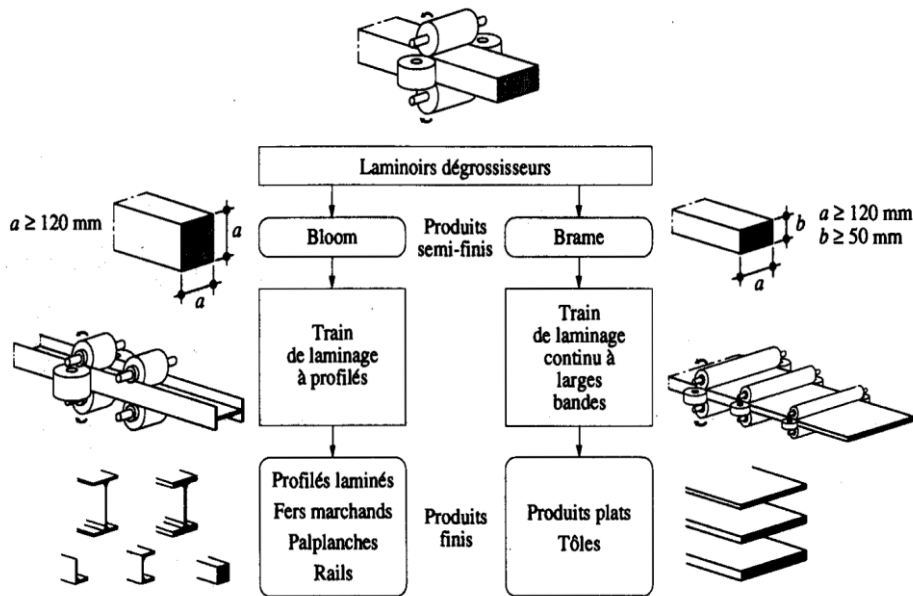


Figure 1 : Phases principales du laminage à chaud [3]

À ces techniques, s'ajoutent le pliage ou l'étirage qui engendrent un écrouissage qui a pour but effet d'augmenter la limite d'élasticité dans la direction de l'allongement et de diminuer la ductilité et la ténacité.

Dans le domaine de génie civil, l'écrouissage trouve plusieurs applications : profilés laminés à froid, câble étirés pour pont suspendus, quelques types de barres d'armature suspendues, etc.

### I.1.3. Classification des produits obtenus du matériau acier [3]

On mettra en évidence quelques-uns que l'on peut trouver sur le marché tel qu'illustrer par la figure 1.

#### I.1.3.1. Les produits longs

Les produits longs sont obtenus par laminage à chaud, étirage ou tréfilage. On distingue plusieurs sous-familles de produits longs. Certains sont directement fabriqués dans les usines sidérurgiques et sont disponibles en stock sur catalogue.

##### a). Les laminés marchands

Ce sont les ronds, les carrés, les ronds à béton, les plats, les cornières (L), les fers en T, les petits U... Tous ces produits ont une section pleine.

##### b). Les poutrelles

Les poutrelles laminées peuvent avoir différentes sections, en I, en U, ou en H.

# CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

Elles conviennent aussi bien pour les poteaux que pour les poutres et sont fabriquées en différentes nuances d'acier (en général 235 ou 355 Mpa), y compris d'acier à haute limite d'élasticité (460 Mpa). Les longueurs maximales varient de 18 à 33 m suivant le profilé. Il existe différentes gammes suivant les pays : européenne, britannique, américaine, japonaise illustrent par le figure 2 et la figure 3.

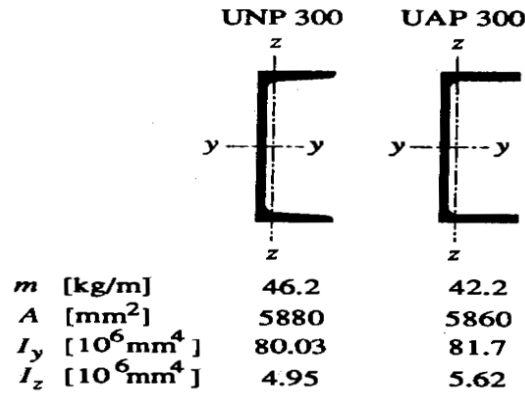


Figure 2 : Exemple des profilés U [2]

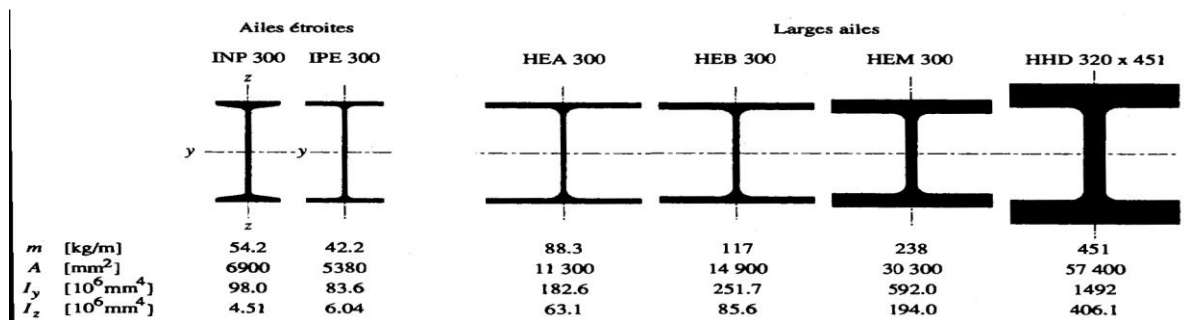


Figure 3 : Exemple des profilés en I et des poutrelles HE [4]

### I.1.3.2. Les produits plats

Les produits plats (tôles, bardages, profils minces, profils creux...) subissent en général d'un laminage à froid supplémentaire, à l'exception des tôles de forte épaisseur.

#### a). Les tôles et les larges plats

Les tôles sont fabriquées sous forme de bobines. Elles sont livrées en largeurs standards ou à la demande, mais les largeurs sont en général limitées à 1 800 mm. L'épaisseur ne dépasse pas 16 à 20 mm pour les tôles laminées à chaud et 3 mm pour les tôles laminées à froid. Celles-ci peuvent être mises en forme par profilage, pliage ou emboutissage.

#### b). Les tôles nervurées

Ce sont des tôles minces que l'on nervure par profilage à froid à l'aide d'une machine à galets. Les tôles nervurées sont issues de bobines galvanisées et souvent prélaquées.

Les applications concernent les produits d'enveloppe (bardage), de couverture (bac, support d'étanchéité) et de plancher (bac pour plancher collaborant ou à coffrage perdu), ainsi que les panneaux sandwich incorporant des matériaux isolants.

### **c). Les profils creux ou tubulaires**

Les tubes de construction sont appelés « profils creux ». Ils sont fabriqués en continu à partir de tôles minces ou moyennes repliées dans le sens de leur longueur.

Les soudures sont longitudinales pour les profils creux de petits et moyens diamètres (jusqu'à 400 mm), hélicoïdales pour les diamètres plus importants jusqu'à 1 000 mm environ. Ils sont dans ce cas toujours ronds.

Après soudage, la surépaisseur est rabotée pour obtenir une surface extérieure lisse.

Les profilés creux dits « de forme » sont en général formés à partir de tubes ronds : ils peuvent être carrés, rectangulaires, hexagonaux, elliptiques, voire demi-elliptiques. On fabrique aussi par extrusion des tubes sans soudure capables de plus fortes épaisseurs. Les longueurs standards sont de 6 à 15 m. La figure 4 montre l'exemple des profilés creux :



*Figure 4 : Exemple des profilés creux [5]*

### **I.1.3.3. Les autres produits**

Voici une liste des autres produits obtenus de l'acier : les pièces moulées, les pièces forgées et Les pièces mécanosoudées.

### **I.1.4. Comportement mécanique du matériau acier [2]**

À ce point, on s'intéresse aux comportements mécaniques de l'acier de construction. Certaines caractéristiques mécaniques d'un acier telles que résistances à la traction, limite d'élasticité, allongement de rupture, sont définies par l'essai de traction sur une éprouvette qui permet d'établir le diagramme contrainte déformation spécifique.

La figure 5 illustre la relation contrainte-déformation spécifique de deux principaux types d'acier utilisés dans la construction (Fe E 235 et Fe E 355), où l'on a admis un comportement parfaitement linéaire du matériau jusqu'à la limite d'élasticité, dépassé cette limite le matériau présente une déformation plastique.

# CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

Les valeurs de calcul normalisées des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes [3, p. 31] :

- Le module de l'élasticité :  $E = 210000 \text{ N/mm}^2 = 210 \text{ kN/mm}^2$
- Le module de glissement :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81 \text{ kN/mm}^2$
- Coefficient de contraction latérale (poisson) :  $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha_T = 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
- Charge volumique :  $\gamma = 78,5 \text{ kN/mm}^3$

L'Eurocode 3 propose comme seule différence avec les valeurs ci-dessous un coefficient de dilatation thermique  $\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$

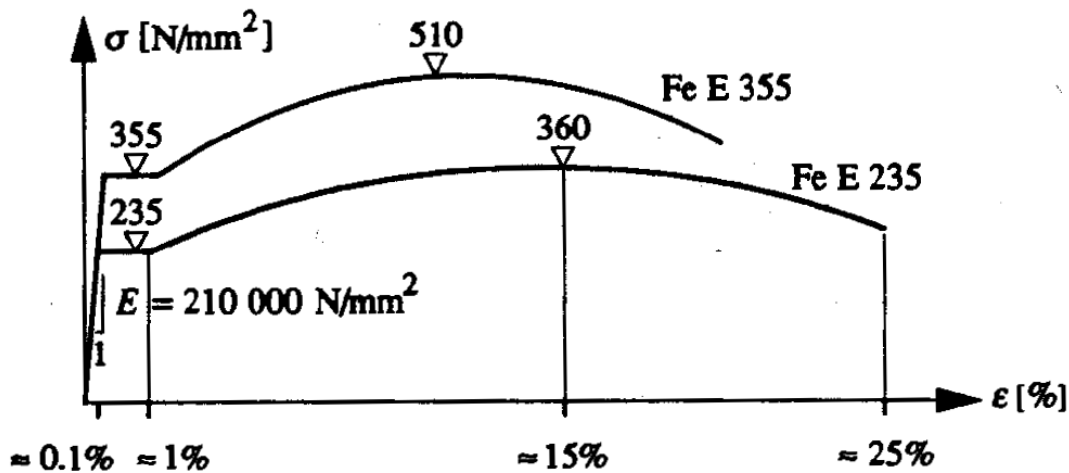


Figure 5 : Diagramme contrainte-déformation spécifique des aciers Fe E235 et Fe E355 [2]

## I.1.5. classification de l'acier en construction métallique [2]

En construction métallique, l'acier est désigné par sa nuance et sa qualité.

La nuance d'un acier est définie par sa limite d'élasticité  $f_y$ . Un acier ayant une valeur nominale de la limite d'élasticité  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  est appelé acier Fe E 235 (Fe pour fer, E pour limite d'élasticité).

Le tableau 1 donne la désignation et quelques caractéristiques des principaux aciers de construction.

On prêtera particulièrement attention à la correspondance entre la désignation utilisée actuellement en suisse selon la norme SIA 161(1989) et celle définie par la norme européenne EN 10 027-1[3.10].

# CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

Tableau 1 : Désignation et caractérisation des principaux aciers de construction [4]

Nuance d'acier selon			Limite d'élasticité $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ] (1)	Résistance à la traction $f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] (1)	Allongement de rupture $\epsilon_r$ [%] (2)	Désignations ou utilisation
SIA 161 (1989)	EN 10 027-1 (1992)	SIA 161 (1979)				
Fe E 235	S235	Fe 360	235	360	26	Acier doux Acier pour profilés creux Acier à haute résistance Acier à grain fin
Fe E 275	S275		275	430	22	
Fe E 355	S355	Fe 510	355	510	22	
Fe E 460	S460		460	550	17	

(1) Valeurs de calcul valable pour des épaisseurs  $\leq 16$  mm

(2) Valeurs minimales pour des épaisseurs  $\leq 14$  mm

## I.2. GÉNÉRALITÉS SUR LES CHARPENTES MÉTALLIQUES

La charpente est un organe du bâtiment ayant pour but premier d'assurer l'ossature porteuse des éléments de couverture. Elle assure un double rôle : d'une part elle assure la reprise des charges (fonction porteuse) et d'autre part elle assure le rôle de couverture du bâtiment (fonction protectrice). A ce qui concerne la fonction porteuse, la charpente est soumise à un certain nombre d'actions.

Dans certain cas, la structure porteuse de la toiture est amenée à jouer le rôle de contreventement horizontal ; les efforts qui la sollicitent (dus au vent ou aux séismes) sont alors situés dans son plan.

La toiture assure également les fonctions protectrices ci-dessous :

- Étanchéité : la toiture doit être étanche à l'eau de ruissellement ;
- Perméabilité : le pare-vapeur empêche la diffusion de la vapeur d'eau ;
- Isolation thermique : elle constitue une limitation du transfert de la chaleur ;
- Isolation phonique : la toiture assure la protection contre le bruit.

### I.2.1. Les éléments constitutifs d'une charpente

Une charpente métallique est constituée de portique ou ferme, réalisés par l'assemblage des poteaux, des entrants, des diagonales, des arbalétriers... Ces portiques sont reliés entre eux par des pannes.

#### I.2.1.1. Les fermes

Les fermes sont des poutres en treillis dont les membrures supérieures suivent la pente de la toiture. L'entrant des fermes est souvent retroussé pour mieux dégager le gabarit ou l'espace libre sous la charpente.

## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

Les fermes de la charpente servent à supporter les éléments de la couverture et encaisser les charges et surcharges exercées sur celle-ci.

Les fermes sont constituées le plus souvent par un système triangulé dont la membrure supérieure appelée arbalétrier, est située sous la surface extérieur du comble. Les extrémités de cette membrure sont reliées à la membrure inférieure, appelée entrain, par les goussets de retombée. Les deux membrures sont réunies par un système à treillis comprenant montants et diagonales assemblés de manière à former un triangle.

Dans la plus part des cas les fermes sont appuyées sur des poteaux issu du bois, de l'acier ou du béton armé. Dans ce projet, elles reposeront sur les poteaux en acier.

Généralement les membrures sont élancées et supportent très mal les charges latérales : pour cette raison, les charges doivent être appliquées aux nœuds seulement et non aux membrures elles-mêmes. Les barres des fermes sont considérées comme articulées à leurs extrémités et de ce fait elles travaillent soit à la compression simple, soit à la traction. Une ferme se comporte en ossature imparfaite au cas où elle n'est pas exclusivement construite sur la base de triangles. Les figures 6 et 7 illustrent l'exemple d'une ferme et ses constituants :

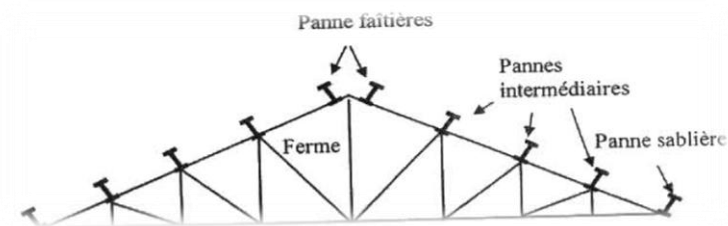


Figure 6 : Exemple d'une ferme portant des pannes à la membrure supérieure [6]

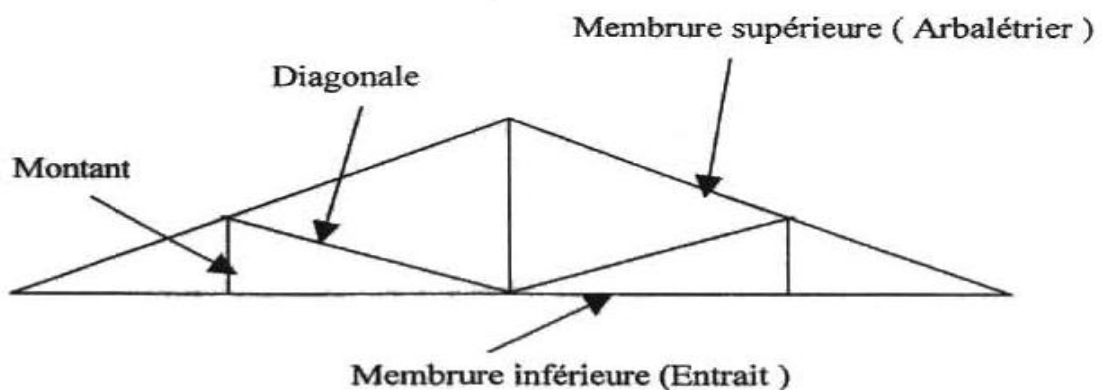


Figure 7 : Exemple d'une ferme et ses éléments constitutifs [6]

Les fermes les plus utilisées couramment sont :

- Les fermes à membrures parallèles ou poutre à treillis ;
- Les fermes à simple versant ;
- Les fermes trapézoïdales ;
- Les fermes triangulées.

## I.2.1.2. Les pannes

La structure porteuse d'une toiture est constituée de pannes reposant sur les traverses de cadre ou sur les fermes. Le rôle principal de cette structure est de supporter la couverture et de transmettre les charges aux cadres ou fermes. Les pannes doivent souvent jouer d'autres rôles :

- Elles lient les traverses ou fermes entre elles et avec le contreventement de toiture, assurant ainsi la stabilité des cadres hors de leur plan en augmentant la résistance au déversement des traverses ;
- Elles transmettent au contreventement de toiture une partie des efforts dus au vent agissant sur le pignon ;
- Certaines d'entre elles constituent les membrures ou les montants des contreventements de toiture.

L'entraxe des pannes varie en fonction du type d'élément de toiture prévu, pratiquement de 1 m (plaques ondulées en fibrociment sans sous-structure) et à 4 m (tôles profilés). L'entraxe des fermes, c'est-à-dire la portée des pannes, se situe entre 6 et 9 m pour les profilés laminés et peut atteindre 12 à 15 m pour les poutres à treillis.

## I.2.3. les couvertures

La toiture comporte la couverture et son support en charpente métallique, en charpente en bois, voire en béton. De manière analogue aux façades, les couvertures ont des contraintes à résoudre en matière :

- d'étanchéité à l'eau et à l'air ;
- d'isolation thermique et acoustique ;
- de tenue dans le temps ;
- de résistance mécanique (bonne résistance à la flexion, surcharges climatiques), aux chocs (grêle, chute d'objets, d'outils), à l'arrachement (suction).

L'acier est très fréquemment utilisé pour les couvertures des bâtiments.

## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

Pour ce dernier type de couverture, nous distinguerons deux configurations techniques : la toiture froide et la toiture chaude. La pente de la couverture et le traitement de son étanchéité seront traités en fonction :

- de l'architecture du projet ;
- du matériau de couverture retenu ;
- de la région.

Le tableau 2, décrit les différents types des couvertures couramment utilisé dans la construction :

Tableau 2 : Les différents types de couvertures [7]

Pente(en °)	Matériaux des couvertures	Poids propres (en Kg/m <sup>2</sup> )	Entraxe entre appuis (en m)	Configuration	Surcharge d'exploitation admissible (en Kg/m <sup>2</sup> )
22 à 30 et plus	Tuile	40 à 60	0,3	couverture pour forte et nécessite la pose des linteaux	30 à 100
	Matériaux traditionnels				
	Ardoise	30 à 40	0,8		
4 à 25	Aciers	7 à 10	1.70 à 3.20	L'entraxe entre appuis dépend des conditions climatiques	50 à 100
	Matériaux ondulés Alu	2 à 3	1.6 à 2.2		
	Onduline	6.5	0.5 à 0.6		
	Polyester	2.5	1.6 à 3.2		
	Fibrociment	16	1.38 à 1.44		
0 à 25	Matériaux nervurés	7 à 10	2.5 à 4	L'entraxe entre appuis dépend des conditions climatiques	50 à 100
	Aluminium	2 à 3	0.8 à 2.5		

#### **I.2.4. Formes des toitures [8]**

Les choix de la forme et de l'architecture d'une toiture dépendent du type d'ouvrage sur lequel on veut placer cette dernière et des conditions du milieu dans lequel on se retrouve. Ce choix restreint les possibilités quant à la structure des murs et à leurs position.

De même, la conception des murs (implantation et structure) limite le choix des formes possibles de la toiture. Au moment de la conception de la forme du toit, il est utile de tenir compte de la forme des matériaux de couverture disponibles.

La forme d'une charpente joue un rôle crucial pour la direction du vent et permet ainsi de limiter les citations sur la couverture.

Parmi les formes de toits, nous avons :

- le toit plan avec une pente d'au moins 2cm/m ;
- le toit en appentis ou versant ;
- le toit à deux versants se rencontrant dans ligne de faite ;
- le toit mansardé avec versant dont deux triangulaires et deux trapézoïdales, à leurs intersections se trouvent les arêtiers ;
- le toit en shed : succession de toit à deux versant asymétrique ;
- le toit en coupole : à forme sphérique construit sur de projection en plan ronde ;
- le toit pavillons : toit en groupe qui n'a pas de ligne de faite.

### **I.3 GÉNÉRALITÉS SUR LE TERRAIN DE BASKETBALL**

Le basket-ball veut dire ballon panier [9]. Le basket est pratiqué par les garçons, les filles mais aussi par les personnes handicapées. Le terrain basketball fait 15m x 28m. Il est le même pour toutes les catégories contrairement au ballon. En junior, on a un ballon un peu plus petit que pour les seniors. Si le ballon ou mon pied touchent la ligne, l'arbitre sifflera une sortie et la balle sera donnée à l'adversaire [10].

#### **I.3.1. Brève historique olympique du basketball [9]**

Le basket a été inventé en 1891 par James Naismith, un professeur d'éducation physique au collège de Springfield aux États-Unis. Pendant un hiver, les élèves n'avaient pas le droit de sortir à cause du temps car il y avait une tempête de neige. Ils courraient dans les couloirs alors pour retrouver du calme leur professeur a eu l'idée d'amener les garçons dans le gymnase. Il place deux caisses de pêche vides (fruits) en hauteur de chaque côté de la salle. Il fait 2 équipes de 9 joueurs (aujourd'hui on joue à 4 ou 5 joueurs selon les catégories).

Ensuite, il leur donne un vieux ballon de foot et le professeur explique qu'il faut mettre le ballon dans le panier de l'équipe adverse. Naismith établit rapidement 13 règles pour rendre ce jeu praticable. En effet, au début les élèves se tapaient dessus et se plaquaient. Au début, le basket-ball était très répandu aux États Unis et au Canada.

Le 1er match de basket a eu lieu aux États Unis en 1892. Le 1er match de basket en France a eu lieu le 27 décembre 1893. Depuis 1936, c'est un sport des jeux olympiques.

En France, le basket est le 2eme sport collectif avec 668 312 licenciés, loin derrière le football avec plus de 2 millions de licenciés.

### **I.3.2. Les règle du basket**

Un terrain de basket mesure 28 mètres de long sur 15 mètres de large ; chaque panier est situe en hauteur a 3,05 mètres du sol. Un match se déroule en quatre quarts-temps de 10 minutes chacun et oppose deux équipes de cinq joueurs. Le but du jeu est de marquer davantage de points que l'équipe adverse en 40 minutes. Un tir réussi en cours de jeu compte 2 points a l'intérieur de la zone des 6,25 m (ou 6,75 m selon le niveau de pratique) et 3 points a l'extérieur de cette zone. Un lancer-franc (tir effectue après une faute) compte 1 point.

Pour se déplacer, le joueur ayant le ballon a l'obligation de dribbler. Il ne peut faire que deux pas au maximum sans faire rebondir la balle au sol. Aucun joueur dont l'équipe est en possession du ballon ne peut s'immobiliser plus de 3 secondes dans la raquette. La raquette est la zone restrictive située entre la ligne des lancer-francs et le panier. Quand une équipe prend le contrôle du ballon sur le terrain, un tir au panier doit être tente dans un délai de 24 secondes. Le ballon doit toucher le cercle pour bénéficier d'une nouvelle période de 24 secondes

### **I.4. GÉNÉRALITÉS SUR LA CONCEPTION [2]**

La conception de la structure porteuse d'une halle ou d'un bâtiment est basée sur son utilisation prévue, soit essentiellement ses caractéristiques de résistance (pour assurer une sécurité structurale suffisante) et de déformabilité (pour garantir une bonne aptitude au service). Elle est donc fortement influencée par les propriétés des matériaux qui la composent. Un projet de charpente métallique doit en conséquence être conçu et élaboré de façon à ce que les propriétés du matériau acier soient utilisées au mieux, soit sa haute résistance mécanique, sa grande ductilité et sa soudabilité.

L'ensemble des critères de conception d'une ossature développés dans ce point fait appel à la connaissance approfondie du matériau acier, comprenant son mode d'élaboration, les propriétés fondamentales et les modes de fabrication des produits.

### **I.4.1. Critères de conception**

Après avoir vu quelles étaient les qualités intrinsèques du matériau acier et d'une structure métallique, il faut se pencher sur les différents critères dont le choix, par le maître de l'ouvrage, l'architecte ou l'ingénieur, peut influencer la conception du projet et la réalisation de l'ouvrage. Certains critères sont liés à l'aptitude au service de la halle ou du bâtiment (utilisation des surfaces ou des volumes, fonctionnement, confort, etc.), alors que d'autres sont liés plus directement à la sécurité structurale de la charpente (capacité portante, résistance au feu, etc.). Enfin, les facteurs liés à l'économie de la construction et à l'impact sur l'environnement doivent être pris en compte durant toutes les phases de l'existence de l'ouvrage. Seulement deux critères sont détaillés parmi tant d'autres à ce point.

#### **I.4.1.1. Nombre et position des points porteurs**

Les charges verticales d'un bâtiment à ossature sont transmises aux fondations par les poteaux, métalliques ou mixtes, et dans certains cas par le noyau central. Les poteaux sont placés en général aux points d'intersection d'une trame rectangulaire ou carrée.

Les trames rectangulaires correspondent bien aux caractéristiques des ossatures métalliques. Il est aussi possible de rapprocher les poteaux de façade sous chaque solive et de supprimer le sommier de rive, ce qui permet souvent d'intégrer les poteaux à la structure secondaire de la façade.

Lors de la conception d'une halle ou d'un bâtiment à ossature métallique se pose la question de l'optimisation du nombre de points porteurs. L'espace d'exploitation devant être maximal (rendement spatial optimal), la tendance conceptuelle est donc de réduire au maximum l'emprise au sol due aux éléments verticaux de la structure. De plus, en multipliant le nombre de points porteurs, on augmente le poids total des éléments verticaux car les dimensions de ces derniers ne sont pas directement proportionnelles à la charge à laquelle ils sont soumis (phénomène de flambage).

Les deux raisons précédentes plaident donc pour la plus grande portée possible.

Enfin, le genre de fondation et les caractéristiques géotechniques du sol ont une influence prépondérante sur le choix du nombre de points porteurs, donc sur le choix de la trame.

#### **I.4.1.2. Sections des profilés**

Afin d'optimiser l'utilisation du matériau, le choix des profilés doit s'orienter vers des sections dont les caractéristiques répondent le mieux possible à leur rôle structural.

Cela revient à choisir des sections qui minimisent les dimensions géométriques et maximisent la résistance et la rigidité liées à la fonction porteuse du profilé. En optant pour une telle conception, l'augmentation de volumes utiles à l'intérieur du bâtiment peut être substantielle.

L'adéquation entre les profilés et leurs assemblages doit également être intégrée dans le choix des sections. En effet, des éléments en profils fermés (circulaires ou carrés) imposent des détails de construction totalement différents de ceux envisageables avec des profilés ouverts (en I ou en H).

Dans le cas où la structure est visible, l'esthétique ne peut être négligée. En effet, le choix des sections influe fortement sur la perception spatiale. Le choix d'un type de design pour les sections doit donc être conforme aux volontés architecturales.

Enfin le choix des sections des profilés composant la structure primaire d'un ouvrage doit également tenir compte des interactions avec les éléments secondaires et tertiaires (réseaux techniques).

### **I.5 GÉNÉRALITÉS SUR LES DIMENSIONNEMENT [2]**

Pour effectuer le dimensionnement d'une structure, il est nécessaire d'appliquer les principes définissant de façon claire les vérifications à effectuer pour garantir son aptitude au service et sa sécurité structurale. Le but du présent point est de rappeler les principes de dimensionnement.

#### **I.5.1. Buts à atteindre**

Lors de chaque projet de construction, les buts à atteindre peuvent, de façon générale, se définir ainsi:

- fournir au maître de l'ouvrage une construction qui réponde à ses attentes concernant l'utilisation qu'il veut en faire,
- garantir aux utilisateurs de cette construction un niveau de sécurité adéquat.

### **I.5.2. Aptitude au service**

Lorsque l'aptitude au service doit être contrôlée au moyen d'un calcul, il s'agit de vérifier si la structure porteuse présente un comportement qui se situe dans les limites convenues entre le maître de l'ouvrage et ses mandataires ou dans celles fixées par des normes. Ces limites peuvent notamment se rapporter : à la fissuration, aux déformations, au glissement des assemblages et aux vibrations.

La vérification par le calcul de l'aptitude au service consiste alors, de façon générale, à contrôler que la condition suivante est satisfaite:

$$f(s_{\text{ser}}) \leq f_{\text{lim}}$$

Avec :

- $f(s_{\text{ser}})$  : valeur calculée avec la sollicitation de service  $s_{\text{ser}}$
- $f_{\text{lim}}$  : valeur limite convenue dans le plan d'utilisation ou définie dans une norme

### **I.5.3. Sécurité structurale**

La vérification par le calcul représente une des mesures possibles pour garantir la sécurité structurale. Elle est à effectuée pour chacune des situations de risque à laquelle s'applique cette mesure, qui consiste à comparer les valeurs de dimensionnement de la sollicitation et de la résistance:

$$S_d \leq R_d$$

Avec :

- $S_d$  : valeur de dimensionnement de la sollicitation
- $R_d$  : valeur de dimensionnement de la résistance

## **I.6. CONCLUSION PARTIELLE**

Ce présent chapitre a traité sur le matériau acier, mettant l'accent à sa fabrication, son traitement, à la classification des produits qui en découlent et sur son comportement mécanique. La classification de l'acier en construction métallique a été mise évidence dans ce point. Il a traité également sur les généralités relatives aux charpentes métalliques, présentant en détail tous les éléments constitutifs d'une ferme. Un bref aperçu relatif à la philosophie de fonctionnement de terrain de basketball a été souligné ici. Par la suite, ce chapitre a traité des généralités sur la conception en s'attelant sur quelques critères de conception des halls ou bâtiments métalliques et des généralités sur le dimensionnement.

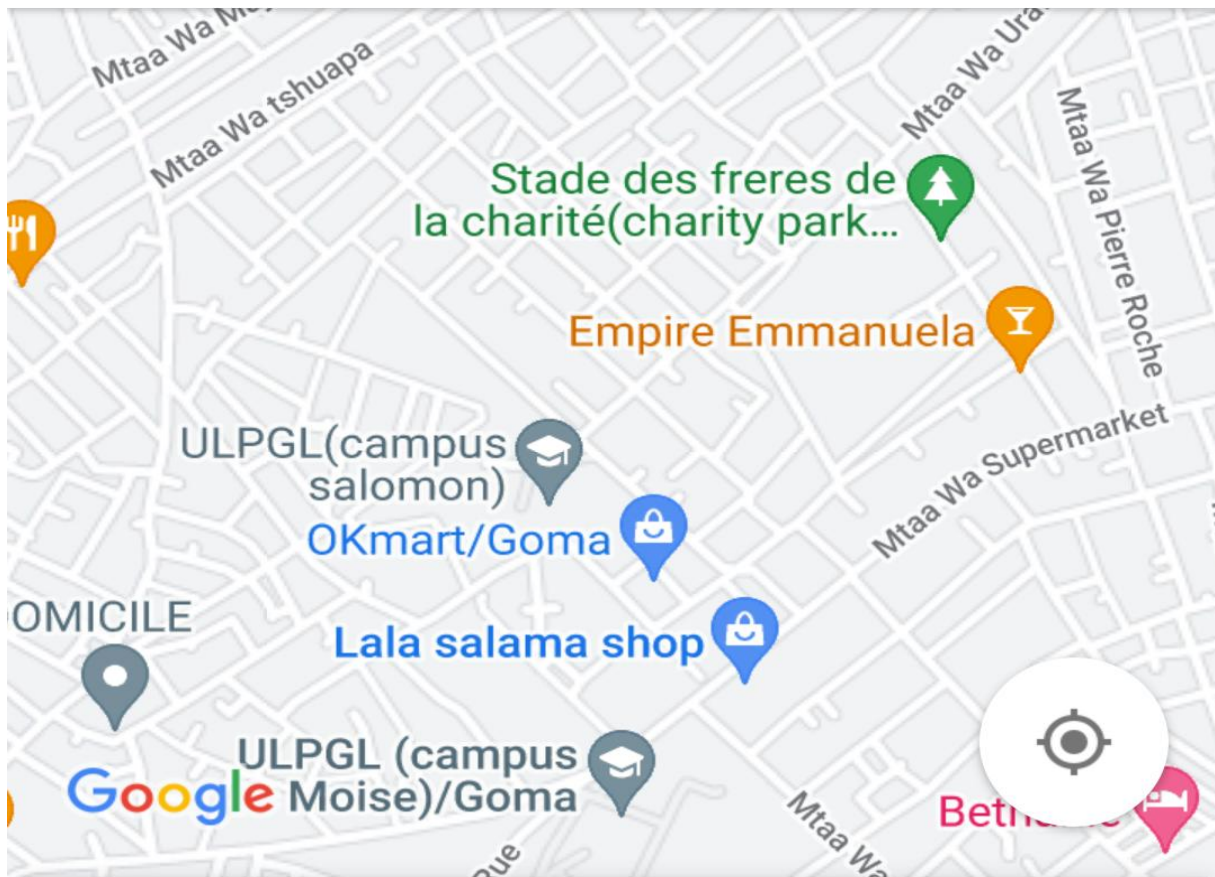
## **CHAPITRE II : MÉTHODOLOGIE**

### **Introduction**

Ce chapitre traite l'essentiel de l'objet de recherche de ce travail relatif à la base de conception et de dimensionnement de terrain de basket en général et de la charpente métallique pouvant couvrir ce terrain en particulier permettant d'aboutir à des résultats qui pourront être utilisés pour une application choisie dans une contrée afin de répondre à certains problèmes tels qu'annoncés dans l'introduction générale. C'est ainsi qu'il présentera les techniques et la méthodologie appliquer pour parvenir à l'objectif principale.

### **II.1. PRÉSENTATION DU SITE**

Le présent projet est étudié dans le contexte d'être implanté à l'ULPGL-GOMA (campus Salomon) située dans le quartier Kyeshero, commune de Goma, ville de Goma, dans la province Nord-Kivu comme l'indique la figure 9.



*Figure 8: Localisation de l'ULPGL-Goma (campus Salomon)*

# CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

---

La ville de Goma est une subdivision administrative de la province test du Nord-Kivu en vertu de l'ordonnance no 88 -178 du 15 Novembre 1988 ; fixant pour les provinces du Maniema, Nord-Kivu et Sud -Kivu le nombre, la dénomination, la délimitation, les chefs-lieux et les limites des territoires. L'article 3 de cette ordonnance détermine que Goma est le chef-lieu de la province du Nord-Kivu.

## II.1.1. Situation géographique

Géographiquement la ville de Goma est située à une altitude de 1640 m au bord du Lac Kivu. Son sol est volcanique. Elle est baignée dans sa partie sud : par le Lac Kivu, elle n'est traversée par aucune rivière, voire un court d'eau.

### II.1.1.1. Les limites géographiques

Elle est limitée :

- Au Nord : par le territoire de Nyiragongo ;
- A l'Est : par ville rwandaise frontalière de Gisenyi ;
- Au Sud : par le Lac Kivu ;
- A l'Ouest, par le territoire de Masisi.

Sa superficie est de 65,450 km<sup>2</sup>

### II.1.1.2. Coordonnées géographiques

- Altitude: par rapport au niveau de la mer 1518 m et située à une altitude de 1640 m au bord du Lac ;
- Latitude Sud: 1°40'26'';
- Longitude Est: 29°13'42''.

### II.2.1.3. Le climat et végétation

De part sa position en altitude, la ville de Goma est soumise aux influences des alizés du Nord-Est et Sud-Est ; mais modifiée par la barrière montagneuse du Nord (la chaîne de Virunga) et par le double passage du soleil au Zénith. Malgré les proximités du Lac Kivu, les masses d'air lacustre sont très peu sensibles à Goma, et leur influence n'y est pas très perceptible. La température est presque constante : elle oscille entre 19,6 et 19,9°C. La hauteur des précipitations ne va guère en dessous de 1300 mm d'eau par an.

Les données pluviaux-thermiques de la station de Goma relèvent de l'existence de deux saisons humides, l'une allant de Mars à Mai et l'autre de Septembre à Décembre, entre lesquelles s'intercalent aussi deux saisons moins humides de Juin à Août, puis de Janvier à Février.

Aux alentours de Goma, la végétation est surtout constituée d'herbacées, d'arbres et des buissons qui poussent tant bien que mal à travers les pierres de lave.

#### **II.2.1.4. Relief et sol**

La ville de Goma est située dans le graben occidental de l'Afrique central et surplombée dans la partie nord par une importante chaîne volcanique de Virunga. Elle est couverte par le sol volcanique et très peu par le sol légèrement sablonneux.

## **II.2. BASE DE LA CONCEPTION**

Les principes de la conception de salle et terrain de basketball présenté ici, ont été élaborés par la Fédération Française de Basket Ball (FFBB), résumé dans le manuel guide salles & terrain. Le Règlement des Salles et Terrains de l'Annuaire officiel de la FFBB possèdent une valeur réglementaire.

Aujourd'hui, près de 80% des normes sont élaborées au niveau européen. Afin de prévenir l'apparition d'entraves techniques aux échanges à l'intérieur de l'Union Européenne, la directive 98/34 CE du 22 juin 1998 modifiée par la directive 98/48/ CE du 20 juillet 1998 prévoit que les organismes nationaux de normalisation, regroupés au sein du Comité européen de normalisation (CEN) doivent s'informer mutuellement de toute nouvelle étude de norme [10] :

- Les buts de basket : Norme EN 1270 (+ décret 96-495)
- Les sols sportifs : Norme NF EN 14 904 ; (Norme EN 90-202 pour le sol support)
- L'éclairage : Norme NF EN 12193
- Les tribunes ou gradins télescopiques : Norme NFP 90- 501
- Les tribunes ou gradins complémentaires démontables : Norme NFP 90-500

### **II.2.1. Modélisation des salles et terrains de basketball [10]**

La Fédération Française de Basket Ball propose, de manière non exhaustive, un modèle de salle selon un schéma fonctionnel standardisé. L'idée, sur ce modèle, est de considérer le sportif, par extension, le terrain comme éléments central de la réflexion.

Il convient donc de dimensionner de manière précise, le plateau central (ou espace de compétition).

Dans le cadre d'une salle spécialisée, celui-ci sera déterminé par le nombre de terrains souhaités et / ou par le niveau de jeu. Il peut également s'agir d'une réflexion pour la construction d'une salle pluridisciplinaire : Basket / Hand / Volley.

## **CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA**

---

- Dimensions d'un terrain de Hand : 40 m x 20 m avec un espace d'évolution de 44 m x 24 m (ou 22 m selon le niveau de compétition).
- Dimensions d'un terrain de Volley : 18 m x 9 m avec un espace d'évolution variable de 46 m x 27 m à 44 m x 23.5 m (selon le niveau de compétition).

Dans le cadre de ce projet, les idées de la conception sont orientées vers la conception d'un terrain de basketball, qui sera couvert en charpente métallique. L'annexe V illustre les différentes parties constitutives ainsi que leurs fonctionnements d'un terrain de basketball.

Les détails relatifs aux différents critères de la conception des modules ou éléments constitutifs d'un terrain sont résumés dans la FFBB. Certains sont mentionnés dans ce travail. Les paragraphes qui suivent soulignent les différentes étapes de la conception architecturale d'un terrain de basketball selon la Fédération Française de Basket Ball.

### **1. Implantation de la salle**

Le choix du site et du lieu a une importance primordiale sur la fréquentation future de l'équipement. Cette implantation doit se faire dans un lieu particulièrement fréquenté et facilement accessible avec les différents moyens de transport. Il est souhaitable d'envisager sa construction près de groupes scolaires (école, collège, lycée) et si possible en synergie avec d'autres équipements sportifs (gymnase, stade, piscine) pour bénéficier d'un certain nombre de locaux communs qui limitent les coûts de construction et de gestion. D'autre part, une telle implantation permet d'améliorer la logistique pour l'organisation ponctuelle de compétitions importantes. Orientation Nord Sud/Sens longitudinal du terrain central. Dans le cas d'un éclairage naturel en façade.

### **2. Conception des modules ou éléments constitutifs d'un terrain de basketball**

#### ➤ Espace d'Accueil :

- surface à définir selon l'importance du projet (nombre de joueurs et de spectateurs pouvant être accueillis simultanément).
- les zones d'accueils devront être différenciées par une signalétique appropriée aux différents publics :
- spectateurs - sportifs, organisation
- personnes à mobilité réduite - presse
- VIP
- sanitaires publics - handicapés.

## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

---

Prévoir des sanitaires pour le public (y compris pour les personnes à mobilité réduite) en fonction de la taille de l'équipement

- Locaux Administratif/ Associatif / Vie du groupement sportif :
  - bureaux secrétariat et président ;
  - club-house/bar avec comptoir et réserve ;
  - espace de réunions modulable pour 12 à 25 personnes ;
  - surface globale minimum 100 m<sup>2</sup>.

Bien que les différents locaux ci-dessus ne soient pas obligatoires dans le cadre du classement fédéral, il s'avère judicieux que le groupement sportif dispose d'espaces de convivialité et de détente.

- Local entraîneur et / ou professeur ou gardien :
  - il doit avoir une vue directe sur l'aire de jeu ;
  - il doit être situé près des vestiaires ;
  - il doit comprendre une douche, un lavabo et un W.C.

Si le local est exclusivement réservé au gardien (conseillé), il est souhaitable qu'il soit prévu à l'entrée de l'équipement et ce pour un problème de sécurité.

- Vestiaires joueurs et joueuses :

Leur nombre et leur surface sont dépendants du nombre de terrains, de l'importance du groupement sportif, du nombre d'équipes engagées dans les championnats, de la fréquence d'organisations de compétitions, de l'accueil des scolaires et de l'animation générale de la salle.

Il doit y avoir un espace déshabillage aménagé (2 portes manteaux), 10 douches collectives (pour celui des dames quelques douches individuelles), et un espace comprenant une double vasque (lavabos) avec sèche-cheveux. Des W.C. et urinoirs peuvent être inclus dans chaque vestiaire, sinon ces éléments peuvent être réunis et juxtaposés à l'espace vestiaire.

Sa surface totale indicative est de 30 m<sup>2</sup>.

- Espace spectateurs :

L'espace spectateurs (jauge ou capacité de spectateurs) est un élément central et déterminant de la réflexion pour la construction ou la réhabilitation d'un équipement sportif. Cet espace doit être variable (tribunes en fonction de:

- La pratique sportive dans le cas d'une salle pluridisciplinaire (Basket / Hand / Volley).
  - La forme de pratique sportive : entraînement ou compétition.
  - L'importance de la compétition.
- Gradins :
- à intégrer selon la capacité de la salle.
  - pour l'économie du projet, des locaux peuvent être envisagés en dessous s'ils sont surélevés par rapport à l'aire de jeu. Mais cela doit être laissé à l'initiative des maîtres d'œuvre.
  - l'accès doit se faire à partir du hall d'accueil et être indépendant de l'aire de jeu
  - En fonction de la compétition, une tribune de presse (4 à 10 personnes) peut être intégrée ou aménagée.

### **II.3. PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT**

Pour effectuer le dimensionnement d'une structure, il est nécessaire d'appliquer les principes définissant de façon claire les vérifications à effectuer pour garantir son aptitude au service et sa sécurité structurale.

#### **II.3.1 Détermination des actions sur la charpente**

Les paragraphes ci-dessous traitent des différentes actions agissantes sur la structure à savoir : les charges permanentes, les charges d'exploitations et les charges due à l'action du vent.

##### **II.3.1.1. Charges permanentes**

Elles comprennent le poids propre des pannes, les poids des couvertures, les accessoires des poses, etc.

Ces charges restent permanentes sur la structure, elles sont donc invariables et ne peuvent être influencées par aucune force extérieure. Elle sera déterminée en faisant la somme des poids propres de ses divers éléments mentionnés par la relation:

$$G = P'' + P' + P \quad (1)$$

Avec :

- P'' : poids propre de la couverture et accessoires de pose ;
- p: poids propre de la panne

- G : la charge permanente total

### II.3.1.2. Charges variables

Les charges variables sont des charges qui ne sont pas permanentes à la structure, elles varient donc en fonction des charges d'exploitation, de l'action du vent, de l'action de la neige et de l'action de gradient thermique.

#### a. charge d'exploitation

La charge d'entretien est due aux poids des ouvriers et leurs assistants.

#### b. Action du vent [6]

L'étude au vent selon NV 65 suppose que l'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ses éléments dépend des caractéristiques ci-après :

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

On admet que le vent a une direction d'ensemble moyenne horizontale, mais qu'il peut venir de n'importe coté.

#### i. Pression du vent

La pression statique du vent est donnée par la relation 2 d'après NV 65:

$$V = q_h * K_s * K_m * \delta * C_r \quad (2)$$

Avec :

- $q_h$  : pression dynamique de base agissant à la hauteur h, calculée par la relation 3:

$$q_h = 2,5 \left( \frac{(H+18)}{H+60} \right) \quad (3)$$

Cette relation est valable pour  $H \leq 500$  ms

- $K_s$  : coefficient de site ;
- $K_m$  : coefficient de masque ;
- $C_r$  : coefficient résultant ;
- $\delta$  : coefficient de réduction.

**(1) Pression dynamique de base :  $q_{10}$**

Les règles fixent, pour chaque région, une pression dynamique de base normale et une pression dynamique de base extrême. Elles sont déterminées à une hauteur  $h = 10$  m au-dessus du sol pour un site normal sans effet de masque sur un élément dont la plus grande dimension est de 0,50 m.

Pour la RDC, notons que la république est subdivisée en trois zones de vent répartie de la manière suivante :

- **Zone 1** : cette zone regroupe conformément à l'ancien découpage les provinces de Kinshasa, Bas-Congo et Bandundu ;
- **Zone 2** : elle est faite de deux Kasai et de l'Équateur ;
- **Zone 3** : nous y retrouvons l'ancien Kivu, la province Orientale et le Katanga.

Le tableau 3 résume les valeurs des pressions dynamiques  $q_{10}$  dans les différentes zones de vent en RDC :

Tableau 3 : Valeurs des pressions dynamiques en RDC [11]

Zone RDC	$q_{10}$ (daN/m <sup>2</sup> ) valeur normale	$q_{10}$ (daN/m <sup>2</sup> ) valeur extrême
1	50	87.5
2	70	122.5
3	90	157.5

D'après cette répartition, ce dit projet se retrouve dans la zone 3. Le site étant non exposé, la valeur minimale de la pression dynamique est considérée dans le calcul, d'où  $q_{10}$  vaut 90 pour ce projet.

**(2) Effet de site**

A l'intérieur d'une région à laquelle correspondent des valeurs déterminées des pressions dynamiques de base, il convient de tenir compte de la nature du site d'implantation de la construction. Les valeurs des pressions dynamiques de base normales et extrême définies doivent être multipliées par un coefficient de site  $k_s$ .

Les coefficients de site sont donnés dans le tableau 4 selon les régions (zones) de la RDC :

## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

Tableau 4 : Effet de site en RDC [11]

Région (zone)	$K_s$		
	Site protégé	Site normal	Site extrême
1	0.80	1	1.35
2	0.80	1	1.30
3	0.80	1	1.25

Le site est dans la ville Goma, une ville qui se retrouve dans la zone 3 selon cette répartition, c'est un site normal car un plateau sans dénivellation importante d'où dans la suite il sera question d'utiliser un  $K_s=1$

### (3) Effet de masque

Il y a effet de masque lorsqu'une construction est masquée partiellement ou totalement par d'autre construction ayant une grande probabilité de durée.

Une réduction d'environ 25 % de la pression dynamique de base peut être appliquée dans le cas où on peut compter sur un effet d'abri résultant de la présence d'autre construction. Mais pour des sécurités on prend généralement  $K_m=1$

### (4) Effet de dimension

Le vent est irrégulier, surtout au voisinage du sol, et ne souffle pas avec la même vigueur simultanément en tout point d'une même surface ; la pression moyenne diminue donc quand la surface frappée augmente. On en tient compte en multipliant la pression dynamique par un coefficient réducteur fonction de la plus grande dimension, horizontale ou verticale, de la surface offerte au vent à l'élément considéré dans le calcul.

Les coefficients de réduction pour chaque élément sont représentés dans le tableau 5 suivant leurs dimensions en m.

Tableau 5 : Coefficient de réduction de différents éléments [12]

élément	dimension correspondant en m	$\delta$
ferme	7.21	0.85
poteau	6	0.86
panne	5	0.87

Pour ce travail on adopte un coefficient de réduction  $\delta = 0,85$  pour les fermes, un coefficient de réduction  $\delta = 0,86$  pour les poteaux et un coefficient de réduction  $\delta = 0,87$  pour les pannes.

**(5) le coefficient résultant [12]**

Le coefficient de pression résultant est déterminé par la relation (4) suivante :

$$C_r = C_e - C_i \quad (4)$$

Avec

- $C_e$  : coefficient de pression extérieure
- $C_i$  : coefficient de pression intérieure

**(5).1. Coefficient de pression extérieure**

Pour une direction donnée du vent les faces de la construction situées des côtés du vent sont dites "au vent" et les autres y compris les faces pour lesquelles le vent est rasant, sont dites "sous vent". Par convention de signe lorsqu'il s'agit d'une pression  $C_e > 0$ , et quand il s'agit d'une dépression  $C_e < 0$ .

• **coefficient de pression extérieur  $C_e$  pour les versant**

Pour la face au vent, le coefficient de pression extérieur  $C_e$  est déterminé par le diagramme (R-III-6) NV 65 de l'annexe III suivant la direction du vent en fonction de ( $\gamma_0$ ) et de l'inclinaison de la toiture ou par la formule (5):

$$C_e = -2 \left( 0,45 - \left( \frac{\alpha}{100} \right) \right) \quad (5)$$

Une relation valable pour  $10 \leq \alpha \leq 40$ , où  $\alpha$  est l'inclinaison de la charpente

- Pour la face sous vent, le coefficient de pression extérieur  $C_e$  est déterminé par le diagramme (R-III-6) NV 65 de l'annexe III suivant la direction du vent en fonction de ( $\gamma_0$ ) et de l'inclinaison de la toiture ou par la formule (6):

$$C_e = -0,5 \left( 0,60 - \left( \frac{\alpha}{100} \right) \right) \quad (6)$$

**(5).2. Coefficient de pression intérieur**

Selon NV 65, le coefficient de pression intérieur est déterminé pour les versants :

- Pour la face vent, le coefficient de pression intérieur  $C_i$  est donné par la relation (7) :

$$C_i = +0,6(1,8 - 1,3\gamma_a^0) \quad (7)$$

- Pour la face sous vent, le coefficient de pression intérieur  $C_i$  est donné par la relation (8) :

$$C_i = -0,6(-0,8 + 1,3\gamma_a^0) \quad (8)$$

### **II.3.2. combinaison des charges**

La combinaison des charges peut être faite soit aux états limite de service (E.L.S), soit aux états limite ultime (E.L.U).

A ce qui concerne ce travail, on fera la vérification à l'E.L.U pour garantir aux usagers un niveau de sécurité adéquat. La combinaison est faite par la relation (9) :

$$P = 1,35G + 1,5Q \tag{9}$$

Avec

- G : charge permanente, poids propre ;
- Q : charge variable (charge d'exploitation et surcharge due au vent)

### **II.3.3. Effort dans les barres**

Il est bien connu qu'à chaque action correspond une réaction. Ayant décrit la façon de déterminer les valeurs différentes actions agissantes sur la structure, il revient dans la suite de décrire le principe de calcul des réactions qui en résultent.

#### **II.3.3.1. Réactions aux appuis**

La charge sur la ferme est transmis aux au sol par le biais des appuis, tout laisse croire que les appuis sont les poteaux qui maintiennent le ferme.

Les réactions aux appuis seront calculées grâce aux équations d'équilibre statique présentées par le système d'équation :

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 \\ \sum F_y = 0 \\ \sum M_A = 0 \end{cases}$$

#### **II.3.3.2. Détermination des efforts dans les barres [8]**

En calculant une ferme, on admet que toutes les barres sont articulées dans les nœuds.

Le procédé le plus facile de détermination des efforts dans les barres d'une ferme est le graphique de « Cremona ». La solution analytique est également possible.

La méthode de Cullmann (méthode d'isolement des nœuds successifs) est également utilisée pour déterminer les efforts dans les barres.

### **II.3.4. Dimensionnement des éléments porteurs de la charpente**

Pour effectuer le dimensionnement d'une structure, il est nécessaire d'appliquer les principes définissant de façon claire les vérifications à effectuer pour garantir son aptitude au service et sa sécurité structurale.

#### II.3.4.1. Buts à atteindre

Lors de chaque projet de construction, les buts à atteindre peuvent, de façon générale, se définir ainsi :

- fournir au maître de l'ouvrage une construction qui réponde à ses attentes concernant l'utilisation qu'il veut en faire ;
- garantir aux utilisateurs de cette construction en niveau de sécurité adéquat.

#### II.3.4.2. Dimensionnement de la panne

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire simultanément aux conditions de résistance et de flèche.

##### a. Condition de résistance

Pour cette première condition il suffit de vérifier, après avoir calculé le moment de flexion  $M_x$  dû aux charges  $f$  et  $w$  et le moment de flexion  $M_y$  dû charge  $t$ , que les contraintes de flexion correspondant à ces moments, satisfont à :

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_e \quad (10)$$

Avec :

- $M_x$  : moment fléchissant autour de l'axe  $xx$  causé par la charge  $P_Y$
- $M_y$  : moment fléchissant autour de l'axe  $yy$  causé par la charge  $P_x$
- $W_x$  : module de résistance de la section suivant  $xx$
- $W_y$  : module de résistance de la section suivant
- $\sigma$  : contrainte
- $\sigma_e$  : contrainte limite d'élasticité

##### b. condition de la flèche

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérées). Il faudra donc vérifier les expressions (11) et (12) :

$$f_x \leq f_{ad} \quad (11)$$

$$f_y \leq f_{ad} \quad (12)$$

Avec  $f_{ad} = l/200$  : flèche admissible

#### II.3.4.3. Dimensionnement des barres

Les barres de fermes sont considérées comme articulées à leurs extrémités et de ce fait elles travaillent soit à la compression simple, soit à la traction.

## 1 Barres comprimées

Les barres comprimées sont seules sollicitées par un effort de compression. Elles peuvent être élancées ou non élancées. Les principes de dimensionnement de ces barres feront l'objet de ce point

### a. Barres non élancées

- **Condition aux limites des barres de la ferme :** Les barres de fermes sont considérées comme articulées à leurs extrémités.

On assume l'élancement de départ approximatif :

- $\lambda = 80/100$  : pour les membrures
- $\lambda = 80/100$  : pour les barres du treillis

Ainsi donc, il vaut mieux de suivre les étapes ci-après pour faire la vérification des barres comprimées non élancées :

- On suppose au départ un élancement moyen  $\lambda = 90$
- Déduire la valeur du coefficient de flambement (K) des tableaux.
- Calculer la section nécessaire par la relation:

$$A = \frac{K \cdot N}{\sigma_e} \quad (13)$$

- Faire le choix de la section (à partir des tableaux des profilés) à donner à la barre étudiée.
- Recalculer l'élancement réel de la barre choisie.
- Déduire à nouveau le coefficient de flambement (K).
- Faire la vérification à la sécurité de la barre choisie par l'expression (14) :

$$k * \sigma \leq \sigma_e \quad (14)$$

$$\text{Avec } \sigma = \frac{N}{A} \quad (15)$$

### b. Barres élancées

La section des barres élancées comprimées est choisie de la manière suivante :

- Calculer la valeur de l'élancement limite ( $\lambda_{lim}$ ).
- Calculer le rayon de giration minimal par l'expression (16) :

$$i_{min} = \frac{l_c}{\lambda_{lim}} \quad (16)$$

Où  $l_c$  : longueur de flambement

- Choisir dans les tableaux des profilés la section nécessaire possédant au moins un tel rayon de giration, ( $i = i_{\min}$ )

## 2 Barres tendues

Pour dimensionner les barres tendues, nous procéderons comme suit :

- On calcul la section par la relation (17) :

$$A = \frac{N}{\sigma_e} \quad (17)$$

- On choisit la section dans le tableau des profilés.
- On calcul l'élanement maximal :

$$\lambda_{\max} = \frac{l_c}{i_{\min}} \quad (18)$$

- On vérifie la condition :

$$\lambda_{\max} \leq \lambda_{\lim} \quad (19)$$

Note :

➤ **Longueur de flambement des barres comprimées**

- **Condition aux limites des barres de la ferme :** Les barres de fermes sont considérées comme articulées à leurs extrémités

- **Flambement dans le plan de la ferme :**

Suivant la condition aux limites mentionnée ci-haut, les barres à treillis (montants et diagonales) présentent une longueur de flambement :

$$l_x = l_c = 0,8l_0.$$

Les membrures (membrures supérieures et inférieures) :

$$l_x = l_c = 0,9l_0$$

- **Flambement dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme :**

D'après la même condition, la longueur de flambement pour toutes les barres de la ferme dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme vaut:

$$l_y = l_c = l_0$$

➤ **Longueur de flambement des barres tendues :**

Étant donné que toutes les barres sont articulées aux nœuds, pour toutes les barres tendues la longueur de flambement vaut :

$$l_y = l_x = l_0$$

Avec  $l_0$  : longueur théorique de la barre (distance entre axe des nœuds)

➤ **Élancement limite  $\lambda_{lim}$  des éléments comprimés et tendus :**

Les valeurs des élancements limite des éléments comprimés et tendus sont résumées dans le tableau 6 :

Tableau 6 : Élancements limite des éléments comprimés et tendus [6]

Éléments	Barres comprimées	Barres tendues
membrure des fermes (supérieures et inférieures)	120	400
Montants et diagonales	150	450
barres de contreventement	200	450

**II.3.5. Dimensionnement des poteaux**

Pour le dimensionnement des poteaux on choisit celui qui est plus chargé, mais comme pour ce projet, la structure est symétrique (deux versant) seuls les poteaux qui maintiennent la ferme type seront pris en considération lors des calculs.

Cela n'est possible qu'après avoir déterminé les réactions aux appuis ensuite déterminer les sollicitations dans toutes les barres.

La section et la vérification du flambement des poteaux sont obtenues par les mêmes équations d'équilibre, ils sont modélisés comme des poteaux encastrés appuyés.

On doit vérifier que la plus grande contrainte d'un poteau sous l'action de charges combinées de compression et de flexion est inférieur à la limite élastique et que les déformations demeurent acceptables.

**II.3.5.1. Condition de résistance**

Pour ce cas de calcul de poteau, la vérification de la condition de résistance est faite suivant les règles CM66. La relation 20 devra être vérifiée :

$$K_1 * \sigma + K_f * \sigma_f < \sigma_e \tag{20}$$

Où :

- $\sigma$  : contrainte de compression calculée par la formule 21 :

$$\sigma = \frac{N}{A} \tag{21}$$

- $\sigma_f$  : contrainte de flexion due à l'action du vent calculée par la relation 22 :

$$\sigma_f = \frac{M_{vn}}{w_x} \tag{22}$$

- $M_{vn}$  : le moment fléchissant dû à l'action du vent
- $K_f$  : coefficient d'amplification des contraintes de flexion calculé par la relation 23 :

# CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

$$K_f = \frac{\mu+0.25}{\mu-1.3} \quad (23)$$

-  $K_1$  : coefficient d'amplification des contraintes de compression calculé par la formule 24 :

$$K_1 = \frac{\mu-1}{\mu-1.3} \quad (24)$$

-  $\mu$  : coefficient d'éloignement de l'état critique donné par la relation 25 :

$$\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma} \quad (25)$$

-  $\sigma_k$  : contrainte critique d'Euler calculée par la formule 26 :

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 * E}{\lambda^2} \quad (26)$$

-  $\lambda$  : élancement du poteau donné par la formule 27 :

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{\min}} \quad (27)$$

-  $L_f$  : longueur de flambement du poteau

-  $i_x$  : rayon de giration du profilé

## II.3.5.2 Condition de la flèche

La condition de la flèche se vérifie en prenant considération la charge du vent non pondérée. On vérifie l'expression 28 :

$$f_x \leq f_{\text{adm}} \quad (28)$$

La formule de Bernard permet déterminer la flèche suivant la direction x [6]:

$$f_x = \frac{5}{384} * \frac{v_n * l^4}{E * I_x} \quad (29)$$

Où  $f_{\text{adm}} = \frac{l}{200}$  : la flèche admissible

## II.3.6. Calcul des bases des poteaux à l'aide des tableaux de CTICM

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau. Elle peut être renforcée par de raidisseurs.

On admet que les platines, soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant les lignes tangentes au contour du poteau.

## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

Les portions de tôles situées à l'extérieur de ces lignes sont alors à calculer comme des poutres en porte à faux, et il faut vérifier que la section de la tôle située au droit de la ligne de pliage est capable de résister au moment des réactions exercées par le massif de fondation entre cette section et le bord libre de la platine

Les calculs vont consister à :

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

D'après les tableaux **CTICM** présentés en annexe I et II :

- Connaissant le profilé retenu pour les poteaux, on choisit dans le tableau une platine dont les différentes dimensions et ainsi que son épaisseur qui sera soudé sur l'âme et les semelles par des cordons spécifiés dans le même tableau.
- Connaissant l'effort de traction par goujon donné par la relation 30 :

$$N = \frac{N'}{2} \quad (30)$$

Où  $N'$  est l'effort de soulèvement sous la combinaison (  $G - V_e$  )

### II.4. CONCLUSION PARTIELLE

Ce chapitre a mis l'accent sur la présentation du site et sur l'essentiel régissant la conception de terrain de basketball selon les règles établies par La Fédération Française de Basket Ball. Il traite également des principes de dimensionnements des éléments porteurs de la charpente, décrivant ainsi les actions agissant sur la structure et leurs combinaisons. Il décrit la technique de la détermination des réactions aux appuis et la méthode de calcul des efforts dans les barres. Il souligne les principes de calculs et de dimensionnement des pannes et des barres de la ferme, et ainsi que le calcul et le dimensionnement des poteaux suivant les règles CM66. En fin il traite de calcul des bases des poteaux à l'aide des tableaux de CTICM.

## **CHAPITRE III : PRÉSENTATION DES RÉSULTATS**

### **Introduction**

Les deux chapitres précédents ont respectivement mis en évidence les généralités sur les mots clés de la recherche et ont établis la méthodologie de la conception et de dimensionnement des éléments porteurs en construction métallique. Ce présent chapitre est consacré à la présentation des résultats de l'étude faite sur la conception, l'évaluation des charges, le dimensionnement des éléments de la ferme, le dimensionnement des poteaux en profilés métalliques et ainsi que le calcul des bases des poteaux à l'aide des tableaux de CTICM.

### **III.1. CONCEPTION DE L'OUVRAGE**

Actuellement plusieurs nations tirent profit de l'aménagement de leurs stades et terrain de loisirs, dans le cadre de vouloir encadrent les jeunes amateurs du football, du basketball et autre loisirs et c'est aussi une stratégie pour une nation d'augmenter son économie. L'aménagement de ces infrastructures publiques offre aux usagers une sécurité et un confort adéquat. La réalisation de ces genres d'infrastructures contribue à la modernisation des villes.

#### **III.1.1. Aspect fonctionnel**

Dans ce travail, il est question de concevoir un terrain de basketball d'un niveau, couvert en charpente métallique, supporté par des poteaux en profilés métalliques et bâti sur une surface évoluée à 1518 m<sup>2</sup>. La conception présentée est réalisée suivant les règles établies par La Fédération Française de Basket Ball.

L'organigramme des différentes structures de l'ouvrage est présenté comme suit : l'entrée principale donne directement au hall d'entrée ouvrant la voie d'accès à une zone de circulation qui donne accès à la tribune 5 conçue en gradin, au bloc vestiaires, à la tribune 4 conçue de même en gradin et ainsi qu'au bloc toilette aménagé de ce côté d'une part. Et d'autre part, cette hall ouvre la voie d'accès une autre zone de circulation donnant également accès aux tribunes 0 et 1 conçu en gradin et ainsi qu'au bloc toilette en voisinage.

Ces deux zones de circulation permettent l'accès aux tribunes 2 et 3 conçues également en gradins. Le hall d'entrée communique directement avec le bloc pouvant servir de bureau d'administration, comme l'illustre l'annexe VI.

### **III.1.2. Plans architecturaux**

Les plans architecturaux ont été conçus suivant les règles établies par La Fédération Française de Basket Ball. Les dessins ont été réalisés avec le logiciel ArchiCAD 19 et le rendu avec le logiciel Lumion 10.

En annexe sont présentées la vue en plan qui donne une idée globale sur les différentes structures de l'ouvrage illustrée par l'annexe VI, une coupe transversale illustrée par l'annexe VII et les photos rendue réelle des quelques façades et vue intérieurs de l'ouvrage présentées par l'annexe XI.

### **III.1.3. Plan structural**

La structure dont il est question dans ce travail est d'une longueur de 46 m et une largeur de 33 m avec une hauteur de 15 m. Les fermes à 4 versants de la charpente conçue sont distantes de 2 m, permettant ainsi d'avoir un moment fléchissant minimum des pannes. L'annexe VIII décrit le plan structural du projet en 2 dimensions, donnant ainsi plus de précision sur la répartition de fermes de la charpente et des ses éléments porteurs.

## **III.2. CALCUL ET DIMENSIONNEMENT**

Bâtir un ouvrage en milieu universitaire exige donc un suivi rigoureux de la part des autorités académique et des usagers qui sont les étudiants et les jeunes environnants de l'université. Ainsi donc des mesures préventives doivent être prises lors du dimensionnement et de la conception afin de prévenir à certains dégâts qui peuvent survenir sous l'effet du vent, du poids de l'ouvrage et des actions dues aux usagers.

En effet, cette partie est consacrée au calcul et au dimensionnement du treillis servant de ferme de la charpente couvrant le terrain, au dimensionnement des poteaux supportant les fermes et ainsi que le calcul des bases des poteaux à l'aide des tableaux de CTICM.

### **III.2.1. Étude au vent**

L'étude au vent selon NV 65 suppose que l'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ses éléments dépend des caractéristiques ci-après :

- Position dans l'espace : constructions reposants sur le sol ou éloignées du sol;
- Vitesse du vent ;
- Configuration locale du terrain (nature du site) ;
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble ;

- Perméabilité de ses parois : pourcentage de surface des ouvertures dans la surface totale de la paroi.

On admet que le vent a une direction d'ensemble moyenne horizontale, mais qu'il peut venir de n'importe côté.

### III.2.1.1. Pression du vent

La pression statique de calcul du vent est donnée par :

$$V = q_h * K_s * K_m * \delta * C_r$$

Avec :

- $q_h = 2,5 \left( \frac{H+18}{H+60} \right) * q_{10}$

Où

- $q_{10} = 90 \text{ daN/m}^2$ ,
- $H = h + f = 9 + 6 = 15$ ,

Avec :

- $h$  est la hauteur sous plafond de du projet
- $f$  est la hauteur maximum de la toiture comme le montre l'annexe IX.

$$\text{Ainsi } q_h = \frac{2,5(15+18)}{15+60} * 90 = 99 \text{ daN/m}^2$$

- L'effet de site est  $K_s=1$
- L'effet de masque  $K_m=1$
- Pour le calcul et le dimensionnement des pannes, éléments de la ferme et des poteaux mis en évidence dans la suite de travail, on prendra en compte l'effet de dimension. Ainsi on adopte un coefficient de réduction  $\delta = 0,85$  pour les fermes, un coefficient de réduction  $\delta = 0,86$  pour les poteaux et un coefficient de réduction  $\delta = 0,87$  pour les pannes.

- **Le coefficient résultant**

Le coefficient de pression résultant est donné par la relation:

$$C_r = C_e - C_i$$

- a. Coefficient de pression extérieur  $C_e$**

Le vent pouvant tourner autour de la construction, on considère les deux valeurs (au vent et au sous vent) pour lesquelles les combinaisons de charge conduiraient à des résultants plus défavorables comme l'indique l'annexe IX.

- Face au vent AB : le coefficient  $C_e$  au vent est donné par le diagramme de l'annexe III de NV65 en fonction de l'angle et de  $\gamma_0$  ou par la formule :

$$C_e = -2 \left( 0,45 - \left( \frac{\alpha}{100} \right) \right)$$

Où  $\alpha$  est l'inclinaison de la toiture ;  $\alpha=24^\circ$  pour ce projet.

On a que :

$$C_e = -2 \left( 0,45 - \left( \frac{24}{100} \right) \right) = -0,42$$

- Face sous vent BC : le coefficient  $C_e$  au vent est donné par le diagramme de l'annexe III de NV65 en fonction de l'angle et de  $\gamma_0$  ou par la formule 6 :

$$C_e = -0,5 \left( 0,60 - \left( \frac{\alpha}{100} \right) \right)$$

On a que :

$$C_e = -0,5 \left( 0,60 - \left( \frac{24}{100} \right) \right) = -0,42$$

**b. Coefficient de pression intérieure  $C_i$  :**

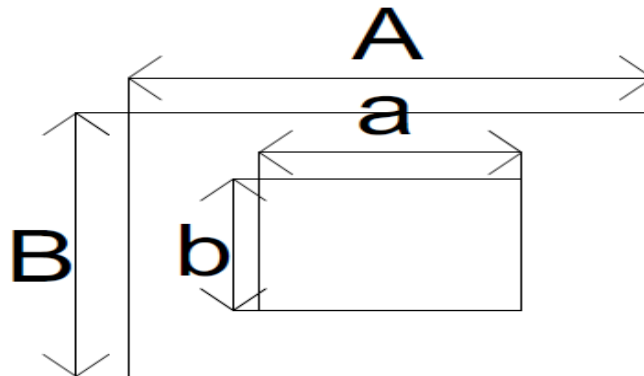
Le coefficient de pression intérieur «  $C_i$  » est déterminé en fonction de la direction du vent et des perméabilités des parois (pourcentage de surface des ouvertures dans la surface totale de la paroi) qui permet à l'effet du vent de se manifester à l'intérieur du bâtiment par une surpression ou une dépression.

**i. Perméabilités des parois :**

Une paroi a une perméabilité au vent  $\mu\%$  si elle comporte des ouvertures dont la somme des aires représente  $\mu\%$  de son aire totale donné par la formule :

$$\mu\% = \left( \frac{(a * b)}{A * B} \right) * 100$$

La figure 10 illustre une paroi avec ouverture.



*Figure 9 : Paroi avec ouverture [6]*

## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

Le coefficient de pression intérieur  $C_i$  pour la toiture est le même que ceux des parois intérieures fermées donc  $\mu \leq 5\%$  pour tous les versants.

On a :

- Pour le versant au vent (AB), une pression où

$$C_i = +0,6(1,8 - 1,3\gamma_a^0) ; \text{ Avec } \gamma_a^0 = 1,00$$

$$\text{D'où } C_i = +0,6(1,8 - 1,3 * 1) = +0,3$$

- Pour les versant sous vent (BC) une dépression, où

$$C_i = -0,6(-0,8 + 1,3\gamma_a^0)$$

$$\text{D'où } C_i = -0,6(-0,8 + 1,3 * 1) = -0,3$$

Le tableau 7 résume les différents coefficients des pressions issues du calcul pour ce projet :

Tableau 7 : Coefficient des pressions aux versants

Coefficient de pression	Versant de toiture normale au vent	
	Face au vent AB	Face sous vent BC
$C_e$	-0,42	-0,42
$C_i$	0,3	0,3
$C_r$	-0,72	-0,12

### c. Pression dynamique totale du vent sur la toiture

La pression dynamique du vent est donnée par la relation :

$$V = q_h * K_s * K_m * \delta * C_r$$

Dans le cadre de projet, les valeurs suivantes ont été retenues après calcul :

- $q_h = 99,01 \text{ daN/m}^2$
- $K_s = 1$
- $K_m = 1$
- $\delta = 0,85$
- $C_r = 0,72$ , le cas plus défavorable du projet

D'où :

- Pour le versant au vent AB, la pression dynamique du vent  $V_1$  est :

$$V_1 = 99,01 * 1 * 1 * 0,85 * 0,72 = 60,59412 \text{ daN/m}^2$$

- Pour le versant sous vent BC, la pression dynamique du vent  $V_2$  est :

$$V_2 = 99,01 * 1 * 1 * 0,85 * 0,12 = 10,09902 \text{ daN/m}^2$$

### III.2.2. Calcul des éléments de la ferme

Après l'étude au vent, il est donc question de pouvoir faire le calcul des divers éléments d'une ferme.

#### III.2.2.1. Hypothèse de calcul

Voici les hypothèses prise en compte pour faciliter la suite de ce travail :

- La construction est non précontrainte, c'est-à-dire les actions de précontrainte sont nulles ;
- Pas déformation imposée par la construction ;
- Aucun déplacement différentiel des appuis ;
- L'action de la neige est négligeable ;
- Le gradient thermique est négligé ;
- Les profilés IPE utilisés sont en acier S 235 JR G2

##### a. Combinaison des charges et calcul de la panne

À ce niveau, il est question de combiner les différentes charges agissantes sur la panne soit aux états limites ultimes, soit aux états limites de service à fin de pouvoir s'en servir dans la suite de calcul de la panne.

##### i. Combinaison des charges

Dans le cadre de ce projet, le calcul et dimensionnement sont faits en combinant les charges aux États Limites Ultimes :

$$P = 1,35G + 1,5Q$$

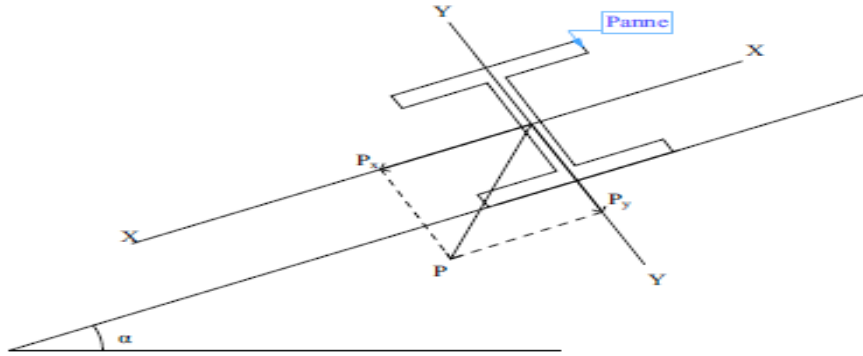
Avec :

- $G = 30,02 \text{ daN/m}^2$ , le poids propre
- $Q = 122,019864 \text{ daN/m}^2$ , la somme de la surcharge due au vent et la surcharge d'exploitation

D'où  $P = 1,35 * 30,02 + 1,5 * 122,019864 = 223,56 \text{ daN/m}^2$

##### ii. Calcul de la panne

Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle ( $\alpha$ ) et de ce fait fonctionnent en flexion déviée comme l'indique la figure 11:



*Figure 10 : Panne inclinée d'un angle  $\alpha$  sur une ferme*

La charge P est la charge agissante sur la panne issue de la combinaison aux ELU, elle peut être décomposé suivant l'axe x et l'axe y et le moment de flexion est déduit pour chaque cas.

On a que :

$$- P_y = P * \cos\alpha = 223,56 * \cos 24^\circ = 204,23 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{D'où } M_x = P_y * \frac{l_x^2}{8} = 204,23 * \frac{2^2}{8} = 102,115 \text{ daN/m}$$

$$- P_x = P * \sin\alpha = 223,56 * \sin 24^\circ = 90,93 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{D'où } M_y = P_x * \frac{l_y^2}{8} = 90,93 * \frac{1^2}{8} = 11,36625 \text{ daN/m}$$

### III.2.2.2. calcul de la panne

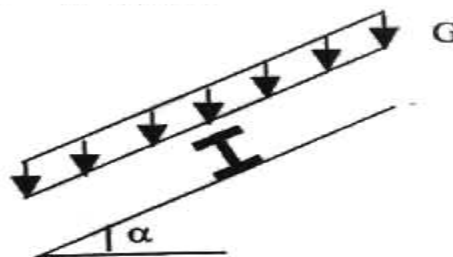
Lors de la conception, on a opté pour un portique (une ferme) recevant 15 pannes par versant et une panne faitière. L'écartement horizontal (entraxe) des pannes est de 1,06 m.

Les fermes sont espacées de 2 m, la pente du versant est de  $23,96^\circ \approx 24^\circ$ . Ces détails sont lit à l'annexe VII et l'annexe VIII.

#### b. Action agissante sur les pannes

Les forces agissantes sur les pannes sont :

- Le poids propre de tôles et accessoires de pose  $G_p=17 \text{ daN/m}^2$
- Le poids propre des pannes  $G_{panne}=12 \text{ daN/m}^2$



## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

Le poids propres  $G$  (par  $m^2$  de la couverture) est :

$$G = (17 * 1,06) + 12 = 30,02 \text{ daN/m}^2$$

- La surcharge due au vent est donnée par :

$$V = q_h * K_s * K_m * \delta * C_r$$

$$\Rightarrow V = 99,01 * 1 * 1 * 0,85 * 0,72 = 62,019864 \text{ daN/m}^2$$

Avec  $\delta = 0,87$ , le coefficient de réduction de la panne correspondant à 5 m

- D'après les Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les couvertures dont la pente est inférieure à  $30^\circ$  on prend des fois comme charge d'entretien une charge minimale de  $0,6 \text{ kN/m}^2$  ( $60\text{kg/m}^2$ ) de la surface de la couverture.

### c. Dimensionnement de la panne

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire simultanément aux conditions de résistance et de flèche.

#### 1. Condition de résistance

Ici, il suffit de vérifier, après avoir calculé le moment de flexion  $M_x$  dû à charges  $P_x$  et le moment de flexion  $M_y$  dû charge  $P_y$ , que les contraintes de flexion correspondant à ces moments, satisfont à :

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_e$$

On a que :  $\sigma = \frac{M_x}{W_x} * (1 + \frac{W_x}{W_y} * \frac{M_y}{M_x}) \leq \sigma_e$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{M_x}{W_x} * (1 + \eta * \frac{M_y}{M_x}) \leq \sigma_e ; \text{ Avec } \eta = W_x/W_y$$

$$\Rightarrow W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} * (1 + \eta * \frac{M_y}{M_x}) ; \text{ avec } \eta \approx 6 \text{ à } 9 \text{ pour les poutres en I soit } \eta = 7$$

Ainsi :  $W_x \geq \frac{102,115}{24} * (1 + 7 * \frac{11,36625}{102,115}) = 7,5699 \approx 8 \text{ cm}^2$

Soit un IPE 120, ce profilé choisit dans une catalogue incluant les gammes de profilés européens 1 voir annexe IV, ayant comme caractéristiques :

- $G = 10 \text{ kg/ml}$
- $W_x = 53 \text{ cm}^2$
- $W_y = 8,65 \text{ cm}^2$
- $I_y = 27,7 \text{ cm}^2$
- $I_x = 317,8 \text{ cm}^2$

D'autres caractéristiques de ce profilé vous seront présentées en annexe.

**Note :** le poids propre estimé de la panne est de  $12 \text{ daN/m}^2$  et est donc supérieur au poids propre réel trouvé, il n'y a pas donc lieu de refaire la vérification de la panne à la résistance en tenant compte de son propre.

## 2. Vérification à la flèche

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison des charges et surcharges de service (non pondérées), c'est-à-dire que

$$P = G + Q = 62,019864 + 60 + 30,02 = 152,039864 \text{ daN/m}^2$$

### Condition de vérification

Les conditions à vérifier pour la flèche sont:

- $f_x \leq f_{ad}$
- $f_y \leq f_{ad}$

Avec  $f_{ad} = l/200$  : flèche admissible

En faisant la décomposition de la charge  $P$  tel qu'indiquer à la figure 15 ci-dessus, on calcule les flèches respectivement suivant l'axe  $x$  et l'axe  $y$  qui en découlent de la manière suivante :

$$(1) f_x = \frac{5}{384} * \frac{P_y l_x^4}{EI_x} \text{ avec } f_x = \frac{l_x}{200} = \frac{200}{200} = 1 \text{ cm}$$

On a que :  $f_x = \frac{5}{384} * \frac{138,895 * 10^{-2} * 200^4}{2,1 * 10^6 * 318} \approx 0,043 \text{ cm} \leq f_{adm}$  Condition vérifiée

$$(2) f_y = \frac{2,05}{384} * \frac{P_x l_y^4}{EI_x} \text{ Avec } f_x = \frac{l_y}{200} = \frac{100}{200} = 0,5 \text{ cm}$$

On a que :  $f_y = \frac{2,05}{384} * \frac{61,84 * 10^{-2} * 100^4}{2,1 * 10^6 * 27,7} \approx 0,00567 \text{ cm} \leq f_{adm}$  Condition vérifiée

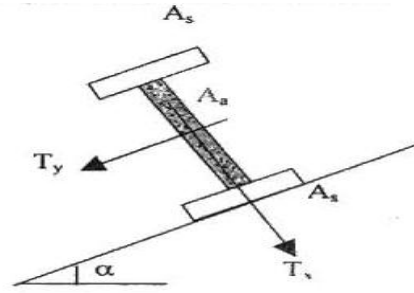
## 3. Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par la formule :

$$1,54 * \tau \leq \sigma_e$$

$$\text{Avec } \tau = \max(\tau_x - \tau_y)$$

Il est donc à noter que dans le cas de section symétriques en  $I$ , l'effort tranchant  $T_x$  est repris par la section de l'âme, et l'effort tranchant  $T_y$  est repris par la section des deux semelles.



On calcule par la suite :

$$- \tau_x = \frac{T_x}{A_a^{net}}$$

Avec :

$$- T_x = \frac{P_y \cdot l_x}{2} = 204,23 \cdot \frac{2}{2} = 204,23 \text{ kg}$$

$$- A_a = (H - 2t_f) \cdot t_w = (12 - 2 \cdot 0,63) \cdot 0,44 = 4,7256 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } \tau_x = \frac{204,23}{4,7256} = 43,218 \text{ kg/cm}^2$$

$$- \tau_y = \frac{T_y}{2A_s^{net}}$$

Avec :

$$- T_y = 0,625 \cdot P_x \cdot l_y = 0,625 \cdot 90,93 \cdot 1 = 56,83125 \text{ kg}$$

$$- A_s = (b \cdot t_f) = 6,4 \cdot 0,63 = 4,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } \tau_y = \frac{56,83125}{2 \cdot 4,32} = 7,048 \text{ kg/cm}^2$$

Nous trouvons que :  $\tau_{max} = \tau_x = 43,218 \text{ kg/cm}^2$

Ainsi :  $1,54 \cdot \tau = 1,54 \cdot 43,218 = 66,55572 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$  condition vérifiée.

La condition à la résistance et la condition de la flèche étant vérifiées, le profilé IPE 120 choisit au préalable convient pour les pannes.

### III.2.2.3. Calcul du treillis

Pour ce projet, le choix a porté sur une ferme triangulée de 27 m de portée et de 6 m de hauteur, supportant 15 pannes intermédiaires et une panne faitière par versant. L'entraxe horizontal des pannes est de 1,06 m et l'entraxe des fermes est 2 m.

Dans la suite il sera donc question de pouvoir calculer le système trianguler et dimensionner les barres de la ferme les plus sollicitées en compression et en traction (membrure supérieure, membrure inférieure, montant et diagonales).

**a. Actions agissantes sur la ferme**

Ci-dessus sont résumées les actions agissantes sur la ferme :

- Poids propres de couvertures et accessoires de pose est  $17 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre des pannes est de  $10,4 \text{ kg/ml} \approx 5,2 \text{ kg/m}^2$
- Par hypothèse nous prenons le poids propre de la ferme égale à  $20 \text{ daN/m}^2$

D'où le poids propres total est donné :

$$G = 17 + 5,2 + 20 = 42,2 \text{ daN/m}^2$$

En faisant une combinaison aux États Limites Ultimes, on obtient un poids permanent pondéré :

$$G_{\text{pondéré}} = 42,2 * 1,35 = 56,97 \text{ daN/m}^2$$

- D'après les Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les couvertures dont la pente est inférieure à  $30^\circ$ , on prend des fois comme charge d'entretien une charge minimale de  $0,6 \text{ kN/m}^2$  ( $60 \text{ kg/m}^2$ ) de la surface de la couverture.

En faisant une combinaison aux États Limites Ultimes, on obtient une surcharge d'exploitation pondérée :

$$P_{\text{pondérée}} = 60 * 1,5 = 90 \text{ daN/m}^2$$

- Surcharge due au vent :
  - Face au vent :  $V_1 = 60,59412 \text{ daN/m}^2$
  - Face sous vent :  $V_2 = 10,09902 \text{ daN/m}^2$

En faisant une combinaison aux États Limites Ultimes, on obtient une surcharge due au vent pondérée :

- $V_1 = 60,594112 * 1,5 = 90,89118 \text{ daN/m}^2$
- $V_2 = 10,099002 * 1,5 = 15,148503 \text{ daN/m}^2$

**b. Surface d'influence de la ferme**

La ferme dont il question ici fait partie d'une charpente pouvant couvrir un hangar de 33 m de largeur et 46 m de longueur. Les fermes sont distantes de 2 m chacune et la partie la plus sollicitée est celle située au vent. Ainsi donc on considère la plus grande surface d'influence qui est le cas le plus défavorable comme l'illustre l'annexe X.

La surface d'influence qui revient au nœud est donc calculée par la détermination de la surface d'un rectangle de 2 m de longueur et 1,06 m de largeur.

D'où la surface d'influence est :

$$S = L * l = 2 * 1,06 = 2,12 \text{ m}^2$$

**c. Répartition des charges et surcharges sur la ferme**

Ayant calculé la surface d'influence au nœud, cela permet donc à pouvoir déterminer les différentes charges et surcharges appliquées aux différents nœuds de la ferme :

- Effort dû aux charges permanentes :

$$G = 56,97 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} * 2,12 \text{ m}^2 = 120,7764 \text{ daN} \approx 121 \text{ daN}$$

- Effort dû aux surcharges d'exploitation :

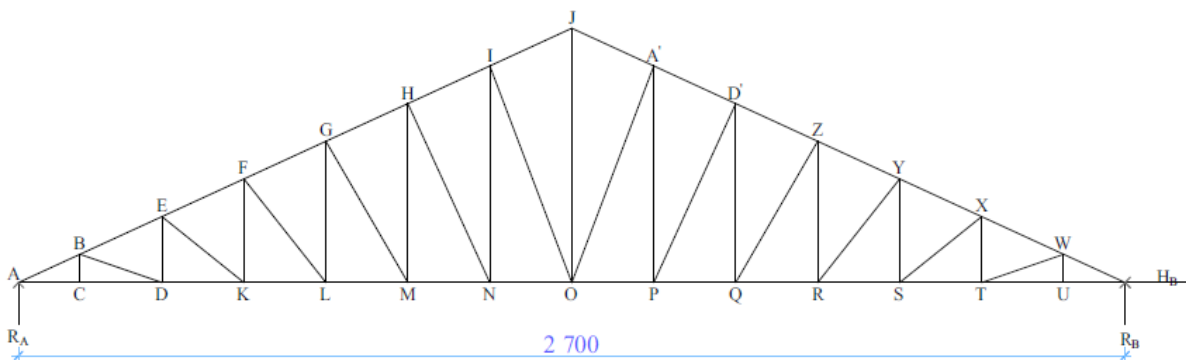
$$P = 90 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} * 2,12 \text{ m}^2 = 190,8 \text{ daN} \approx 191 \text{ daN}$$

- Effort dû aux surcharges du vent :

- $V_1 = 90,89118 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} * 2,12 \text{ m}^2 = 192,689 \text{ daN} \approx 193 \text{ daN}$

- $V_2 = 15,148553 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} * 2,12 \text{ m}^2 = 32,1148 \text{ daN} \approx 32 \text{ daN}$

La configuration de la ferme est telle qu'elle est simplement appuyée en A et doublement appuyée en B. La figure 12 illustre le cas. Les barres de la ferme sont nommées par les lettres de l'alphabet grec tel que l'illustre la même figure.



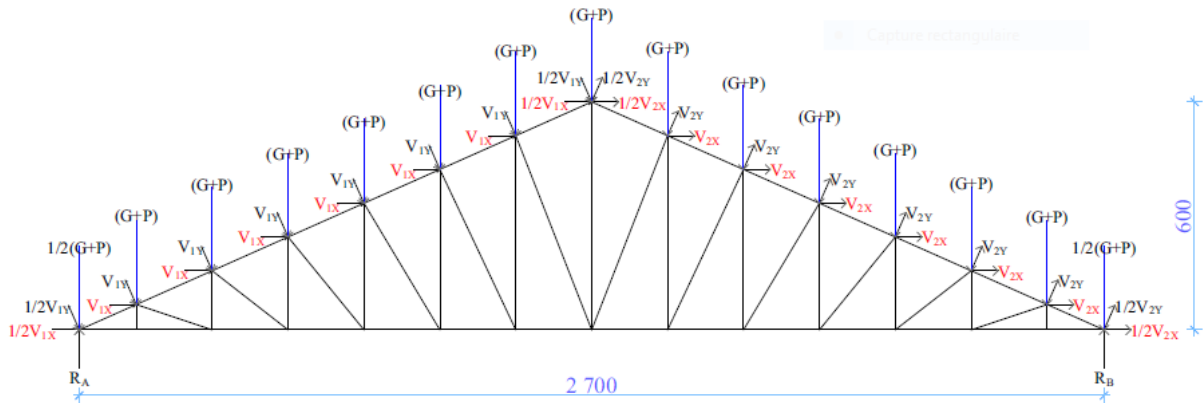
*Figure 11 : Nomination des barres de la ferme*

Remarque : les valeurs de G, P, V1 et V2 sont données ci-haut.

- **Projection des forces du vent sur les axes**

Étant donné que la charge due à l'action du vent est orienté suivant la direction du vent tel qu'indiquer à la figure 13, elle peut être décomposée suivant l'axe x et l'axe y.

# CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA



*Figure 12 : Répartition des charges et surcharges aux nœuds de la ferme*

(1) Pour les versants au vent dans le plan ABDE

- Sur l'axe vertical Y, on a :

$V_{1y} = V_1 * \cos\alpha = 193 * \cos 24^\circ = 176,314 \text{ daN}$ , force due au vent agissant dans le sens vertical.

- Sur l'axe horizontal X, on a :

$V_{1x} = V_1 * \sin\alpha = 193 * \sin 24^\circ = 78,5 \text{ daN}$ , force due au vent agissant dans le sens horizontal.

(2) Pour les versants sous vent dans le plan BCEF

- Sur l'axe vertical Y, on a :

$V_{2y} = V_2 * \cos\alpha = 32 * \cos 24^\circ = 29,233 \text{ daN}$ , force due au vent agissant dans le sens vertical.

- Sur l'axe horizontal X, on a :

$V_{2x} = V_2 * \sin\alpha = 32 * \sin 24^\circ = 13,016 \text{ daN}$ , force due au vent agissant dans le sens horizontal

### d. Calculs des réactions aux appuis

La charge sur la ferme est transmis aux au sol par le biais des appuis, tout laisse croire que les appuis sont les poteaux qui maintiennent le ferme. Avant d'aborder le calcul, il est utile de vérifier si la structure est isostatique.

- **Vérification de l'isostaticité** [11]

La vérification de l'isostaticité d'une structure composée des barres en treillis ce fait à deux niveaux :

## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

- On se sert de la relation ci-après pour vérifier l'isostaticité interne :

$$(2 * N) - B = 3$$

Avec B : nombre de barre

N : nombre des nœuds

Ainsi :  $(2 * 28) - 53 = 3$  ; la structure étudiée est isostatique intérieurement.

- On peut aussi vérifier l'isostaticité extérieure par la relation

$$X = e$$

Avec X : le nombre d'inconnue de l'équation

e : le nombre d'équation

On a que :  $X = 3$  et  $e = 3$ , d'où la structure étudiée est isostatique extérieurement.

En fin de pouvoir aborder le calcul des réactions aux appuis, on se réfère aux figures 12 et 13 et ainsi écrire les trois équations de la statiques sous la forme:

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 & (1) \\ \sum F_y = 0 & (2) \\ \sum M_A = 0 & (3) \end{cases}$$

En résolvant chacune des équations de ce système une à une, on peut écrire pour :

$$(1) \sum F_x = 0, \Leftrightarrow 7V_{1x} + 7V_{2x} - H_B = 0$$

$$\Rightarrow 7 * 78,5 + 7 * 13,016 = 0$$

$$\Rightarrow H_B = 640,612 \text{ daN}$$

$$(2) \sum F_y = 0, \Leftrightarrow R_A + R_B - 7V_{1y} - 7V_{2y} - 14G - 14P = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 7 * 176,314 + 7 * 29,233 + 14 * 121 + 14 * 191$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 5806,829$$

$$(3) \sum M_A = 0,$$

$$\Leftrightarrow -1,5 * A - 3,5 * A - 5,5 * A - 7,5 * A - 9,5 * A - 13,5 * A + 13,5 * C - 15,5 * B$$

$$- 17,5 * B - 19,5 * B - 21,5 * B - 23,5 * B - 25,5 * B + 27 * D + 27R_B$$

$$= 0$$

Avec :

$$- A = V_{1y} + G + P = 488,314 \text{ daN}$$

$$- B = V_{2y} + G + P = 314,233 \text{ daN}$$

$$- C = -\frac{1}{2}V_{1y} + \frac{1}{2}V_{2y} - G - P = -385,5405 \text{ daN}$$

$$- D = +\frac{1}{2}V_{2y} - \frac{G}{2} - \frac{P}{2} = -141,3835 \text{ daN}$$

**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE  
COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA**

En résolvant ce système d'équation à trois inconnues, on obtient un bilan de réactions aux appuis ci-dessous :

- $H_B = 640,612 \text{ daN}$
- $R_A = 2698,108926 \text{ daN}$
- $R_B = 3108,72 \text{ daN}$

**e. Efforts dans les barres.**

En servant de l'analyse successive des nœuds, on aboutit aux résultats résumés dans le tableau 8:

Tableau 8 : Résultats des efforts dans les barres de la ferme

Élément	Barre	Effort (daN)	Signe	Sollicitation	Nom barre
MEMBRURE SUPÉRIEURE	A-B	6033,27	-	Compression	Arbalétrier
	B-E	5376,857	-	Compression	Arbalétrier
	E-F	4790,82	-	Compression	Arbalétrier
	F-G	4218,6476	-	Compression	Arbalétrier
	G-H	3526,346	-	Compression	Arbalétrier
	H-I	2660,992	-	Compression	Arbalétrier
	I-J	2545,059	-	Compression	Arbalétrier
MONTANT	B-C	0		Pas de sollicitation	Fiche
	E-D	225,175	+	Traction	Fiche
	F-K	478,556	+	Traction	Fiche
	G-L	737,002	+	Traction	Fiche
	H-M	1015,677	+	Traction	Fiche
	I-N	1154,269	+	Traction	Fiche

**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE  
COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA**

PINCEAU	J-O	1701,88	+	Traction	Pinceau
DIAGONALE	B-D	712,251	-	Compression	Contre-fiche
	E-K	779,57	-	Compression	Contre-fiche
	F-L	952,26	-	Compression	Contre-fiche
	G-M	1184,426	-	Compression	Contre-fiche
	H-N	1277,257	-	Compression	Contre-fiche
	I-O	508,149	-	Compression	Contre-fiche
MEMBRURE INFERIEURE	A-C	5472,416	+	Traction	Entrait
	C-D	5472,416	+	Traction	Entrait
	D-K	4796,696	+	Traction	Entrait
	K-L	4181,299	+	Traction	Entrait
	L-M	3578,284	+	Traction	Entrait
	M-N	2968,968	+	Traction	Entrait
	N-O	2422,11468	+	Traction	Entrait

**f. Dimensionnement des éléments de la ferme**

Dimensionner les barres du treillis revient donc à pouvoir déterminer les sections convenables pour chacune des barres en fonction de leurs sollicitations en fin de garantir une sécurité adéquate. C'est donc l'objet de cette partie.

**Hypothèse :**

Deux hypothèses sont prises en compte ici :

- Les barres sont non élancées ;
- Les barres sont articulées au niveau des nœuds.

**(1) Membrure supérieure**

Suivant les résultats résumés dans le tableau 8, on réalise que toutes les barres de la membrure supérieure sont soumises à une compression et celle la plus sollicitée est la barre A-B avec un effort  $N = -6033,27 \text{ daN}$ .

Pour que la structure sollicitée en compression ou traction travail dans une plage des déformations élastiques il faut que la contrainte engendrée par l'effort qui la sollicite soit inférieure ou égale à la contrainte admissible ; c'est-à-dire  $\sigma \leq \sigma_{adm}$

Où  $\sigma$  est la contrainte engendrée par l'effort et  $\sigma_{adm}$  est la contrainte admissible en compression et en traction évaluée à  $240 \text{ Mpa} = 24000 \text{ N/cm}^2$ , pour les aciers<sup>15</sup>.

Pour la barre A-B dont il est question ici, on a que :

- $N = -6033,27 \text{ daN}$  (compression)
- Longueur  $l_0$  de la barre :  $l_0 = \frac{2}{\cos 24^\circ} = 2,189 \text{ m} = 218,9 \text{ cm}$
- $l_x = 0,9l_0 = 197,9273 \text{ cm}$  (dans le plan de la ferme)
- $l_y = l_0 = 218,9 \text{ cm}$  (dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme)
- Élançement limite :  $\lambda_{lim} = 120$  pour les barres comprimées

Ainsi donc, il vaut mieux de suivre les étapes ci-après pour faire la vérification des barres comprimées non élancées :

- i. Choisir  $\lambda_{moyen} = 90$ ,  $k = 1,651$
- ii. Calculons la section de cette barre non élancée comprimée par la relation :

$$A = k * \frac{N}{\sigma_{adm}} = 1,651 * \frac{60332,7}{24000} = 4,1504 \text{ cm}^2$$

- iii. Choisir une section dans le tableau des profilés en I en annexe IV, le profilé IPE 160 dont les caractéristiques sont :

- $G = 15,8 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
- $I_{xx} = 869,3 \text{ cm}^4$
- $I_{yy} = 68,31 \text{ cm}^4$
- $i_{xx} = 6,58 \text{ cm}$
- $i_{yy} = 1,84 \text{ cm}$
- $A = 20,1 \text{ cm}^2$

- iv. Vérification de la barre à la sécurité :  $k * \sigma \leq \sigma_{adm}$

## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

- $\lambda_x = \frac{l_{xx}}{i_{xx}} = \frac{197,923}{6,58} = 29,944$
- $\lambda_y = \frac{l_{yy}}{i_{yy}} = \frac{218,9273}{1,84} = 118,982$
- $\lambda_{\max} = 118,982 < \lambda_{\lim} = 120$  ; par interpolation on trouve  $k = 2,468125$
- $k\sigma = k * \frac{N}{A} = 2,468125 * \frac{60332,7}{20,1} = 7408,391 \frac{N}{\text{cm}^2} < \sigma_{\text{adm}}$

Le profilé IPE 160 vérifie la condition au flambement, d'où pour les arbalétriers on adopte ce profilé.

### (2) Membrane inférieure

Suivant les résultats résumés dans le tableau 8, on réalise que toutes les barres de la membrane inférieure sont soumises à une traction et celle la plus sollicitée est la barre C-D avec un effort  $N = 5472,416$  daN.

Pour la barre A-B dont il est question ici, on a que :

- $N = 54724,16$  N (traction)
- Longueur  $l_0$  de la barre :  $l_0 = 2$  m = 200 cm
- $l_x = 0,9l_0 = 180$  cm (dans le plan de la ferme)
- $l_y = l_0 = 200$  cm (dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme)
- Élancement limite :  $\lambda_{\lim} = 400$ , pour les barres tendues

Ainsi donc, il vaut mieux de suivre les étapes ci-après pour faire la vérification des barres tendues non élancées

- Choisir  $\lambda_{\text{moyen}} = 90$
- Calculons la section de cette barre non élancée comprimée par la relation :

$$A = \frac{N}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{54724,16}{24000} = 2,280173 \text{ cm}^2$$

- Choisir une section dans le tableau des profilés en I en annexe IV, le profilé IPE 160 dont les caractéristiques sont :
  - $G = 15,8 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
  - $I_{xx} = 869,3 \text{ cm}^4$
  - $I_{yy} = 68,31 \text{ cm}^4$
  - $i_{xx} = 6,58 \text{ cm}$
  - $i_{yy} = 1,84 \text{ cm}$

## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

- $A = 20,1 \text{ cm}^2$
- iv. Vérification de la barre à la sécurité :  $\sigma \leq \sigma_{\text{adm}}$ 
  - $\lambda_x = \frac{l_{xx}}{i_{xx}} = \frac{180}{6,58} = 27,35562$
  - $\lambda_y = \frac{l_{yy}}{i_{yy}} = \frac{200}{1,84} = 108,6957$
  - $\lambda_{\text{max}} = 108,6957 < \lambda_{\text{lim}} = 400$  ; condition vérifiée
  - $\sigma = \frac{N}{A} = \frac{54724,16}{20,1} = 2722,595 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2} < \sigma_{\text{adm}}$

Le profilé IPE 160 vérifie la condition, d'où pour les entrants on adopte ce profilé.

### (3) Montant

Suivant les résultats résumés dans le tableau 8, on réalise que les montants sont soumis à la traction et celui le plus sollicité est la barre I-N avec un effort  $N = 1154,269 \text{ daN}$ .

Pour la barre I-N dont il est question ici, on a que :

- $N = 11542,69 \text{ N}$  (traction)
- Longueur  $l_0$  de la barre :  $l_0 = 511,11 \text{ cm}$
- $l_x = 0,8l_0 = 408,888 \text{ cm}$  (dans le plan de la ferme)
- $l_y = l_0 = 511,11 \text{ cm}$  (dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme)
- Élancement limite :  $\lambda_{\text{lim}} = 450$ , pour les barres tendues
- i. Choisir  $\lambda_{\text{moyen}} = 90$
- ii. Calculons la section de cette barre non élancée comprimée par la relation :

$$A = \frac{N}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{11542,69}{24000} = 0,48094542 \text{ cm}^2$$

- iii. Choisir une section dans le tableau des profilés en I en annexe IV, le profilé IPE 100 dont les caractéristiques sont :
  - $G = 8,1 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
  - $I_{xx} = 171 \text{ cm}^4$
  - $I_{yy} = 15,92 \text{ cm}^4$
  - $i_{xx} = 4,07 \text{ cm}$
  - $i_{yy} = 1,24 \text{ cm}$
  - $A = 10,3 \text{ cm}^2$
- iv. Vérification de la barre à la sécurité :  $\sigma \leq \sigma_{\text{adm}}$

## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

- $\lambda_x = \frac{i_{xx}}{i_{xx}} = \frac{408,888}{4,07} = 100,463882$
- $\lambda_y = \frac{i_{yy}}{i_{yy}} = \frac{511,11}{1,24} = 412,185484$
- $\lambda_{\max} = 412,185484 < \lambda_{\lim} = 450$  ; condition vérifiée
- $\sigma = \frac{N}{A} = \frac{11542,69}{10,3} = 1120,64951 \frac{N}{\text{cm}^2} < \sigma_{\text{adm}}$

Le profilé IPE 100 vérifie la condition, d'où pour les fiches on adopte ce profilé.

### (4) Poinçon

Suivant les résultats résumés dans le tableau 8, on réalise que le poinçon est soumis à la traction, supportant ainsi un effort  $N = 1701,88$  daN.

Pour la barre J-O dont il est question ici, on a que :

- $N = 17018,8$  N (traction)
- Longueur  $l_0$  de la barre :  $l_0 = 600$  cm
- $l_x = 0,8l_0 = 480$  cm (dans le plan de la ferme)
- $l_y = l_0 = 600$  cm (dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme)
- Élancement limite :  $\lambda_{\lim} = 450$ , pour les barres tendues

Ainsi donc, il vaut mieux de suivre les étapes ci-après pour faire la vérification des barres tendues non élancées

- Choisir  $\lambda_{\text{moyen}} = 90$
- Calculons la section de cette barre non élancée comprimée par la relation :

$$A = \frac{N}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{17018,8}{24000} = 0,70911667 \text{ cm}^2$$

- Choisir une section dans le tableau des profilés en I en annexe IV, le profilé IPE 120 dont les caractéristiques sont :

- $G = 10,4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
- $I_{xx} = 317,8 \text{ cm}^4$
- $I_{yy} = 27,67 \text{ cm}^4$
- $i_{xx} = 4,9 \text{ cm}$
- $i_{yy} = 1,45 \text{ cm}$
- $A = 13,2 \text{ cm}^2$

- Vérification de la barre à la sécurité :  $\sigma \leq \sigma_{\text{adm}}$

## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

- $\lambda_x = \frac{l_{xx}}{i_{xx}} = \frac{480}{4,9} = 97,9591837$
- $\lambda_y = \frac{l_{yy}}{i_{yy}} = \frac{600}{1,45} = 413,793103$
- $\lambda_{\max} = 413,793103 < \lambda_{\lim} = 450$  ; condition vérifiée
- $\sigma = \frac{N}{A} = \frac{11542,69}{13,2} = 1289,30303 \frac{N}{\text{cm}^2} < \sigma_{\text{adm}}$

Le profilé IPE 120 vérifie la condition, d'où pour montant on adopte ce profilé

### (5) Diagonale

Suivant les résultats résumés dans le tableau 8, on réalise que toutes les diagonales sont soumises à la compression et celle la plus sollicitée est la barre H-N supportant ainsi un effort  $N = -1277,275 \text{ daN}$ .

Pour la barre H-N dont il est question ici, on a que :

- $N = -12772,75 \text{ N}$  (traction)
- Longueur  $l_0$  de la barre :  $l_0 = 467,20 \text{ cm}$
- $l_x = 0,8l_0 = 373,76 \text{ cm}$  (dans le plan de la ferme)
- $l_y = l_0 = 467,20 \text{ cm}$  (dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme)
- Élancement limite :  $\lambda_{\lim} = 150$ , pour les barres comprimées

Ainsi donc, il vaut mieux de suivre les étapes ci-après pour faire la vérification des barres comprimées non élancées :

- Choisir  $\lambda_{\text{moyen}} = 90$ ,  $k = 1,651$
- Calculons la section de cette barre non élancée comprimée par la relation :

$$A = \frac{kN}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{1,651 * 12772,57}{24000} = 0,878646 \text{ cm}^2$$

L'effort de compression  $N$  étant faible, on choisit la section nécessaire en se basant sur l'élancement limite  $\lambda_{\lim} = 150$

- Choisir une section dans le tableau des profilés en I en annexe IV, le profilé IPE 120 dont les caractéristiques sont :

- $G = 8,1 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
- $I_{xx} = 171 \text{ cm}^4$
- $I_{yy} = 15,92 \text{ cm}^4$
- $i_{xx} = 4,07 \text{ cm}$
- $i_{yy} = 1,24 \text{ cm}$

## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

$$- A = 10,3\text{cm}^2$$

iv. Vérification de la barre à la sécurité :  $\sigma \leq \sigma_{\text{adm}}$

$$- \lambda_x = \frac{l_{xx}}{i_{xx}} = \frac{373,76}{4,07} = 91,83292$$

$$- \lambda_x = 91,83292 < \lambda_{\text{lim}} = 150 ; \text{condition vérifiée}$$

$$- \sigma = k \frac{N}{A} = \frac{1,651 \cdot 12772,57}{10,3} = 2102,563 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2} < \sigma_{\text{adm}}$$

Le profilé IPE 120 vérifie la condition, d'où pour les fiches on adopte ce profilé.

### g. Calcul du poids réel de la ferme

Connaissant la masse linéique et la longueur de chaque élément de la ferme, deux données obtenues dans les calculs faits, on peut en déduire la masse totale de la ferme tel que décrit dans le tableau 9:

Tableau 9 : Masse des éléments de la ferme

Élément	Profilé	Masse linéique (Kg/m)	longueur (m)	Masse totale (kg)
Arbalétriers	IPE 160	15,8	29,5462	466,82996
Entrraits	IPE 160	15,8	27	426,6
Diagonales	IPE 100	8,1	43,6962	353,93922
Montant	IPE 100	8,1	34,666	280,7946
Poinçon	IPE 120	10,4	6	62,4
Ferme				1590,56378

A cela on ajoute forfaitairement 20% de la masse totale pour tenir compte des poids des éléments d'assemblage, des contreventements verticaux entre fermes et de la peinture. D'où le poids total de la ferme considéré est de **1908,676536 kg**, soit **20,746 kg/m<sup>2</sup>**.

### h. Dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments de la structure généralement verticaux, destinés à transmettre les charges gravitaires provenant de la toiture et des exploitations qui s'y rapportent. Sous ces charges, les poteaux sont sollicités en compression sous l'effet des charges verticales suivant l'axe de y, et en flexion sous l'effet de l'action horizontale, la poussée du vent ; suivant l'axe de x.

#### (1) Hypothèse de calcul

Pour le calcul du poteau, on va se fixer les hypothèses suivantes :

## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

- Les poteaux sont tous bi-encastés, d'où la longueur de flambement ( $l_f$ ) est égale à la moitié de la longueur initiale ( $l_0$ ) du poteau ;
- Tous les poteaux de l'ouvrage ont même section ;
- L'élanement  $\lambda$  est compris dans l'intervalle :  $75 \leq \lambda \leq 120$

### (2) Efforts les poteaux

Les poteaux dont il est question subissent l'action des charges dues :

- Au poids propre de la couverture et accessoires de pose :  $17 \text{ daN/m}^2$
- Au poids propre des pannes :  $5,2 \text{ daN/m}^2$
- Au poids propre de la ferme :  $20,7464 \text{ daN/m}^2$

D'où le poids propre total est la somme de ces différents poids, on a :

$$G = 17 + 5,2 + 20,7464 = 42,946 \text{ daN/m}^2$$

Pour déterminer alors le poids propre agissant sur un poteau, il suffit de multiplier le par l'entraxe entre poteaux. Pour ce projet l'entraxe est de 4 m.

Ainsi  $G = 42,946 * 4 = 171,784 \text{ daN/m}$

- La charge d'exploitation sur le poteau est :  $Q = 30 \text{ daN/m}^2$

Pour déterminer alors la charge d'exploitation agissant sur un poteau, il suffit de multiplier P par l'entraxe entre poteaux. Pour ce projet l'entraxe est de 4 m.

D'où  $Q = 30 * 4 = 120 \text{ daN/m}$

- La charge due à l'action du vent est donnée par l'expression suivante :

$$V = q_h * K_s * K_m * \delta * C_r \quad (2), \text{ d'après la NV.65}$$

On a que  $V_n = 99,01 * 1 * 1 * (0,8 + 0,5) = 110,69318 \text{ daN/m}^2$

Où :

- $V_n$  : Vent normal
- $\delta = 0,86$ , le coefficient de réduction pour le poteau
- la face au vent subit une pression de coefficient  $+0.8$  et la face sous le vent subit une dépression de coefficient  $-0.5$  dans le cas de construction fermée [6]

Pour déterminer alors la charge du vent agissant sur un poteau, il suffit multiplier  $V_n$  par l'entraxe entre poteaux. Pour ce projet l'entraxe est de 4 m.

$$\text{D'où : } V_n = 110,69318 * 4 = 442,77272 \text{ daN/m}$$

### (3) Vérification des poteaux

Deux conditions sont à vérifier :

- **Contrainte de compression**

Le poids propre total et la charge d'exploitation totale obtenue au point (2) sont celles qui créent l'effort de compression dans le poteau. Ces charges sont respectivement :

- $G = 171,784 \text{ daN/m}$
- $Q = 120 \text{ daN/m}$

En pondérant les efforts on obtient :

- Sous la combinaison (ELS) :

$$G + Q = 171,784 + 120 = 291,784 \text{ daN}$$

- Sous la combinaison ELU :

$$1,35 * G + 1,5 * P = 1,35 * 171,784 + 1,5 * 120 = 411,9084 \text{ daN}$$

La combinaison en ELU présente un cas de chargement le plus défavorable, d'où l'effort N de compression est  $N = 411,9084 \text{ daN}$

La contrainte de flexion est due à l'action du vent. Pour ce cas, l'effort dû à l'action du vent est :  $V_n = 442,77272 \text{ daN/m}$

De ce qui précède, on peut en déduire le moment de flexion sous la combinaison de cette charge en ELU, on a que :

$$M_{Vn} = \frac{1,5 * V_n * l^2}{8} = \frac{1,5 * 442,77272 * 9^2}{8} = 6724,61 \text{ daNm}$$

On peut également calculer la flèche suivant l'axe x de la manière suivante :

$$f_x = \frac{5}{384} * \frac{v_n * l^4}{E * I_x} \quad (29)$$

Où :

- $E = 2100000 \text{ daN/cm}^2$
- $I_{xx} \geq \frac{1000}{384} * \frac{V_n * l^3}{8} = \frac{1000}{384} * \frac{442,77272 * 10^{-2} * 900^3}{2,1 * 10^6} = 40002,74446 \text{ cm}^4$

On choisit dans l'abaque des profilés I en annexe IV un profilé IPE 450 avec comme caractéristiques :

- $G = 77,6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
- $I_{xx} = 33740 \text{ cm}^4$
- $W_x = 1500 \text{ cm}^3$
- $i_{xx} = 18,48 \text{ cm}$

## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

- $i_{yy} = 4,12 \text{ cm}$
- $A = 98,82 \text{ cm}^2$

La vérification de la condition de résistance est faite suivant les règles CM66. Il est donc utile de vérifier la relation :

$$K_1 * \sigma + K_f * \sigma_f < \sigma_e$$

Où :

- $\sigma$  : contrainte de compression calculée par la formule :

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

On a que :

$$\sigma = \frac{411,9084 * 10}{98,82} = 41,683 \text{ daN/cm}^2$$

- $\sigma_f$  : contrainte de flexion due à l'action du vent calculée par la relation :

$$\sigma_f = \frac{M_{vn}}{W_x}$$

On a que :

$$\sigma_f = \frac{6724,61 * 10^2}{1500} = 448,307 \text{ daN/cm}^2$$

- $\lambda$  : élancement du poteau donné par la formule :

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

Étant donné que, pour ce projet les poteaux sont considérés comme étant bi-encastés, alors la longueur de flambement ( $l_f$ ) de poteau est égale à la moitié de la longueur initiale ( $l_0$ ) du poteau. C'est-à-dire que :

$$l_f = \frac{1}{2} * l_0 = \frac{1}{2} * 900 = 450 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } \lambda = \frac{450}{4,12} = 109,223$$

On remarque que l'élancement  $\lambda$  calculé est tel que  $75 \leq \lambda \leq 120$ , on peut donc pour suivre avec le processus de vérification avec ce profilé.

- $\sigma_k$  : contrainte critique d'Euler calculée par la formule :

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 * E}{\lambda^2}$$

## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

On que :

$$\sigma_k = \frac{3,14^2 * 2100000 * 10^{-2}}{109,223^2} = 17,3559 \text{ daN/mm}^2$$

-  $\mu$  : coefficient d'éloignement de l'état critique donné par la relation:

$$\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma}$$

On a que :

$$\mu = \frac{17,3559}{41,683 * 10^{-2}} = 41,6382$$

-  $K_f$ : coefficient d'amplification des contraintes de flexion calculé par la relation :

$$K_f = \frac{\mu + 0.25}{\mu - 1.3}$$

On a que :

$$K_f = \frac{41,6382 + 0.25}{41,6382 - 1.3} = 1,038$$

-  $K_1$  : coefficient d'amplification des contraintes de compression calculé par la formule :

$$K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1.3}$$

On a que :

$$K_1 = \frac{41,6382 - 1}{41,6382 - 1.3} = 1,0074$$

Ayant trouvé tous les paramètres d'après le calcul effectués, on peut alors vérifier la condition de compression par l'inégalité :

$$1,0074 * 41,683 + 1,038 * 448,307 < \sigma_e \\ \Rightarrow 507,526 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e, \text{ condition vérifiée}$$

### • **Contrainte de flexion**

La condition de la flèche se vérifie en prenant considération la charge du vent non pondérée. On vérifie l'expression:

$$f_x \leq f_{adm}$$

La formule de Bernard ci-dessous permet déterminer la flèche suivant la direction x [6] :

$$f_x = \frac{5}{384} * \frac{v_n * l^4}{E * I_x}$$

On a que :

$$f_x = \frac{5}{384} * \frac{442,77272 * 900^4}{2100000 * 33740} = 0,5339 \text{ cm}$$

Par la suite on peut calculer la flèche admissible par la relation ci-dessous :

$$f_{adm} = \frac{l}{200}$$

On a que :

$$f_{adm} = \frac{900}{200} = 4,5 \text{ cm}$$

Ainsi :  $0,5339 \text{ cm} < 4,5 \text{ cm}$ , condition de la flèche vérifiée.

Les deux conditions étant simultanément vérifiées, implique que le profilé IPE 450 choisit pour les poteaux convient sous ce chargement.

#### **i. Calcul des bases des poteaux à l'aide des tableaux de CTICM**

Le calcul et le dimensionnement des bases des poteaux consistent à déterminer les dimensions de la platine et des tiges d'ancrage.

##### **(1) Dimensionnement de la platine**

D'après le tableau de l'annexe I, pour les poteaux IPE 450, on choisit une platine de dimension  $230 \times 500 \text{ mm}^2$  et d'épaisseur 20 mm soudé sur l'âme et les semelles par des cordons de 4 mm.

L'effort de compression admissible pour cette platine est de 48000 daN ce qui est beaucoup supérieur à l'effort de compression de calcul de 411,9084 daN

##### **(2) Dimensionnement des tiges d'ancrage**

Soit un poteau IPE 450, faisant partie de la structure porteuse du projet, le poteau est bi-encasté est soumis aux sollicitations suivantes :

##### **• Charges permanentes**

- poids propre de la couverture et accessoires de pose :  $17 \text{ daN/m}^2$
- poids propre des pannes :  $5,2 \text{ daN/m}^2$
- poids propre de la ferme :  $20,7464 \text{ daN/m}^2$

$$\text{Poids total } G = 17 + 5,2 + 20,7464 = 42,946 \text{ daN/m}^2$$

A fin de tenir compte du poids propre du poteau ainsi que d'éventuelles charges permanentes additionnelles telles que les différents isolants thermiques, phoniques ... on arrondi la valeur de G à  $60 \text{ daN/m}^2$ .

La surface tributaire d'un pour ce projet est :

$$S = 11,5 * 4 = 46 \text{ m}^2$$

Ainsi  $G = 60 * 46 = 2760 \text{ daN}$

- **Surcharge du vent : (voir étude au vent)**

Le vent de soulèvement engendre dans les poteaux un effort de traction. La valeur maximale de cet effort est obtenue dans le cas d'une construction ouverte située dans un site exposé et dans une région du vent I.

Si on prend en considération la même valeur de la surcharge du vent calculée pour le des poteaux, on a que  $V_n = 110,69318 \text{ daN/m}$ .

On a que :

$$V_n = 110,69318 * 46 = 5091,8826 \text{ daN/m}$$

Connaissant l'effort de traction par goujon donné par la relation 30 ci-dessous :

$$N = \frac{N'}{2} \quad (30)$$

Où  $N'$  est L'effort de soulèvement sous la combinaison  $(G - V_e)$

On a que :

$$N' = G - V_e = G - 1,75 * V_n$$

Cela implique que :

$$N' = 2760 - 1,75 * 5091,8826 = -6150,795 \text{ daN}$$

D'où l'effort de traction par goujon est :

$$N = \frac{6150,795}{2} = 3075,397 \text{ daN}$$

On choisit dans le tableau de l'annexe II des tiges de diamètre 20 mm, pour lesquelles l'effort de traction admissible est de 4420 daN par tige.

### **III.3. CONCLUSION PARTIELLE**

Ce chapitre a porté sur présentation des résultats relatifs à la conception et le dimensionnement du terrain, résumant ainsi les différentes sections des profilés maintenues pour la mis en œuvre des barres de la charpente, des poteaux supportant cette charpente et les dimensions de la platine et tiges d'ancrages servant comme base des poteaux. La conception dont il est question est réalisée suivant les règles établies par la Fédération Française de Basket Ball. Le dimensionnement dont il est question dans ce chapitre a consisté au dimensionnement des pannes, des barres les plus sollicitées de la charpente et le dimensionnement des poteaux et enfin le calcul des bases des poteaux.

## CONCLUSION GÉNÉRALE

Le présent travail de fin de cycle porté sur la conception et le dimensionnement d'une charpente métallique couvrant un terrain de basketball, d'une surface de 1518 m<sup>2</sup>, cas du terrain de basketball de l'ULPGL-GOMA.

Dans son premier chapitre on s'est intéressé à la revue de la littérature relatives aux mots clés de la recherche entre autre : acier, charpente métallique, terrain de basketball, conception et dimensionnement.

Le deuxième chapitre a porté sur la méthodologie : il décrit les règles de la conception des terrains de basketball établies par la Fédération Française de Basket Ball (FFBB), il définit et détermine les hypothèses, les données de calcul selon les matériaux et enfin il décrit le plus succinctement possible la méthode de calcul et principes de dimensionnement des éléments porteurs de la charpente métallique

Pour arriver aux objectifs de l'étude, on a commencé par concevoir l'ouvrage ; par la suite l'évaluation des charges de chaque élément de la structure qui a permis de faire la descente des charges revenant à la détermination des charges qu'apportent chaque élément de la structure sur un autre. On a également effectué le calcul et le dimensionnement des pannes, des barres du treillis, des poteaux et de bases des poteaux suivant leurs différentes sollicitations sous la combinaison ELU d'une part et ELS d'autre part. Cela est résumé au chapitre qui porte sur la présentation des résultats.

Partant de l'objectif général de ce présent travail de fin de cycle, le tableau 10 résume les différents profilés en I retenus pour la mise en œuvre des éléments de la charpente et ainsi que ses éléments porteurs.

Tableau 10 : Profilés en I retenus pour la mise en œuvre des éléments de la charpente et ainsi que ses éléments porteurs

Éléments des la charpente/porteurs	Profilé
Pannes	IPE 120
Arbalétriers	IPE 160
Entraits	IPE 160
Diagonales	IPE 100
Montant	IPE 100
Poinçon	IPE 120
Poteaux	IPE 450

## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

---

Le poteau IPE 450 choisit pour ce projet repose sur une platine de dimension  $230 \times 500$  mm<sup>2</sup> et d'épaisseur 20 mm soudé sur l'âme et les semelles par des cordons de 4 mm. Les tiges d'ancrage sont de diamètre de 20 mm, pour lesquelles l'effort de traction admissible est de 4420 daN par tige

Dans ce travail on s'intéressé seulement à la conception du terrain en général et au dimensionnement des éléments de charpentes et ainsi que ses éléments porteurs. Par ailleurs, les futures chercheurs pourront mener leurs investigations sur l'aménagement de cette ouvrage dont les tribunes sont conçues en gradin ; à l'étude de la stabilité de cette ouvrage et au dimensionnement des structure secondaires, de l'assemblage et d'autres particularités essentiels qui n'ont pas été abordé dans ce travail.

En fin, il est clair que l'œuvre de l'être n'est pas parfaite, ce qui fait que ce travail soit réalisé dans un esprit d'apprentissage. Ainsi donc les commentaires, les analyses et suggestions de la part de tout lecteur conduirons ce travail à atteindre un niveau de perfection considérable.

## **BIBLIOGRAPHIE**

- [1] J. Morel, calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3, 3 éd., Lyon, 2005, p. 17.
- [2] R. B. Manfred A. Hirt, construction métallique, Traité de Génie civil de l'école de polytechnique fédérale de lausanne, vol 10 éd., p. p. e. u. universitaire, Éd.
- [3] Y. E, Cours de construction métallique, Inédit, Éd., ULPGL/FESTA, Tech1, 2014-2015.
- [4] B. L. Marc Landowski, Concevoir et construire en acier, Luxembourg: Arcelor, 2005, p. 8 à 10.
- [5] C. Yves , Propriété et caractéristique des matériaux, 3 éd., 1999, p. 23.
- [6] M. Jean, Calcul des structures métallique selon Eurocode 3, p. 58.
- [7] D. L., Calculs des éléments résistants d'une construction métalliques, Université Mouloud Mammeri , 2015, p. 128.
- [8] G. Paul et Z. Intep, Technologie de la charpente, SKAT, Éd., Centre de Coopération Suisse pour la Technologie, 1993, pp. 37-38.
- [9] A. C. RULLEAU, «Exposé sur le basket,» Mai 2021.
- [10] F. F. d. B. Ball, «Guide salles et terrain».
- [11] C. BISHWEKA, cours de construction en bois, Inédit, Éd., ULPGL/FSTA, 2021-2022.
- [12] J. MAYERE, Règles Neige et Vent NV 65.

# ANNEXES

ANNEXE I : dimensions des plaques d'assises

**Dimensions des plaques d'assises :**

(Largeur, longueur, et épaisseur de la platine & épaisseur de gorge du cordon d'âme et du cordon de semelle & l'effort maximum de compression) données pour chaque numéro de profilé utilisé.

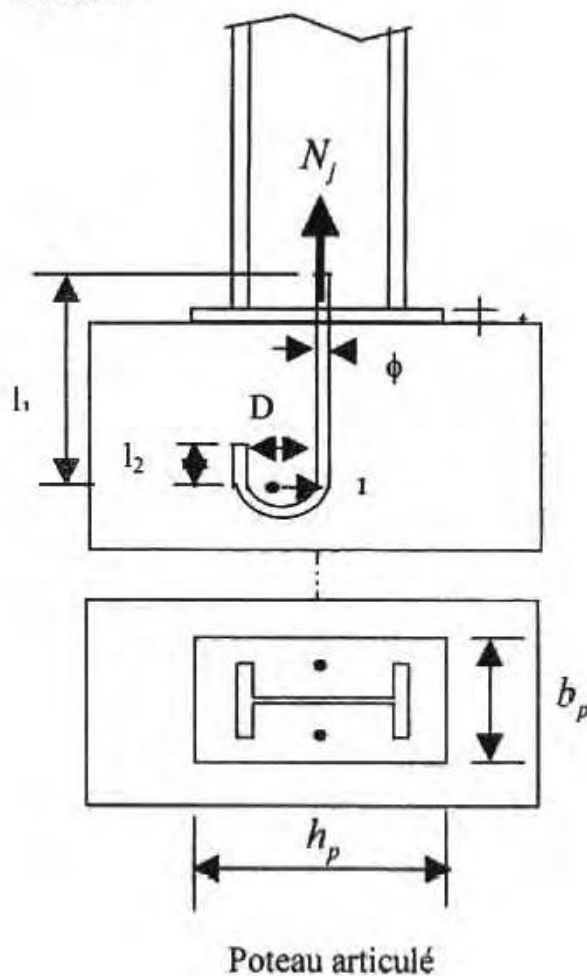
Section	$b_p$	$h_p$	t	$a_{wc} - a_{fc}$	$N_u$
IPE 100	110	140	10	3-3	13000
IPE 120	120	180	10	3-3	14900
IPE 140	130	210	10	3-3	14600
IPE 160	140	240	10	3-3	14400
IPE 180	140	260	10	3-4	13900
IPE 200	150	280	10	3-3	13500
IPE 220	150	280	10	3-3	13500
IPE 240	160	320	10	3-3	13000
IPE 270	180	350	12	3-3	17900
IPE 300	200	340	15	3-3	24000
IPE 330	200	380	15	3-3	25000
IPE 360	200	400	15	3-3	26000
IPE 400	220	440	20	4-4	45000
IPE 450	230	500	20	4-4	48000
IPE 500	240	550	20	4-4	48000
HEA 100	140	140	10	3-3	16700
HEA 120	160	160	10	3-3	17000
HEA 140	180	180	12	3-3	22000
HEA 160	220	220	12	3-3	23000
HEA 180	240	240	12	3-3	22000
HEA 200	260	260	15	3-3	32000
HEA 220	280	280	15	3-3	31000
HEA 240	320	320	15	3-3	32000
HEA 260	340	340	20	4-4	56000
HEA 280	380	380	20	4-4	58000
HEA 300	400	400	20	4-4	56000
HEA 320	420	420	20	4-4	54000
HEA 340	380	440	20	4-4	50000
HEA 360	380	450	25	5-5	75000
HEA 400	400	500	25	5-5	72000
HEA 450	400	520	25	5-5	66000

ANNEXE II : Valeurs des efforts normaux admissibles par tiges

Valeurs des effort normaux admissibles,  $N_j^{\max}$  (daN) par tige d'ancrage et leur diamètres données en fonction des caractéristiques de la tige et de la profondeur d'ancrage.

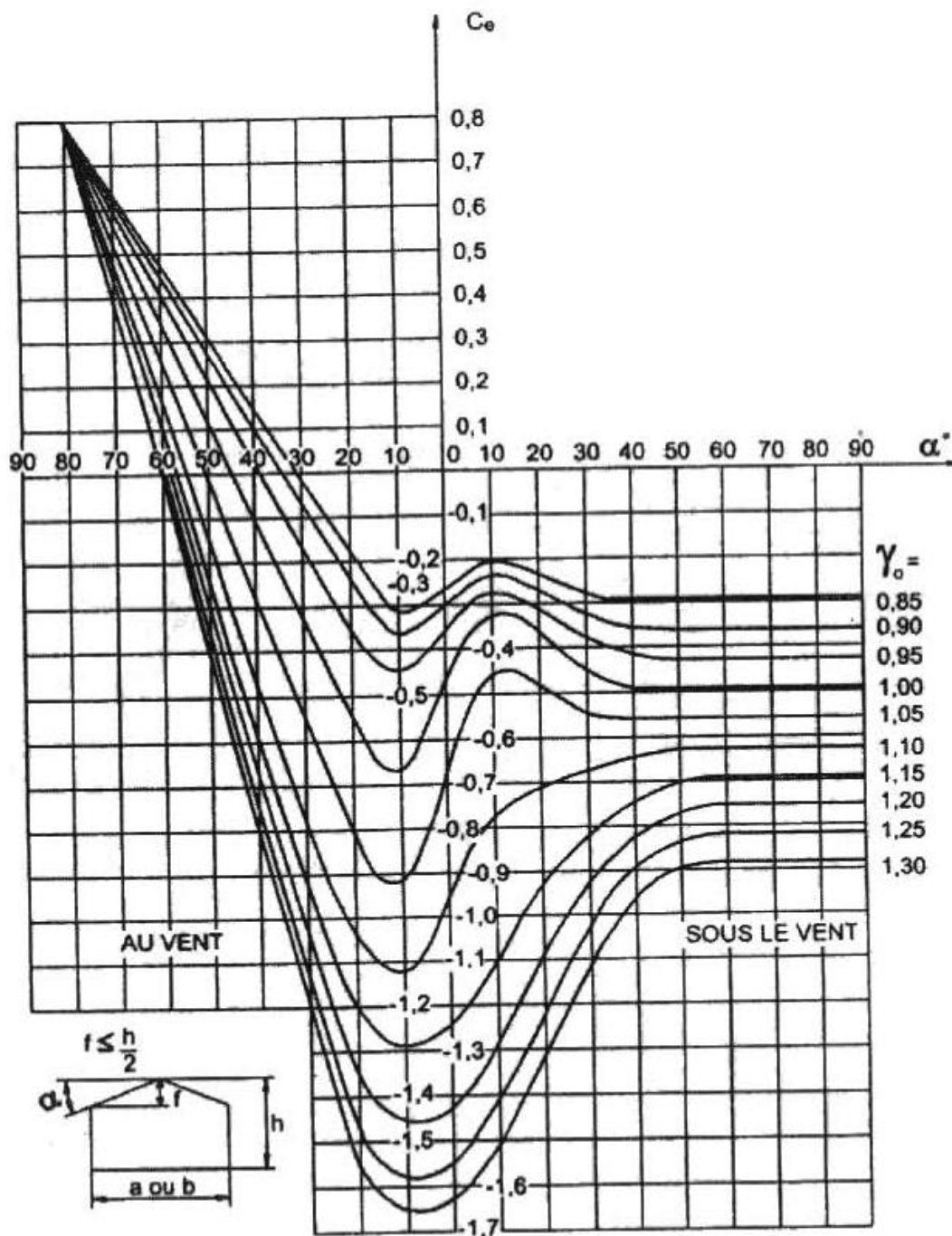
$\phi_t$	$D$	$l_1$	$l_2$	$l_f$	$N_j^{\max}$
16	40	280	25	120	2170
20	50	280	32	120	3040
20	50	480	32	120	4420
24	70	500	40	160	6070
30	90	500	50	160	8580
33	100	700	55	160	12260

$l_f$  : longueur filetée.



ANNEXE III : coefficient de pression extérieure

Coefficient de pression extérieure  $C_e$  pour les toitures à un ou plusieurs versants plans : (tiré de la figure R-III-6. NV65 p.93)



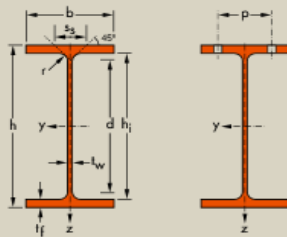
# CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

## ANNEXE IV : Poutrelles en I

**Poutrelles I européennes**  
 Dimensions: IPE 80 - 600 conformes à la norme antérieure EU 19-57  
 IPE AA 80 - 550, IPE A 80 - 600, IPE O 180 - 600, IPE 750 suivant norme AM  
 Tolérances: EN 10034: 1993  
 Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

**European I beams**  
 Dimensions: IPE 80 - 600 in accordance with former standard EU 19-57  
 IPE AA 80 - 550, IPE A 80 - 600, IPE O 180 - 600, IPE 750 in accordance with AM standard  
 Tolerances: EN 10034: 1993  
 Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

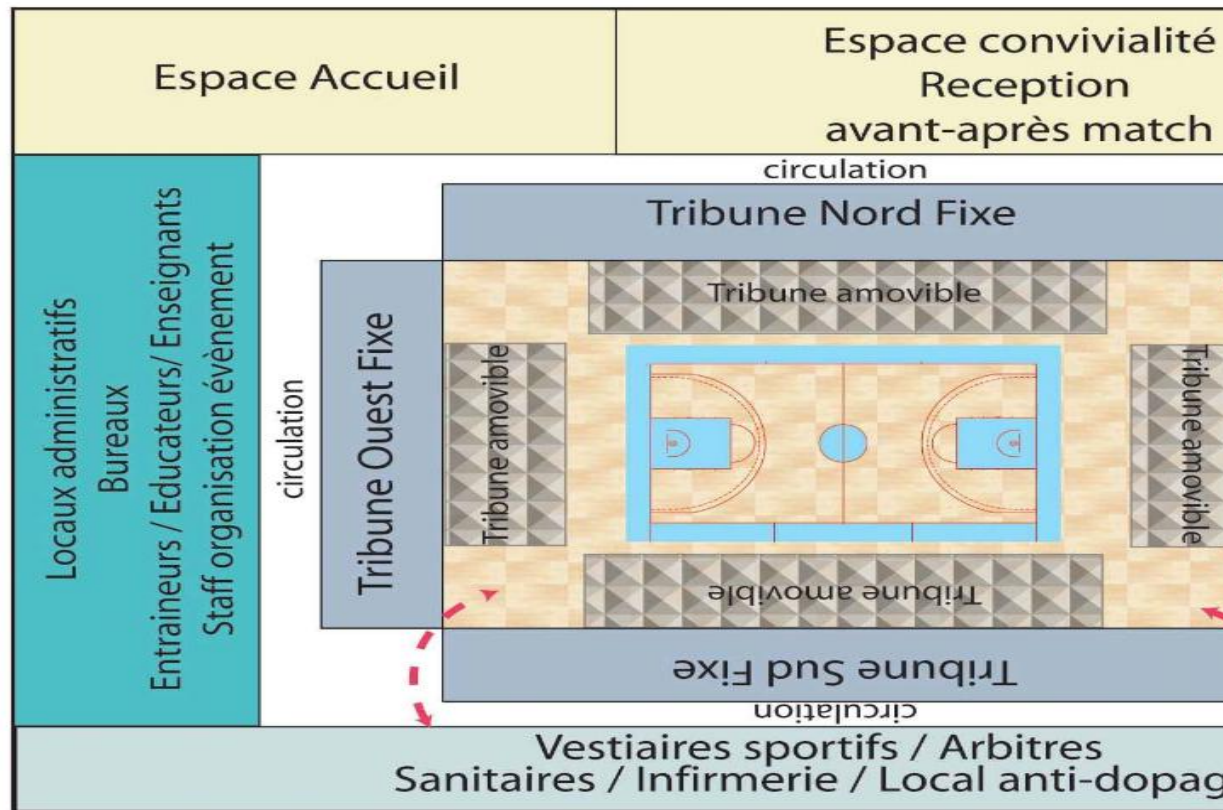
**Europäische I-Profile**  
 Abmessungen: IPE 80 - 600 gemäß früherer Norm EU 19-57  
 IPE AA 80 - 550, IPE A 80 - 600, IPE O 180 - 600, IPE 750 gemäß AM Standard  
 Toleranzen: EN 10034: 1993  
 Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1



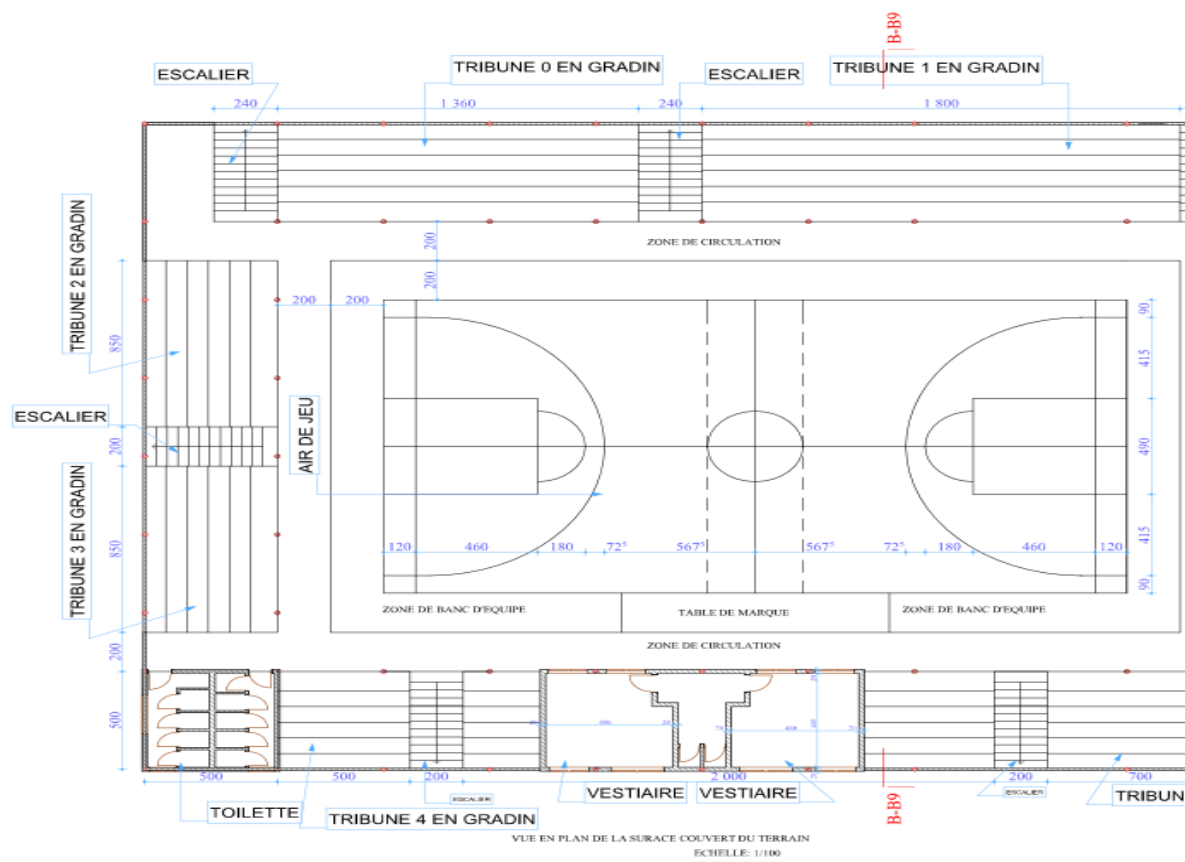
Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>r</sub> mm	r mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	h <sub>i</sub> mm	d mm	∅	p <sub>min</sub> mm	p <sub>max</sub> mm	A <sub>L</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>C</sub> m <sup>2</sup> /t
IPE AA 80*	4,9	78	46	3,2	4,2	5,0	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62
IPE A 80-/*	5,0	78	46	3,3	4,2	5,0	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5,0	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE AA 100*	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7,0	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPE A 100-/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7,0	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7,0	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE AA 120*	8,4	117	64	3,8	4,8	7,0	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,470	56,26
IPE A 120-/*	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7,0	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7,0	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE AA 140*	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7,0	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26
IPE A 140-/*	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7,0	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7,0	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE AA 160*	12,1	156,4	82	4,0	5,6	7,0	15,4	145,2	131,2	-	-	-	0,621	50,40
IPE A 160-/*	12,7	157	82	4,0	5,9	9,0	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9,0	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE AA 180*	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9,0	19,0	164,0	146,0	M 10	48	48	0,693	46,37
IPE A 180-/*	15,4	177	91	4,3	6,5	9,0	19,6	164,0	146,0	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9,0	23,9	164,0	146,0	M 10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6,0	9,0	9,0	27,1	164,0	146,0	M 10	50	50	0,705	33,12
IPE AA 200*	18,0	196,4	100	4,5	6,7	12,0	22,9	183,0	159,0	M 10	54	58	0,763	42,51
IPE A 200-/*	18,4	197	100	4,5	7,0	12,0	23,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12,0	28,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,768	34,36
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12,0	32,0	183,0	159,0	M 10	56	60	0,779	31,05
IPE AA 220*	21,2	216,4	110	4,7	7,4	12,0	27,0	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	39,78
IPE A 220-/*	22,2	217	110	5,0	7,7	12,0	28,3	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	38,02
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12,0	33,4	201,6	177,6	M 12	60	62	0,848	32,36
IPE O 220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12,0	37,4	201,6	177,6	M 10	58	66	0,858	29,24

- \* Commande minimale: pour S235 JR, cf. conditions de livraison page 222; pour toute autre qualité 40t ou suivant accord.
- \* Commande minimale: 40t par profilé et qualité ou suivant accord.
- \* Tonnage minimum et conditions de livraison nécessitent un accord préalable.
- \* Minimum order: for the S235 JR grade cf. delivery conditions page 222; for any other grade 40t or upon agreement.
- \* Minimum order: 40t per section and grade or upon agreement.
- \* Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement.
- \* Mindestbestellmenge: für S235 JR gemäß Lieferbedingungen Seite 222; für jede andere Güte 40t oder nach Vereinbarung.
- \* Mindestbestellmenge: 40t pro Profil und Güte oder nach Vereinbarung.
- \* Mindestbestellmenge und Lieferbedingungen nach Vereinbarung.

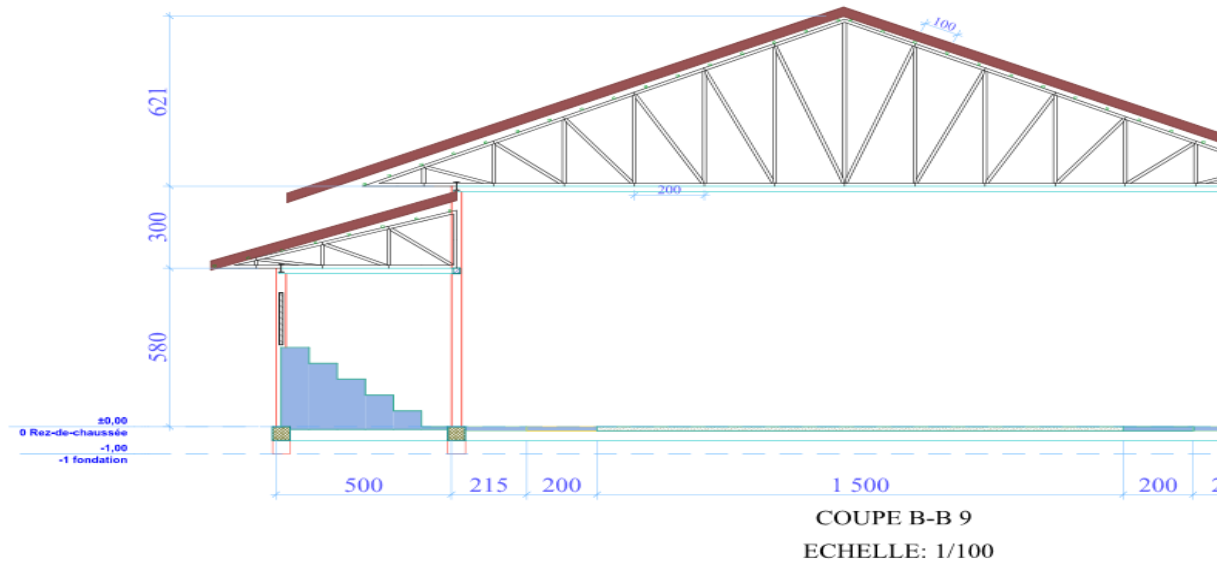
ANNEXE V : Exemple illustra le fonctionnement d'un terrain de basketball



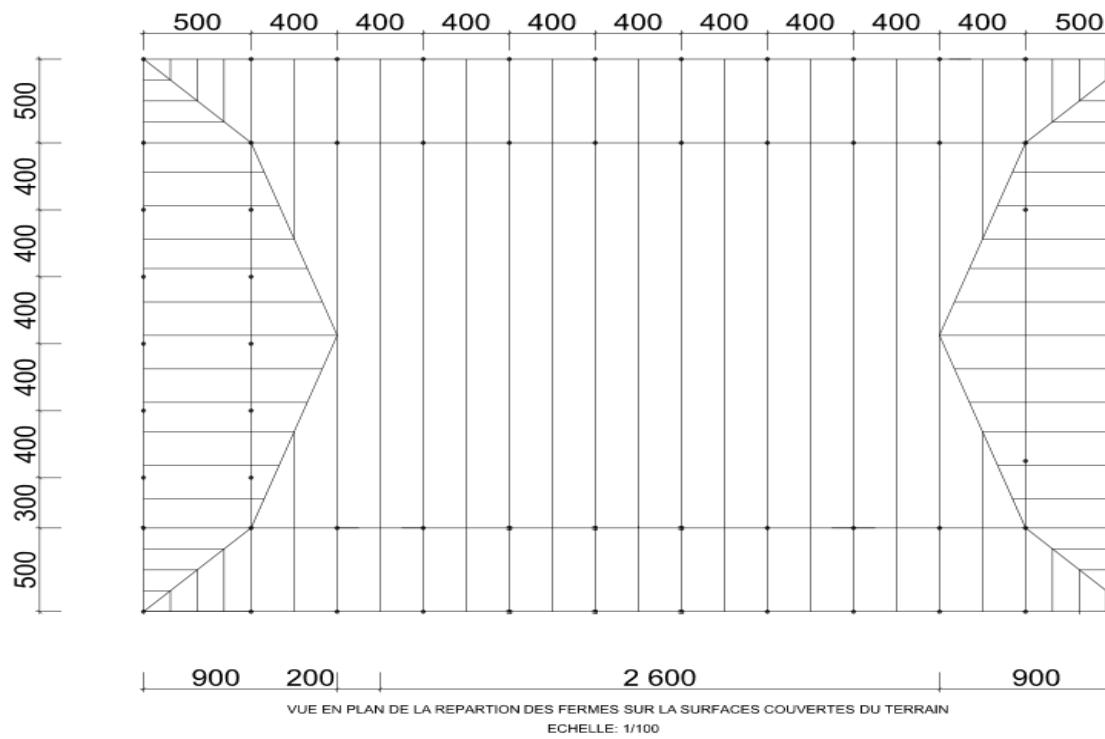
ANNEXE VI : Vue en plan du terrain



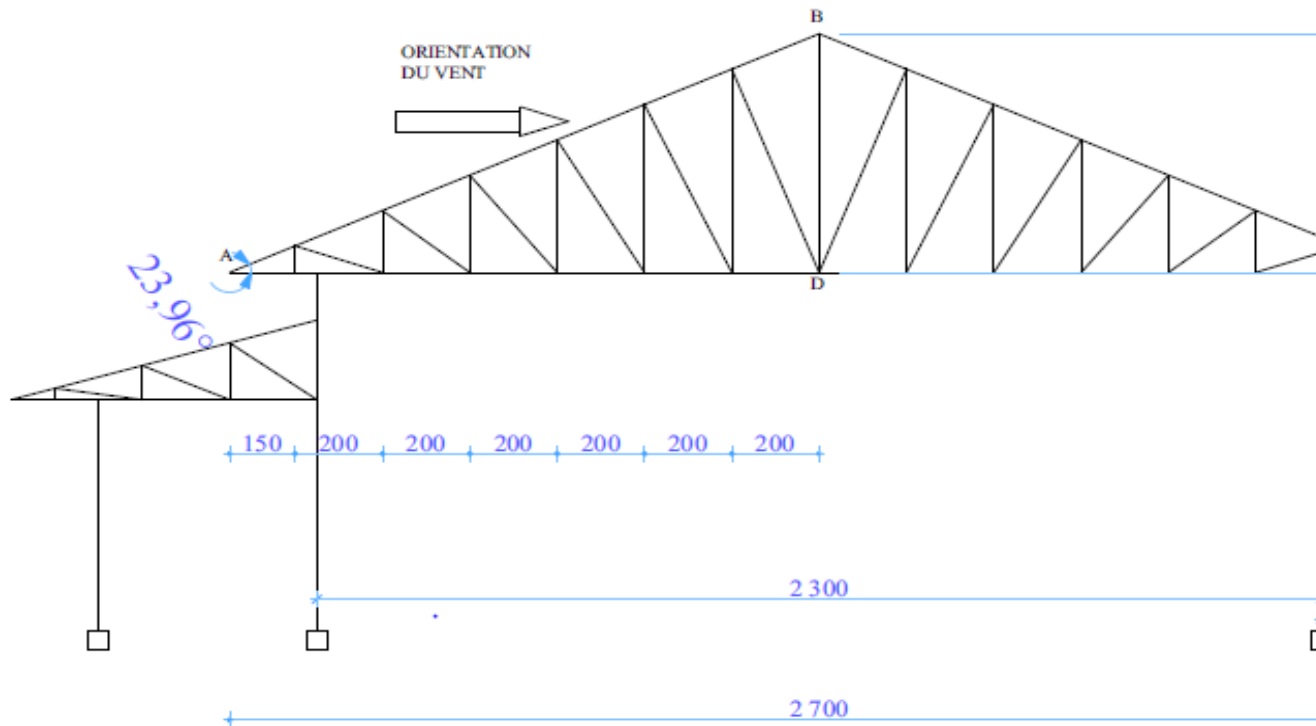
ANNEXE VII : Coupe transversale du terrain



ANNEXE VIII : Plan structurel du projet

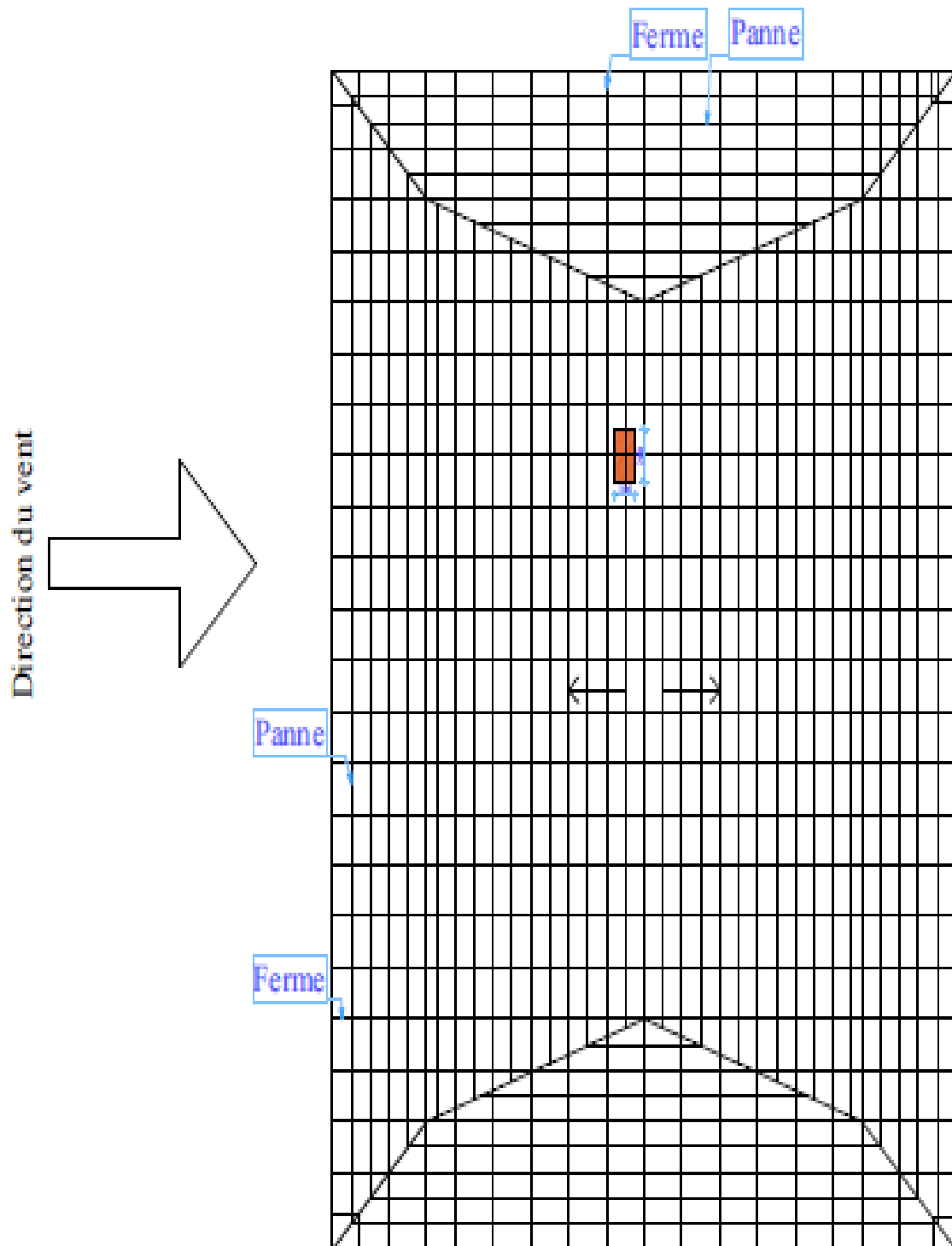


ANNEXE IX : Portique type avec orientation du vent



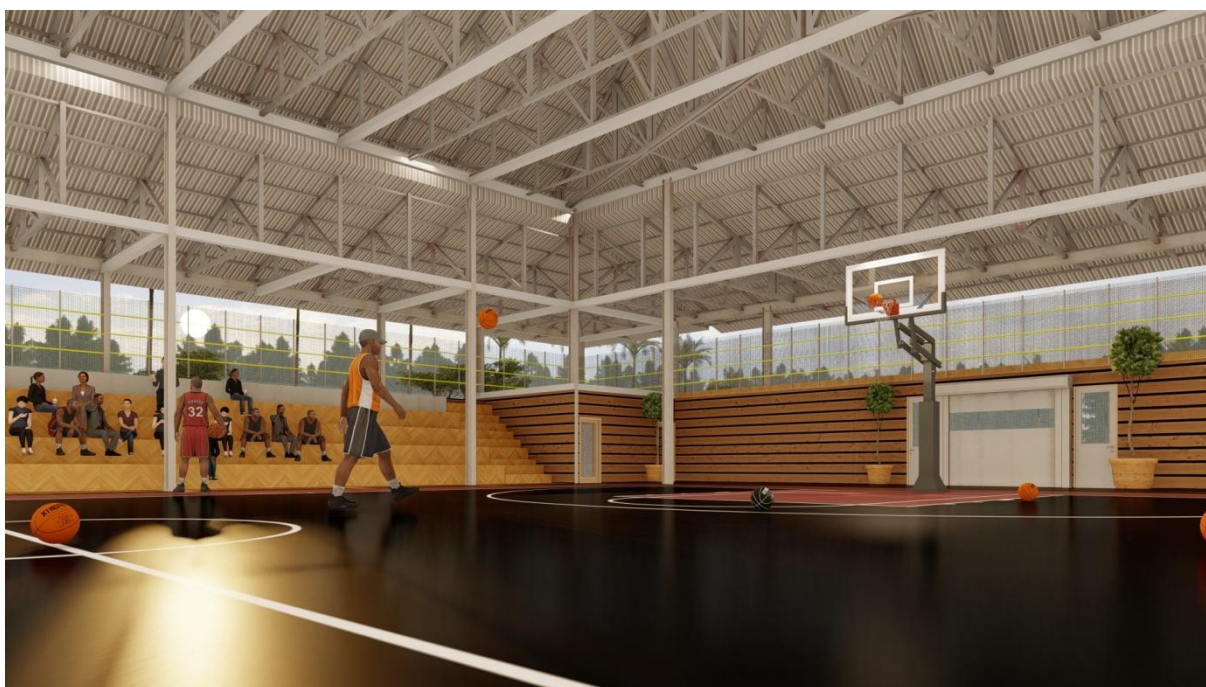
# CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

ANNEXE X : Vue plan de l'ensemble de la charpente



# CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA

## ANNEXE XI : Perspective du projet



Vue Intérieures du terrain

# CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE COUVRANT UN TERRAIN DE BASKETBALL : cas du terrain de l'ULPGL-GOMA



Vue extérieure du terrain