UNIVERSITÉ DU BURUNDI
GRENIER DU SAVOIR DU BURUNDI
Dépôt institutionnel officiel
https://repository.ub.edu.bi

Etude du comportement des structures métalliques ouvertes sous l'action du vent : Cas des tribunes des stades et des salles de réception

Butoyi, Yvette Fanny

2023-07
UB, FSI
https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/405

Document téléchargé depuis le **Grenier du Savoir du Burundi** — https://repository.ub.edu.bi

République du Burundi

Ministère de l'éducation nationale et de la recherche scientifique

Université du Burundi

Faculté des Sciences de l'Ingénieur

Master en Génie Civil

Option : Génie Civil, Aménagement

et Maitrise des Projets

Année Académique : 2021-2022

ETUDE DU COMPORTEMENT DES STRUCTURES METALLIQUES OUVERTES SOUS L'ACTION DU VENT :

Cas des tribunes des stades et des salles de réception

Mémoire

Présenté publiquement par :

BUTOYI Yvette Fanny

En vue de l'obtention du grade de Master en Sciences de l'Ingénieur

Option : Génie Civil, Aménagement et Maitrise des Projets

Soutenu le 17/07/2023 devant le jury composé de :

Dr-Ir. BIZINDAVYI Josias : Président

Dr-Ir. MINANI Jérémie : Lecteur principal

Prof. MIKEREGO Emmanuel : Directeur

Dr-Ir. HATUNGIMANA Daniel : Membre

Dr-Ir. NIBASUMBA Paul : Membre

Bujumbura, Juillet 2023

Etude du comportement des structures métalliques ouvertes sous l'action du vent : Cas des tribunes des stades et des salles de réception

IDENTIFICATION DU JURY

Dr-Ir. BIZINDAVYI Josias	: Président
Dr-Ir. MINANI Jérémie	: Lecteur principal
Prof. MIKEREGO Emmanuel	: Directeur
Dr-Ir. HATUNGIMANA Daniel	: Membre
Dr-Ir. NIBASUMBA Paul	: Membre

DEDICACE

Avec une profonde gratitude, je dédie ce travail à mes très chers parents, *CUBWA Pascal* et *NAHIMANA Spéciose*, à mon frère et à mes sœurs pour l'amour inconditionnel et leur dévouement à mon bien-être et ma formation.

BUTOYI Yvette Fanny

Juillet 2023

REMERCIEMENTS

Mes sincères remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, m'ont accordé leur soutien plus particulièrement :

A Dieu Tout Puissant, qui m'a créé et qui m'a gardé toujours en vie, c'est par sa volonté que j'ai pu arriver à cette étape, louange et gloire à Lui pour l'éternité.

Je suis particulièrement reconnaissant à mon directeur, Professeur Emmanuel MIKEREGO, qui m'a aidé à développer le thème de ce travail. Il a su être attentif à mes méthodes de travail et m'a accordé sa pleine confiance. Je lui remercie pour ses orientations, ses conseils et ses critiques constructives adressés tout le long de ce travail.

Aux membres du jury pour le temps que vous avez consacré à la lecture et à l'amélioration de ce travail, votre contribution a été d'une importance capitale ainsi qu'à mes enseignants pour leur formation tant humaine que scientifique qu'ils m'ont fait bénéficier, qu'ils trouvent à travers ces lignes l'expression de ma profonde gratitude et l'encourage dans leur lourde et noble tâche.

Ma gratitude éternelle à ma famille, mes chers parents *CUBWA Pascal* et *NAHIMANA Spéciose* et aux familles IRAMBONA Irénée, BARUTWANAYO Anicet, NSABIMANA Léonard, NTIRAMPEBA Vincent, et mes neveux et nièces même quand mes travaux les privaient de ma présence, n'ont jamais cessé de me témoigner de l'affection. Je n'oublie pas vos encouragements et soutiens émotionnel, financier et spirituel dont la réussite de l'ensemble de ce cursus qui s'achève est tributaire.

Bien d'autres personnes m'ont soutenu de diverses manières au cours de la rédaction de ce mémoire et des deux années de Master : la famille de Monsieur NGENDAKUMANA Marc, HANEZEREZIMANA Jean Vico, Monsieur AHADI et les collègues promotionnels.

Veuillez tous trouver ici l'expression de ma gratitude en réponse à votre amour, amitié, confiance, encouragement, et soutien inestimable ainsi que les moments conviviaux passés à vos côtés.

Etude du comportement des structures métalliques ouvertes sous l'action du vent : Cas des tribunes des stades et des salles de réception

RESUME

L'action du vent est un phénomène qui se manifeste par des dommages observés sur différents types d'éléments qu'il rencontre sur son passage (différents types de constructions, environnement, ...). Sur les constructions métalliques dites ouvertes, ce phénomène se manifeste par l'endommagement et le soulèvement des toitures et cause tant d'autres désordres considérables qui nécessitent des entretiens très coûteux et dont la réalisation s'avère complexe. Ce phénomène existe partout dans le monde ainsi qu'au Burundi dont les derniers faits se sont déroulés à Gitega.

L'objectif de ce travail vise la contribution à la stabilité des structures métalliques ouvertes au Burundi sous l'action du vent.

Pour ce, nous avons commencé par l'identification des facteurs qui peuvent avoir une influence sur la stabilité des bâtiments. Il s'agit de la section de poteau, de la nature de liaison des pieds de poteau avec le massif de fondation, de l'inclinaison de la pente de la toiture et la composante ascendante du vent appliquée au bâtiment.

Ensuite, nous avons procédé par la modélisation et simulation du modèle tout en variant ces facteurs afin de voir dans les résultats l'évolution du comportement de chacun sous le chargement appliqué.

Enfin, nous avons classé ces facteurs par ordre d'influence sur les variables de sorties considérées, qui sont les déformations et les efforts internes trouvés dans les poteaux et la ferme à l'état limite de service et à l'état limite ultime.

Mots clés : endommagement et soulèvement des toitures, la composante ascendante du vent, pente d'inclinaison, section de poteau et nature de liaison

ABSTRACT

The wind action is a phenomenon that is manifested by damage observed on different types of elements that it encounters in its path (different types of constructions, environment, etc.). On the so-called open metal constructions, this phenomenon is manifested by the damage and the lifting of the roofs and causes so many other considerable disorders which require very expensive maintenance and whose realization proves to be complex. This phenomenon exists all over the world as well as in Burundi, the latest events of which took place in Gitega.

The objective of this work is to contribute to the stability of open metal structures in Burundi under the action of the wind.

For this, we started by identifying the factors that can have an influence on the stability of buildings. These are the column section, the nature of the connection between the column feet and the foundation block, the inclination of the slope of the roof and the upward component of the wind applied to the building.

Then, we proceeded by modeling and simulating the model while varying these factors in order to see in the results the evolution of the behavior of each one under the applied load.

Finally, we have ranked these factors in order of influence on the considered output variables, which are the deformations and internal forces found in the columns and the truss at serviceability limit state and ultimate limit state.

Key words: damage and uplift of roofs, the ascending component of the wind, inclination slope, column section and nature of connection

TABLE DES MATIERES

IDENTIFICATION DU JURY i

DEDICACE ii

REMERCIEMENTS iii

RESUME iv

ABSTRACT v

TABLE DES MATIERES vi

LISTE DES TABLEAUX ix

LISTE DES FIGURES x

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS xiii

AVANT PROPOS xiv

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION GENERALE 1

1.1 Introduction 1

1.2 Présentation et délimitation du sujet 1

1.3 Problématique 2

1.4 Objectifs 2

1.5 Modèle d'étude 2

CHAPITRE 2 : REVUE DE LA LITTERATURE 4

2.1 Introduction 4

2.2 Les Structures métalliques ouvertes 4

2.3 La composante ascendante du vent 5

2.3.1 La pression du vent 6

2.3.2 Action extérieure et intérieure du vent 9

2.3.3 Action d'ensemble 10

2.4 Pressions du vent sur les différentes parties des bâtiments 12

2.5 Le comportement des éléments de l'ossature métallique sous les effets du vent 14

2.6 L'impact des assemblages sur la stabilité des structures métalliques 16

2.7 La défaillance des constructions 18
2.8 L'impact des pentes dans la construction métallique 18
2.9 Conclusion 19
CHAPITRE 3 : DEMARCHE METHODOLOGIQUE 20
3.1 Introduction 20
3.2 Le pré dimensionnement 20
3.3 Description du modèle d'étude 22
3.4 Caractéristiques des matériaux utilisés 25
3.5 Différents scenarii d'études 26
3.6 Description des variables d'entrée 26
3.6.1 Les sections des poteaux 26
3.6.2 Les types de liaison 28
3.6.3 Les pentes 29
3.6.4 Les charges appliquées 29
3.7 Description des variables de sortie 30
3.8 La modélisation et la simulation 30
3.9 Conclusion 31
CHAPITRE 4 : ANALYSE ET DISCUSSIONS DES RESULTATS 32
4.1 Introduction 32
4.2 Résultats de la liaison avec encastrement aux pieds des poteaux 32
4.2.1 Résultats pour les poteaux 32
4.2.2 Résultats pour la ferme de la charpente 39
4.3 Résultats de la liaison avec articulation aux pieds des poteaux 43
4.3.1 Résultats pour les poteaux 43
4.3.2 Résultats pour la ferme charpente 49
4.4 Discussion des résultats 53
4.5 Synthèse des résultats 60

4.6 Conclusion 64

Conclusion générale 65

Recommandations 66

Références bibliographiques 67

Annexe 1: Coefficient de réduction des pressions dynamiques 69

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Valeur de Ks 7
Tableau 2 : Valeur de Kr 7
Tableau 3 : Pression dynamique maximale à considérer au Burundi 8
Tableau 4 : Coefficient de majoration dynamique 11
Tableau 5 : Valeurs des déplacements dans les poteaux suivant l'axe x 33
Tableau 6 : Valeurs du flambement dans les poteaux suivant fz 35
Tableau 7 : Valeurs de l'effort normal dans les poteaux 37
Tableau 8 : Valeurs des déplacements dans la ferme suivant l'axe z 39
Tableau 9 : Valeurs de l'effort normal dans la ferme de la charpente 41
Tableau 10 : Valeurs des déplacements dans les poteaux suivant l'axe x 43
Tableau 11 : Valeurs du flambement dans les poteaux suivant fz 45
Tableau 12 : Valeurs de l'effort normal dans les poteaux 47
Tableau 13 : Valeurs des déplacements pour la ferme de charpente suivant l'axe z 49
Tableau 14 : Valeurs de l'effort normal pour la ferme de charpente 51

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Schémas illustrant les dimensions du modèle d'étude 3
Figure 2 : Image illustrant les tribunes des stades Ku Gasaka de Ngozi en (a) et Umuco de Muyinga en (b) 3
Figure 3 : L'action d'ensemble 10
Figure 4 : Répartition de la pression du vent sur la toiture 12
Figure 5 : Pression du côté exposé au vent 13
Figure 6: Succion du côté sous le vent 13
Figure 7 : Représentation des forces de succion sur un bâtiment 14
Figure 8 : Charpentes des structures détruites par le vent en (a) et (b) : Envolement et endommagement de la toiture de la tribune du stade de basketball à Gitega) 15
Figure 9 : Défaillance des poteaux par le vent 15
Figure 10 : Pied de poteau encastré 17
Figure 11 : Pied de poteau articulé 17
Figure 12: Schémas illustrant le modèle de la pente de 5° en 3D 22
Figure 13: Schémas illustrant le modèle de la pente de 5° en 2D 22
Figure 14 : Schémas illustrant le modèle de la pente d'inclination de 10° en 3D 23
Figure 15 : Schémas du modèle de la pente d'inclinaison de 10° en 2D 23
Figure 16: Schémas illustrant le modèle de la pente d'inclinaison de 15° en 3D 24
Figure 17 : Schémas du modèle de la pente d'inclinaison de 15° en 2D 24
Figure 18 : Schémas illustrant la section HEA 27
Figure 19 : Schémas illustrant les sections de poteau circulaire et rectangulaire 27
Figure 20 : Image illustrant la liaison encastrée 28
Figure 21:Image illustrant la liaison articulée 29
Figure 22 : Image illustrant le sens de la charge ascendante appliquée à la structure 30
Figure 23 : Variation des déplacements dans les poteaux suivant l'axe x sous les charges de 0,1 ;2 et 3 KN/m^2 34
Figure 24 : Schémas de déformation des déplacements des poteaux 34
Figure 25 : Variation du flambement dans les poteaux suivant fz sous les charges de 0,1 ; 2 et 3 KN/m^2 36
Figure 26 : Schémas de déformation du flambement des poteaux 36
Figure 27 : Variation de l'effort normal dans les poteaux sous les charges de 0,1 ;2 et 3 KN/m^2 38

Figure 28 : Schémas de l'épure de l'effort normal dans les poteaux 38
Figure 29: Variation de déplacement dans la ferme suivant l'axe z sous les charges de 0,1 ;2 et 3 KN/m^2 40
Figure 30 : Schémas de déformation des déplacements de la ferme de la charpente suivant l'axe z 40
Figure 31 : Variation de l'effort normal dans la ferme sous les charges de 0,1 ;2 et 3 KN/m^2 42
Figure 32 : Schémas de l'épure de l'effort normal dans la ferme de la charpente 42
Figure 33 : Variation des déplacements dans les poteaux suivant l'axe x sous les charges de 0,1 ;2 et 3 KN/m^2 44
Figure 34 : Schémas de déformation des déplacements des poteaux 44
Figure 35 : Variation du flambement dans les poteaux sous les charges de 0,1 ;2 et 3 KN/m^2 46
Figure 36 : schémas de déformation du flambement des poteaux 46
Figure 37 : Variation de l'effort normal dans les poteaux sous les charges de 0,1 ;2 et 3 KN/m^2 48
Figure 38: L'épure de l'effort normal dans les poteaux 48
Figure 39 : Variation de déplacement dans la ferme de charpente suivant l'axe z sous les charges de 0,1 ;2 et 3 KN/m^2 50
Figure 40 : Schémas de déformation des déplacements de la ferme de la charpente suivant x. 50
Figure 41 : Variation de l'effort normal dans la ferme de charpente sous les charges de 0,1 ; 2 et 3 KN/m^2 52
Figure 42 : Schémas de l'épure de l'effort normal dans la ferme de charpente 52
Figure 43 : Représentation de la variation des facteurs étudiés : la pente d'inclinaison en (a), la charge ascendante en (b) et la section de poteau en (c) 54
Figure 44 : Représentation de la variation des facteurs étudiés : la pente d'inclinaison en (a), la charge ascendante en (b) et la section de poteau en (c) en fonction du quatrième facteur qui est la nature de liaison entre poteau et fondation pour le déplacement des poteaux suivant x. 55
Figure 45 : Représentation de la variation des facteurs étudiés : la pente d'inclinaison en (a), la charge ascendante en (b) et la section de poteau en (c) en fonction du quatrième facteur qui est la nature de liaison entre poteau et fondation pour le flambement des poteaux. 56
Figure 46 : Représentation de la variation des facteurs étudiés : la pente d'inclinaison en (a), la charge ascendante en (b) et la section de poteau en (c) en fonction du quatrième facteur qui est la nature de liaison entre poteau et fondation pour l'effort normal dans les poteaux. 57

Figure 47: Représentation de la variation des facteurs étudiés : la pente d'inclinaison en (a), la charge ascendante en (b) et la section de poteau en (c) en fonction du quatrième facteur qui est la nature de liaison entre poteau et fondation pour le déplacement de la ferme suivant z.. 58
Figure 48 : Représentation de la variation des facteurs étudiés : la pente d'inclinaison en (a), la charge ascendante en (b) et la section de poteau en (c) en fonction du quatrième facteur qui est la nature de liaison entre poteau et fondation pour l'effort normal dans la ferme de la charpente. 59
Figure 49 : Représentation de la variation des déplacements au niveau des têtes des poteaux en fonction de la nature de liaison entre poteau-fondation 60
Figure 50 : Représentation de la variation du flambement dans les poteaux en fonction de la nature de liaison entre poteau-fondation 61
Figure 51 : Représentation de la variation de l'effort normal dans les poteaux en fonction de la nature de liaison entre poteau-fondation 62
Figure 52 : Représentation de la variation des déplacements de la ferme de charpente suivant l'axe z en fonction de la nature de liaison entre poteau-fondation..... 63
Figure 53 : Représentation de la variation de l'effort normal de la ferme de charpente en fonction de la nature de liaison entre poteau-fondation. 64

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

ELU : Etat Limite Ultime

ELS : Etat Limite de Service

NV 65 : Règles définissant les effets de la neige et du vent

ks : Coefficient de région ou zone

km : Coefficient de site

δ : Coefficient de réduction

μ : coefficient de perméabilité

C_r : coefficient de pression résultante

Ce : coefficient de pression extérieure

Ci : coefficient de pression intérieure

q_h : pression dynamique agissant à la hauteur h

q_{10} : pression dynamique de base agissant à une hauteur de 10m

AVANT PROPOS

L'action du vent sur les structures de Génie civil varie en fonction de la nature des matériaux constituants les éléments du bâtiment, de la forme architecturale et de la grandeur de la force du vent. Ce travail de fin d'étude intitulé "**ETUDE DU COMPORTEMENT DES STRUCTURES METALLIQUES OUVERTES SOUS L'ACTION DU VENT : Cas des tribunes de stade et de la salle de réception**" permettra de classer les facteurs à prendre en considération lors du projet de construction afin d'assurer la stabilité et la durabilité de ces structures et garantir la sécurité des utilisateurs pendant et après le passage du vent.

Pour atteindre l'objectif de ce travail, ce mémoire s'articule sur les étapes suivantes :

- Identification des facteurs intervenant dans l'étude
- Evaluation de la force (composante) du vent s'appliquant sur les structures
- Modélisation et simulation des différents facteurs mis en jeu
- Analyse et discussion des résultats trouvés.

La modélisation est faite avec un modèle ouvert de 60m de long, 12m de large et 6m de haut. La section des poteaux est de type HEA, section rectangulaire et section circulaire, de nuance 235 MPa supportant une charpente métallique inclinée aux angles de 5°,10° et de 15° le tout soumis aux charges ascendantes de 0KN/m^2 ,1KN/m^2, 2KN/m^2 et 3KN/m^2 dans le mode d'assemblage articulé et encastré aux pieds de poteaux. Cette modélisation est faite à l'aide du logiciel de conception et de dimensionnement des structures, basé sur la méthode des éléments finis, appelé LIRA-SAPR 2016.

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION GENERALE

1.1 Introduction

Le passage du vent peut occasionner des dommages sur tous les éléments qu'il rencontre sur son chemin et peut même porter atteinte à la vie et la santé des êtres humains et des animaux.
Sur les constructions comme les bâtiments, le vent endommage le plus souvent les toits, leur ossature et les assemblages entre le toit et la structure porteuse. Pour mieux protéger ces structures contre les effets du vent, il est important de faire en sorte qu'elles puissent bien transmettre les charges de façon continue. Pour ce faire, leurs grands systèmes structuraux dont le toit, les poutres et les poteaux doivent être bien reliés entre eux et l'ossature du bâtiment doit être fermement liée aux fondations. Ainsi les charges de soulèvement dues au vent seront transmises au sol via les fondations.
C'est dans ce cadre que notre travail de fin d'étude du cycle de master en Génie Civil, Aménagement et Maitrise des Projets porte sur l'étude du comportement des structures métalliques ouvertes sous l'action du vent.
Afin d'arriver aux objectifs assignés à cette étude, une revue de la littérature sur les théories de la construction métallique et sur l'action du vent sur ces structures sont présentées au premier et second chapitre.
La démarche méthodologique qui parle de la manière dont nous avons procédé étapes par étapes pour arriver aux objectifs assignés à cette étude se trouve au troisième chapitre de même que l'outil informatique qui est le logiciel Lira Sapr 2016 utilisé dans la modélisation et la simulation des facteurs étudiées pour voir le comportement de chaque cas.
Le dernier chapitre décrit l'analyse et la discussion des résultats obtenus ; la conclusion et les recommandations sont abordées au même chapitre.

1.2 Présentation et délimitation du sujet

La construction métallique est un secteur très vaste, qui intervient dans plusieurs points dans le domaine du bâtiment dont la construction des éléments porteurs (poteau, poutre), la charpente, la protection (les gardes fous), l'huisserie(porte et fenêtre), les meubles, …Les structures métalliques ouvertes comme les salles de réceptions, les tribunes des stades, les garages pour voitures, les hangars de stockage font partis de structures métalliques qui sont souvent détruites par le vent suite à leur forme architecturale qui les rendent vulnérables à cause de leur grande perméabilité.

1.3 Problématique

Le Burundi fait face aux problèmes causés par le vent sur les constructions métalliques de type ouvertes, bâtiments utilisés pour la plupart des cas dans les espaces publics de grand rassemblement comme les tribunes des stades et les salles de réception pour différentes cérémonies festives. Ceci est due à l'air sous pression à l'intérieur du bâtiment qui se conjugue à la puissance du vent qui tire de l'extérieur pour arracher le toit d'où le phénomène d'endommagement et de soulèvement des toitures des structures métalliques ouvertes.

1.4 Objectifs

L'objectif principal de ce travail est la contribution à la stabilité des structures métalliques ouvertes pour réduire et résoudre le phénomène d'endommagement et de soulèvement des toitures de ces constructions.

Les objectifs spécifiques pour ce travail sont :

- Identifier les structures métalliques ouvertes
- Identifier l'impact des sections des poteaux ;
- Déterminer la nature et l'impact de la liaison des éléments (poteau et fondation) ;
- Évaluer l'impact de l'inclinaison de la pente de la toiture
- Déterminer l'impact des charges sur une construction métallique ouvertes

1.5 Modèle d'étude

Le modèle d'étude est un bâtiment à ossature métallique, avec une toiture à charpente métallique mono pente, deux petites faces ouvertes et une longue face ouverte au vent. Il est étudié sous plusieurs variables dont le type de section des poteaux, la nature de liaison entre les pieds de poteaux et les fondations, la pente du versant de la toiture et les charges qui s'y appliquent pour évaluer les déformations et la variation des efforts internes dans les poteaux et la ferme de la charpente.

Les dimensions du modèle (Fig.1) sont :

- La longueur : 60m
- La largeur : 12m
- La hauteur totale : 6m du poteau et 0.5m de la ferme

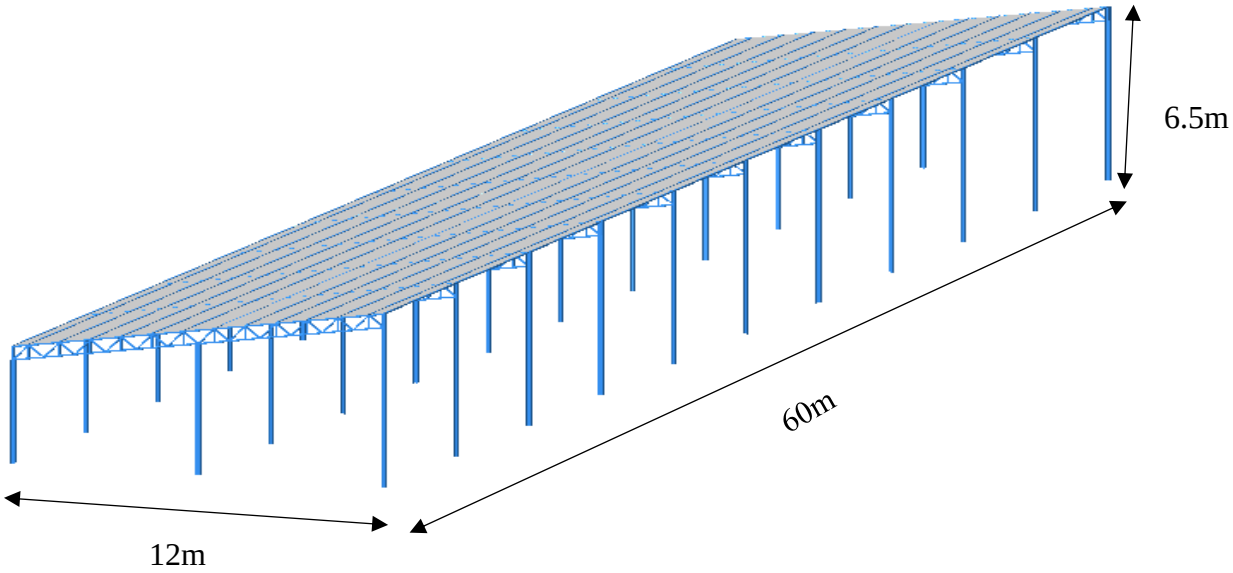


Figure 1 : Schémas illustrant les dimensions du modèle d'étude

Ces dimensions sont prises par référence de la visite sur terrain effectuée là où on trouve les structures métalliques ouvertes, dans les endroits de grand rassemblement public comme au stade de Kugasaka de Ngozi et le stade Umuco de Muyinga comme le montre la figure 2.



(a) (b)

Figure 2 : Image illustrant les tribunes des stades Ku Gasaka de Ngozi en (a) et Umuco de Muyinga en (b)

Parmi les ouvrages de la construction métallique, ces structures subissent des déformations induites par le vent à cause de leur forme architecturale, qui présente des grandes surfaces ouvertes au vent.

CHAPITRE 2 : REVUE DE LA LITTERATURE

2.1 Introduction

La revue de la littérature est tirée des ouvrages spéciaux des différents auteurs, des articles en rapport avec le sujet, et des recherches sur différents sites internet portant sur la construction métallique et sur l'action du vent sur les structures métalliques.

Les principales parties développées au niveau de ce chapitre sont :

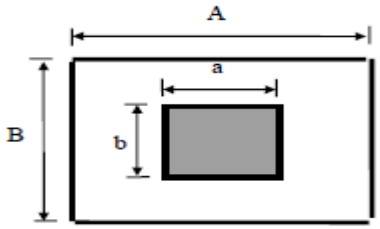
- Structures métalliques ouvertes
- Composante ascendante du vent
- Pression du vent sur les différentes parties du bâtiment
- Comportement des éléments des structures métalliques face au vent
- Impact des assemblages sur la stabilité des structures métalliques
- Impact des pentes dans la construction des charpentes

2.2 Les Structures métalliques ouvertes

Les structures métalliques ouvertes sont des bâtiments couverts au-dessus par une toiture, et dont au moins un, deux ou plus de côtés est totalement ouvert. Ils peuvent être utilisés comme salle de réception et tribune dans les stades ou autres.

Perméabilité des parois

La perméabilité c'est le pourcentage des surfaces des ouvertures dans la surface totale des parois. Elle est désignée par μ en pourcentage.



$$\mu\% = \frac{a \times b}{A \times B} \times 100 \qquad (1)$$

Avec :

μ : la perméabilité en %

a et b : dimension de la paroi ouverte

A et B : dimension de la paroi totale

Pour une construction fermée, la valeur de la perméabilité est inférieure ou égale à 5 % :

$\mu \leq 5\ \%$

Pour une construction partiellement ouverte, la perméabilité est comprise entre 5 et 35 :

$5\ \% \leq \mu \leq 35\ \%$

Pour une construction ouverte la perméabilité est supérieure ou égale à 35 % : $\mu \geq 5\ \%$ [1].

Ces structures sont souvent les plus endommagées lors d'un épisode de grands vents. Les colonnes qui soutiennent les toits de ces structures offrent généralement un appui adéquat, mais peu de résistance au soulèvement. Dans une violente tempête, les forces exercées sur la toiture peuvent être beaucoup plus grandes que celles que les colonnes sont censées supporter. Il est donc important de s'assurer que les raccords entre le toit et les colonnes sont suffisamment robustes pour résister à de telles forces, tout en empêchant le toit de se soulever [10].

2.3 La composante ascendante du vent

Le vent qui agit sur une structure, engendre une déformée, éventuellement un arrachement d'éléments, disfonctionnement des liaisons, instabilités des éléments de la structure. C'est la manifestation visible des effets qu'il provoque sur les différentes parois qu'il rencontre. Les effets du vent se traduisent par une pression surfacique sur les parois verticales et sur la toiture, et dépend essentiellement de la vitesse du vent [1].

Toutefois il est indispensable d'étudier la stabilité du bâtiment vis-à-vis des directions du vent suivant :

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

Le vent exerce des actions statiques et des actions dynamiques sur les différentes parois du bâtiment [1].

L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ces éléments dépend des caractéristiques suivantes :

- La vitesse du vent (dépend de la hauteur du bâtiment)
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble
- La configuration du terrain ou la nature du site
- La position de l'ouvrage dans l'espace (constructions reposantes sur le sol ou éloignées du sol)

- La perméabilité des parois (pourcentage de surface des ouvertures dans la surface totale de la paroi)

C'est généralement la toiture de la maison qui subit le gros des dommages lorsque survient une tornade. Les forts vents produisent un courant ascendant lorsqu'ils se divisent pour contourner une structure. Le courant d'air qui suit le parcours le plus long (généralement le toit) s'accélère pour rejoindre le courant qui suit le parcours le plus court (en général autour des murs). En vertu du principe de Bernoulli, l'accélération du courant d'air le long de la toiture crée une dépression, ce qui produit un soulèvement. La force ainsi créée fait en sorte que le toit réagit un peu comme une aile d'avion et tente de se détacher du reste du bâtiment [10].

2.3.1 La pression du vent

La pression statique de calcul du vent est donnée par la formule suivante :

$$P = q_h * k_m * \delta * C_r \quad (2)$$

Où :

P : Pression statique du vent en [daN/m^2]

Km est un coefficient de masque. Il dépend de l'emplacement de l'ouvrage par rapport aux autres, un ouvrage peut être partiellement ou totalement masqué par d'autres constructions. (Km = 1)

δ c'est le coefficient de réduction. Il est fonction de la plus grande dimension horizontale ou verticale de la surface offerte au vent offerte à l'élément considéré dans les calculs. Il varie de 0.7 à 1.

C_r: coefficient de pression résultante

C_r = ce-ci

ce : coefficient de pression extérieure

ci : coefficient de pression intérieure

q_h est la pression dynamique agissant à la hauteur h

$$q_h = (46 + 0.7h)krks \quad (3)$$

h : hauteur du point considéré

ks : Coefficient de site

kr : coefficient de zone

La pression dynamique de base q_o est fixée par les normes selon la nature du site et on distingue 3 catégories de site :

1. Site protégé : c'est un site comme fond de cuvette bordé de collines sur tout son pourtour et protégé ainsi pour toutes directions du vent.
2. Site normal : c'est dans les plaines, ou plateaux de grande étendue pouvant présenter des dénivellations peu importantes, de pente inférieure à 10 %.
3. Site exposé : ce site se trouve souvent au voisinage de la mer, le littoral en générale, le sommet de falaise, les îles ou presqu'îles et les vallées étroites où le vent s'engouffre. [1], [3]

Ces tableaux sont tirés du livre NV65, ils montrent les valeurs de Ks et Kr représentées dans le tableau 1 et 2.

Tableau 1 : Valeur de Ks

Ks	Region 1	Region 2	Region 3	Region 4	Region 5
Site protégé	0.8	0.2	0.8	0.80	-
Site normal	1.0	1.0	1.0	1.00	1.00
Site exposé	1.35	1.30	1.25	1.20	1.20

Le tableau 2 montre le coefficient de site Kr qui permet de tenir compte des conditions relatives au lieu d'implantation du bâtiment.

Tableau 2 : Valeur de Kr

Kr	Pression normal	Pression extreme
Region 1	1.00	1.75
Region 2	1.20	2.10
Region 3	1.50	2.63
Region 4	1.80	3.15
Region 5	2.40	4.20

Définition des différentes régions

Région 1 : Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer ; lacs et plans d'eau parcourus par le vent sur une distance d'au moins 5km

Région 2 : rase campagne avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments, etc.) séparés les uns des autres de plus de 40 fois leur hauteur

Région 3 : campagne avec haies ; vignobles ; bocage ; habitat dispersé

Région 4 : zones urbanisées ou industrielles ; bocage dense ; vergers

Région 5 : zones urbaines dont moins 15% de la surface sont recouverts de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15m ; forêts [20].

La pression dynamique maximale à considérer au Burundi est donnée par le tableau suivant (Tab 3.).

Tableau 3 : Pression dynamique maximale à considérer au Burundi

Hauteur au-dessus du sol (en m)	Vent maximal normal		Vent maximal exceptionnel	
	Vitesse $(v_{max})_n$ en m/s	Pression dynamique de référence $(q_{max})_n$ en kgf/m²	Vitesse $(v_{max})_{exc}$ en m/s	Pression dynamique de référence $(q_{max})_{exc}$ en kgf/m²
0 à 10	26,83	45	37,95	90
15	29,66	55	41,95	110
20	32,24	65	45,61	130
25	34,64	75	48,99	150
50	35,78	80	50,60	160
75	36,88	85	52,15	170
100	37,95	90	53,66	180
125	38,99	95	55,14	190
150	40,00	100	56,57	200
175	40,99	105	57,97	210
200	41,95	110	59,33	220
225	42,90	115	60,66	230
250	43,82	120	61,97	240
275	44,72	125	63,25	250
300	44,72	125	63,25	250

N.B. : Pour les hauteurs comprises entre deux valeurs reprises au tableau, on adopte la vitesse et la pression dynamique correspondant à la plus grande des deux valeurs. On rappelle ici que la pression dynamique est un terme de comparaison qui ne peut être pris tel qu'il est et qui doit être affecté des coefficients aérodynamiques de pression (intérieur ou extérieur) suivant les cas [19].

2.3.2 Action extérieure et intérieure du vent

Quelle que soit la construction, la face extérieure de ses parois est soumise à :

- des pressions si cette face est « au vent »
- des succions si cette face est « sous le vent »

Les actions extérieures sont caractérisées par un coefficient $\boldsymbol{Ce}$

Dans les constructions fermées, ouvertes ou partiellement ouvertes, les volumes intérieurs compris entre les parois d'une construction donnée peuvent être dans un état de surpression ou dépression, suivant l'orientation des différents types des ouvertures des constructions (fermées, ouvertes ou partiellement ouvertes), par rapport au vent. Il en résulte sur les faces intérieures des actions dites actions intérieures.

Les actions intérieures sont caractérisées par un coefficient $\boldsymbol{Ci}$. [1]

N.B. : $-1 < (\boldsymbol{Ce}\ ou\ \boldsymbol{Ci}) < 0$ en cas de dépression.

$0 < (\boldsymbol{Ce}\ ou\ \boldsymbol{Ci}) < +1$ en cas de surpression.

Détermination des coefficients de pression interne et externe

a) Constructions fermées

Ci=0

Ce=+0,8(facade au vent)

Ce=-0,7(facade parallele au vent)

Ce=-0,5(facade sous le vent)

b) **Constructions ouvertes**

Ci=±0,3

Ce=±0,3 (facade au vent)

Ce=±0,3(facade parallele au vent)

Ce=±0,3 (facade sous le vent)

c) **Constructions avec une face au vent ouvert**

Ci=+0,8

Ce=0 (facade au vent)

Ce=-0,7(facade parallele au vent)

Ce=-0,5(facade sous le vent)

d) **Constructions avec une face sous le vent ouverte**

Ci=-0,5

Ce=+0,8(facade au vent)

Ce=-0,7(facade parallele au vent)

Ce=0(facade sous le vent)

e) **Constructions avec une face parallèle au vent ouverte**

Ci=-0,5

Ce=+0,8(facade au vent)

Ce=-0,7(facade parallele au vent)

Ce=-0,5(facade sous le vent)

f) **Constructions avec un versant au vent ouvert**

Ci=+0,18

Ce=+0,8(facade au vent)

Ce=-0,7(facade parallele au vent)

Ce=-0,5(facade sous le vent)

g) Constructions avec un versant sous le vent ouvert

Ci=-0,5

Ce=+0,8(facade au vent)

Ce=-0,7(facade parallele au vent)

Ce=-0,5(facade sous le vent) [19]

2.3.3 Action d'ensemble

L'action d'ensemble permet de calculer les éléments principaux assurant la stabilité de l'ouvrage. L'action d'ensemble souffrant dans une direction sur une construction est la résultante géométrique de toutes les actions agissant sur différentes parois (Fig.3) [1].

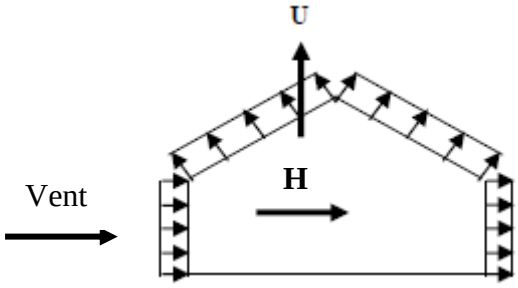


Figure 3 : L'action d'ensemble

L'action d'ensemble est constituée de deux composantes :

1) La composante de trainée (H) : elle agit suivant la direction horizontale du vent et produit un effet de traînement et de renversement.
2) La composante de portance (U) : elle agit suivant une direction verticale ascendante produisant un effet de soulèvement et éventuellement de renversement [1]

$$\mathrm{H} = \sum ce * S * \delta * \beta * qh \quad (4)$$

$$\mathrm{U} = \sum (ce - ci) * S * \delta * qh \quad (5)$$

Si le vent est perpendiculaire au grand côté, on a le cas le plus défavorable où :
S est la surface projetée de la paroi considérée perpendiculaire à la direction du vent

δ est le coefficient de réduction donné en fonction de la plus grande dimension (horizontale ou verticale) de la surface offerte au vent revenant à chaque élément et ses valeurs sont montrés dans l'annexe 1.

β est le coefficient de majoration dynamique

L'action d'ensemble calculée doit être affectée dans certains cas par un coefficient de majoration β ,au moins égal à l'unité, donnée en fonction de la période T, en seconde, du mode fondamental d'oscillation de l'ouvrage, pour tenir compte de l'effet produit par une succession de rafales de vent. Ces valeurs sont représentées au sein du tableau 4.

Tableau 4 : Coefficient de majoration dynamique

Ossature	Pression normale	Pression extrême
Béton armé	$\beta = 0.7 + 0.3\sqrt{T}$ Sans excéder 1.27	$\beta = 0.85(0.7 + 0.3\sqrt{T})$ Sans excéder 1.08
Acier	$\beta = 0.5 + 0.5\sqrt{T}$ Sans excéder 1.47	$\beta = 0.85(0.5 + 0.5\sqrt{T})$ Sans excéder 1.25

Où :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{p}{g}.\frac{h^3}{3EI}} \quad (6)$$

T : période propre en seconde du mode fondamental d'oscillation de la structure donnée dans les règles N.V 65

Avec :

P : poids de la construction revenant au poteau intermédiaire en daN

g : 9.81m/s² accélération de la pesanteur

h : hauteur du poteau en m

I : moment d'inertie du poteau en cm^4

E: module de Young

La composante U diminue en général la stabilité au renversement car elle réduit l'action du poids. Elle peut produire un effet de renversement lorsqu'elle n'est pas appliquée au centre de gravité de la construction, elle est alors équivalente à une force appliquée au centre de gravité, plus un couple [1].

2.4 Pressions du vent sur les différentes parties des bâtiments

a) Toitures

Les effets les plus frappants de l'action du vent sur les toits consistent dans les dommages causés par des vents extrêmement violents.

Leur étude permet de tirer trois enseignements :

1. Il arrive souvent que des toits entiers soient soulevés et arrachés d'un bâtiment ; le vent doit donc exercer sur les toits de puissants efforts de soulèvement plutôt que des pressions.

2. Les dommages sont souvent concentrés sur de petites sections voisines des angles et des faîtes (Fig.4). Les forces exercées par le vent ne sont donc pas uniformément réparties, mais présentent des valeurs extrêmes dans certaines zones.

3. Les dommages sont parfois limités au revêtement externe du toit (bardeaux ou multicouche) et n'affectent pas la totalité de l'assemblage qui constitue la toiture. Il doit donc exister une différence de pression entre les deux faces du revêtement d'étanchéité du toit plutôt que de part et d'autre de l'ensemble de la toiture.

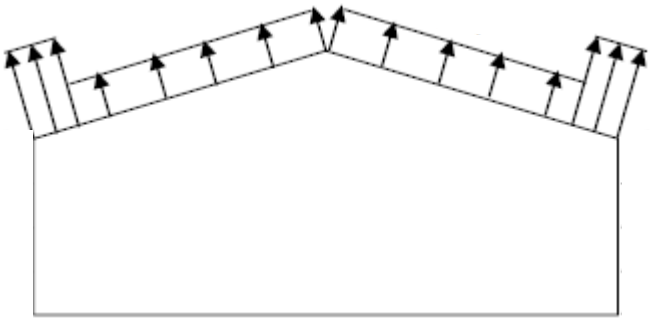


Figure 4 : Répartition de la pression du vent sur la toiture

a) Parois

Pression du côté exposé au vent

La paroi du bâtiment exposée frontalement au vent subit généralement une pression (Fig. 5).

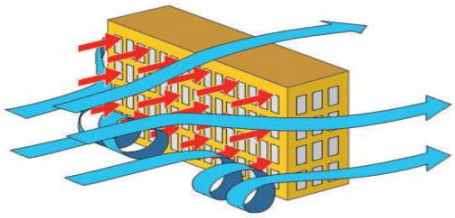


Figure 5 : Pression du côté exposé au vent

Succion du côté sous le vent

La paroi du bâtiment située sous le vent et les parois latérales parallèles à la direction du vent subissent généralement une succion. Dans l'exemple ci-dessous à la figure 6, le toit plat subit également une succion [4].

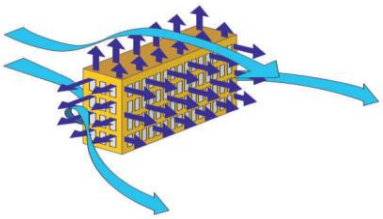


Figure 6: Succion du côté sous le vent

La succion joue un rôle crucial

Ce sont principalement les forces de succion qui causent des dommages aux toitures et aux façades. Lorsque des forces de succion et de pression s'exercent simultanément sur le même élément d'un bâtiment (avant-toit, paroi avec des fenêtres ouvertes, revêtement de façade, etc.) et agissent selon la même direction, le vent déploie sa force maximale.

Les forces de succion sont les plus élevées aux arêtes des bâtiments.

La succion est la plus forte aux angles d'un bâtiment exposé au vent et au bord du toit (Fig.7) exposé au vent car les tourbillons y décollent du bâtiment en générant une dépression [4].

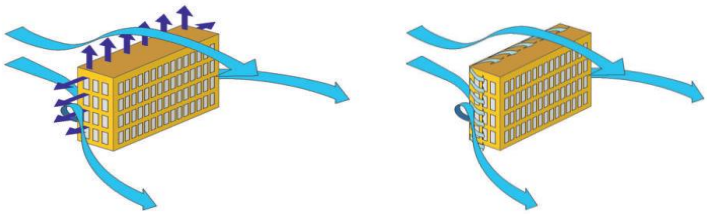


Figure 7 : Représentation des forces de succion sur un bâtiment

Lorsqu'une surface est soumise à une succion due au vent, celle-ci est maximale à la périphérie et aux angles de cette surface. Ces secteurs doivent donc être particulièrement bien fixés pour résister aux forces de succion [4].

2.5 Le comportement des éléments de l'ossature métallique sous les effets du vent

Les effets les plus frappants de l'action du vent sur les structures consistent dans les dommages causés par des vents extrêmement violents.

a) Les toits

Il arrive souvent que des toits entiers soient soulevés et arrachés d'un bâtiment ; le vent donc exerce sur les toits de puissants efforts de soulèvement plutôt que des pressions.

Les dommages sont souvent concentrés sur de petites sections voisines des angles et des faîtes. Les forces exercées par le vent ne sont donc pas uniformément réparties, mais présentent des valeurs extrêmes dans certaines zones.

Les pressions positives du vent, c'est-à-dire les forces exercées sur le toit et dirigées vers le bas, ne causent pas de grands dommages. Ce sont principalement les forces de succion qui causent des dommages aux toitures et aux façades.

La pression exercée par le vent sur une toiture est influencée par :

- L'environnement et la hauteur du faîte,
- La forme et la pente de la toiture,
- L'orientation des versants

La figure 8 montre le toit du stade de basketball à Gitega qui a été endommagé par le vent.



(a) (b)

Figure 8 : Charpentes des structures détruites par le vent en (a) et (b) : Envolement et endommagement de la toiture de la tribune du stade de basketball à Gitega)

La défaillance structurale du toit est parfois suivie de l'effondrement des murs et la simple défaillance entraîne la chute de débris sur les bâtiments adjacents. Des défauts de construction courants, comme l'installation d'un nombre insuffisant de dispositifs de fixation sur les supports de couverture ou la mauvaise fixation des dispositifs aux fermes, peuvent entraîner l'arrachement des supports de couverture en cas de vents extrêmes.

a) Les poteaux

Les éléments verticaux qui font partie d'une ossature de bâtiment sont soumis à des charges axiales et des moments de flexion. Ces forces se développent en raison de charges externes parmi lesquels les charges de vent font partie. Les poteaux présentent alors des déformations de flambement qui peuvent entrainer l'instabilité de l'ouvrage (Fig. 9) [8].



Figure 9 : Défaillance des poteaux par le vent

2.6 L'impact des assemblages sur la stabilité des structures métalliques

En construction métallique, où les ossatures s'organisent en squelettes, la conception des assemblages est importante. L'élaboration d'un assemblage doit prendre en compte des trois fonctions suivantes :

- Transmettre les efforts entre les différents éléments structuraux,
- Correspondre au type de liaison voulue (encastrement, articulation, simple)
- Assurer l'esthétique de l'ouvrage.

De plus, le choix d'un type d'assemblage doit être en accord avec les sections des profilés composant la structure. L'interaction ossature-assemblage ne pouvant être négligée, la conception des assemblages doit être intégrée dans les phases préliminaires de l'élaboration du projet [12].

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces. Les principaux modes d'assemblage sont :

- Le soudage
- Le boulonnage
- Le rivetage
- Le collage

Ceux modes correspondent à deux types de fonctionnement distincts :

- Obstacle : c'est le cas des boulons ordinaires, non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement
- Et /ou adhérence : la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR

Il en résulte un fonctionnement mixte qui correspond au cas du rivetage.

Les assemblages constituent des zones particulières plus fragiles que les zones courantes des pièces, car les sections sont réduites du fait des perçages ou la nature de l'acier affaiblie par la chauffe du soudage. Les assemblages sont soumis à des sollicitations qui peuvent s'inverser et les contraintes peuvent changer de sens (une poutre de charpente peut fléchir dans le sens positif sous charge de neige et dans le sens négatif sous soulèvement par le vent) [11], [12].

Les liaisons assurées par les assemblages sont théoriquement de trois types :

- Liaison appui simple
- Liaison rotule (appui double)
- Liaison encastrement

Les liaisons articulées et encastrées sont celles qui sont considérées dans notre étude (Fig. 10 et 11).

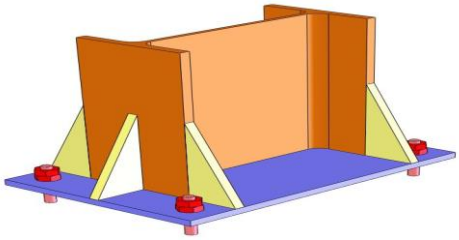


Figure 10 : Pied de poteau encastré

Un platine est soudé en pied de poteau. L'ensemble est fixé au sol par 4 tiges d'ancrage.

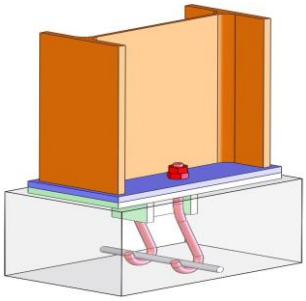


Figure 11 : Pied de poteau articulé

Une platine est scellée dans une dalle de béton (une bêche assure un bon maintien).

Une platine est soudée au pied du poteau. Les deux platines sont liées par deux tiges d'encrage + écrous. Il est à noter que les tiges d'ancrage sont maintenues dans la dalle par une clé d'ancrage (tige horizontale) .Si les dimensions des platines sont < 300 mm, on considère cet assemblage comme une articulation et ce type d'assemblage transmet uniquement les efforts normaux et tranchants [11] [15].

2.7 La défaillance des constructions

Les défaillances structurelles se produisent lorsqu'une structure, ou une partie de la structure, perd sa capacité à supporter une charge. Une fois que la structure perd sa capacité à supporter des charges, elle se fend, se déforme ou même s'effondre complètement.

Il y a plusieurs raisons pour lesquelles une structure peut être défaillante :

- Une mauvaise conception

Environ 40 % à 60 % des défaillances structurelles sont dues à une mauvaise conception. Une mauvaise conception peut être le résultat de l'oubli d'une charge dans le calcul, d'un mauvais choix de matériaux ou du fait que les personnes responsables n'ont pas pris en considération des facteurs et des contraintes.

- Une mauvaise construction

Une mauvaise construction est la deuxième cause la plus fréquente d'une défaillance structurelle. Les erreurs dans la construction peuvent être le résultat de la mauvaise qualité des matériaux utilisés, d'un assemblage mal réalisé soit par négligence, soit par manque d'expérience, ou encore d'une combinaison de ces facteurs.

- Des charges extraordinaires

Des conditions extrêmes peuvent aussi provoquer des défaillances structurelles. Souvent, ces défaillances ne résultent pas d'une mauvaise conception, mais d'événements inattendus qui soumettent les structures à des charges extraordinaires. Ces charges peuvent être d'origine naturelle qui cause plus de dégâts sur les constructions.

- Une défaillance de la fondation

La défaillance de la base d'une structure, ou de sa fondation, est moins courante qu'une mauvaise conception ou qu'une mauvaise construction.

Toutefois, elle peut causer de graves problèmes structurels. Une défaillance de la fondation peut être le résultat d'un terrain instable, d'une mauvaise installation, de fondations trop étroites pour la charge supportée par la structure ou de tremblements de terre [18].

2.8 L'impact des pentes dans la construction métallique

La forme et la pente de la toiture influent pour une grande part dans la répartition des efforts qui s'y exercent. La pente de toiture est un paramètre très sensible dans l'établissement du champ de pression externe. Quelle que soit la pente, les rives restent toujours des zones particulièrement exposées [9].

a) L'angle d'incidence

La direction du vent n'est pas constante ; celui-ci peut être ascendant ou descendant, créant ainsi des dépressions ou des pressions sur la toiture.

L'action statique équivalente du vent est définie comme étant l'action qui, appliquée de manière statique sur la construction et ses éléments, produit les valeurs maximales attendues des déplacements et des efforts induits par l'action réelle du vent [16].

b) Angle critique, pente dans le vent

Pour chaque toit en pente, il y a un certain angle où le coefficient d'aspiration sur la pente dans le vent atteint un maximum numérique. Pour les bâtiments bas, cet angle peut valoir approximativement 5° ; pour les pentes moyennes, telles que le bungalow ordinaire, de 5° à 15°. Pour les bâtiments plus élevés ayant des rapports hauteur-largeur allant jusqu'à 2 :1 l'angle critique peut valoir jusqu'à 25° ou 30° [16].

c) Pente dans le vent

Les effets de la pente et du rapport des dimensions du bâtiment sont bien moins marqués sur les aspirations de la pente dans le vent et de façon générale elles peuvent même être négligées. [16].

2.9 Conclusion

Dans ce chapitre de la revue de la littérature, nous nous sommes focalisés sur le type de construction concernée par l'étude (structures ouvertes) et les facteurs (section de poteau, mode de liaison de pied de poteau avec la fondation, pente d'inclinaison de la toiture et le cas de chargement) qui nous ont permis de mener notre étude. Le type de charge considéré qui est la charge due au vent a été pris dans le cas le plus défavorable qui cause plus de dégâts sur les constructions. Ce cas le plus défavorable parmi les composantes du vent est le cas du vent ascendant qui tend à soulever le toit des constructions comme on l'a observé dernièrement dans la capitale politique du Burundi à Gitega, dans le centre du pays, où les pluies torrentielles accompagnées des vents violents ont pu causer pas mal de dégâts dans la localité dont l'endommagement d'une part et le soulèvement d'autre part de la toiture de la tribune du stade de basketball qui était en cours de finition.

CHAPITRE 3 : DEMARCHE METHODOLOGIQUE

3.1 Introduction

Dans ce chapitre, les différents méthodes et étapes utilisées pour réaliser l'étude sont présentés ici. Les principaux points qu'on va aborder sont :

- Le pré dimensionnement des éléments constituants le modèle
- La description du modèle
- Les caractéristiques des matériaux utilisés
- Les scenarii d'études
- Les variables d'entrée et de sortie
- La modélisation et simulation des différents scenarii

3.2 Le pré dimensionnement

Selon l'Eurocode3,

L'élancement est compris entre ces valeurs :

$$60 < \lambda < 80 \quad (7)$$

Avec λ l'élancement

La longueur de flambement pour un poteau encastré aux deux extrémités est égale à 0.7 fois la longueur initiale.

La longueur de flambement pour un poteau articulé en tête de poteau et encastré en pied de poteau est égale à la longueur initiale.

Pour ce,

$$60 < \frac{lf}{i} < 80 \quad (8)$$

Avec l_f la longueur de flambement

i le rayon de giration

Le rayon de giration est égal à :

$$i = \sqrt{I/A} \quad (9)$$

Avec I : le moment d'inertie

A : la section du poteau

1. Pour la liaison encastrée, $l_f = 0.7l_o$

$$\frac{0.7h}{80} \leq i \leq \frac{0.7h}{60} \quad (10)$$

Avec : h la hauteur du poteau
i le rayon de giration

La hauteur du poteau est de 6m

$0.0525 \leq i \leq 0.07$

$5.25\ cm \leq i \leq 7\ cm$

- Pour les poteaux HEA, nous avons pris iy = 5.73 cm, et nous avons adopté HEA 140
- Pour les poteaux en tube rectangulaire, nous avons pris iy = 5.60 cm, la section de poteau de 150mm×100mm×4 mm
- Pour les poteaux en tube circulaire, nous avons pris i =5.48 cm, la section de poteau de 159mm×4 mm

2. Pour la liaison articulée, $l_f = l_o$

$$\frac{h}{80} \leq i \leq \frac{h}{60} \quad (11)$$

Avec : h la hauteur du poteau
i le rayon de giration

La hauteur du poteau est de 6m

$$\frac{6}{80} \leq i \leq \frac{6}{60}$$

$0.075 \leq i \leq 0.1$

$7.25\ cm \leq i \leq 10\ cm$

- Pour les poteaux HEA, nous avons pris i_y = 9.17cm, HEA 220
- Pour les poteaux en tube rectangulaire, nous avons pris i_y = 8.75 cm, la section de poteau est de 250mm×100mm×5 mm
- Pour les poteaux en tube circulaire, nous avons pris i =9.48cm, la section de poteau est de 273mm×5 mm
- Pour les pannes et les éléments de la ferme, nous avons pris les tubes rectangulaires de 60mm×40mm×2 mm

3.3 Description du modèle d'étude

Le modèle d'étude est une structure ayant les mêmes dimensions de longueur et de largeur ; les poteaux d'avant ont la même hauteur pour garder la même ouverture sur la façade avant ; seule la hauteur des poteaux du milieu et de l'arrière est conditionnée par la pente d'inclinaison de la toiture. Les poteaux sont de section en HEA 140, rectangulaire de 150mm×100mm×4mm et circulaire de 159mm×4mm pour les poteaux encastrés et en HEA 220, rectangulaire 250mm×100mm×5 mm et circulaire 273mm×5mm pour les poteaux articulés. La ferme et les pannes sont de section 60 mm ×40 mm × 2mm.

1. Le modèle de la pente d'inclinaison à 5°

Les figures suivantes (Fig. 12 et 13) montrent les schémas du modèle d'inclinaison de 5° de pente en 2D et en 3D.

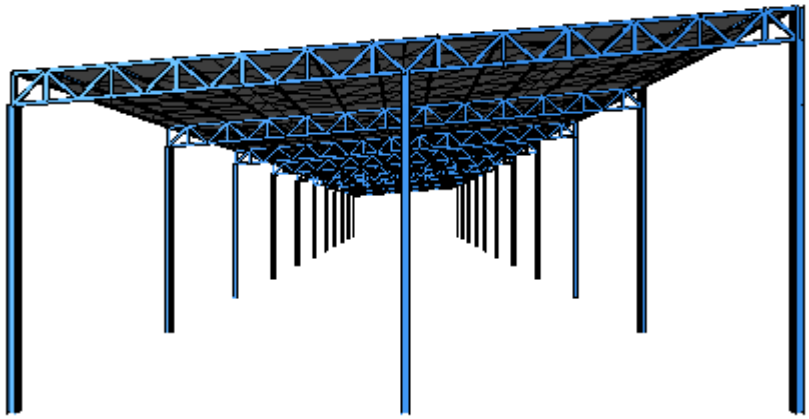


Figure 12: Schémas illustrant le modèle de la pente de 5° en 3D

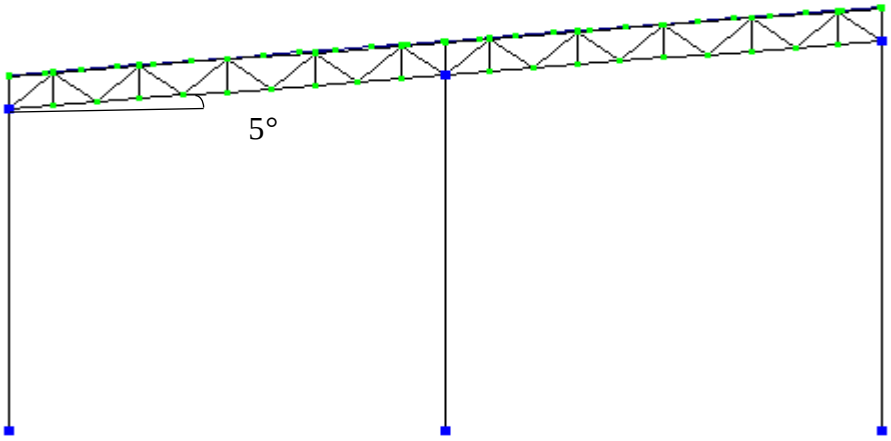


Figure 13: Schémas illustrant le modèle de la pente de 5° en 2D

2. Le modèle de la pente à 10° de pente d'inclinaison

Les figures suivantes (Fig. 14 et 15) montrent les schémas du modèle d'inclinaison de 10° de pente en 2D et en 3D.

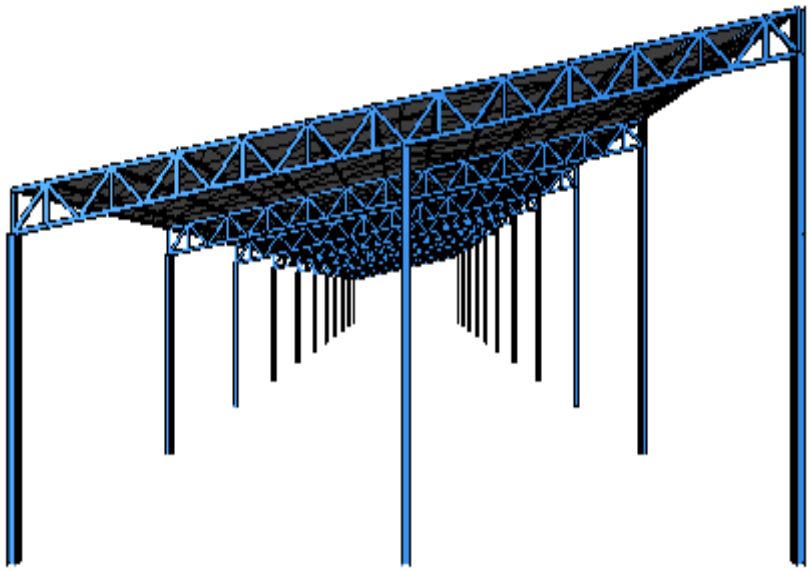


Figure 14 : Schémas illustrant le modèle de la pente d'inclination de 10° en 3D

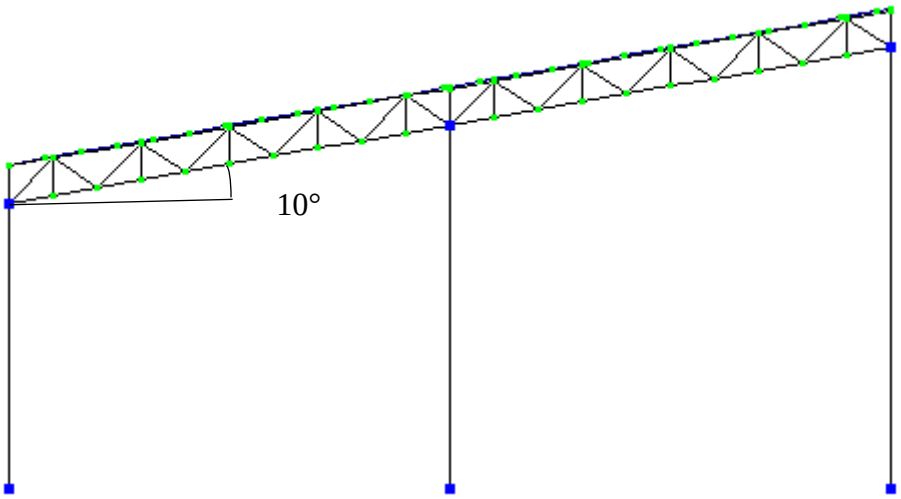


Figure 15 : Schémas du modèle de la pente d'inclinaison de 10° en 2D

3. Le modèle à 15 ° de pente d'inclinaison

Les figures suivantes (Fig. 16 et 17) montrent les schémas du modèle d'inclinaison de 15° de pente en 2D et en 3D.

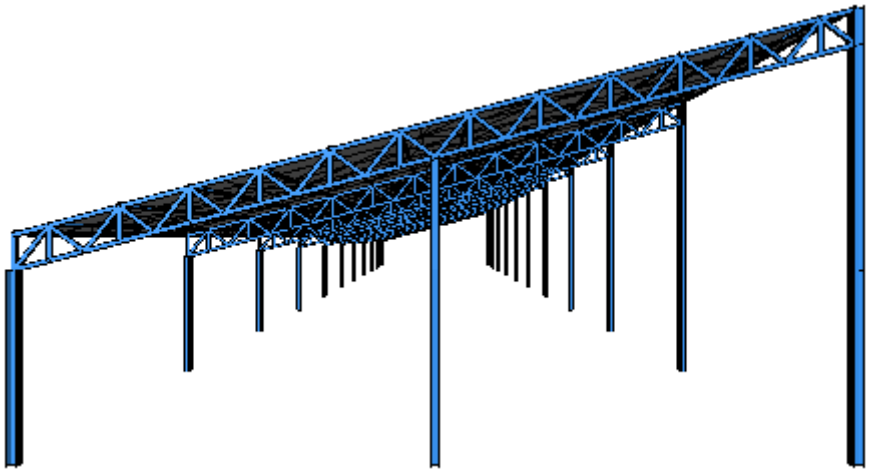


Figure 16: Schémas illustrant le modèle de la pente d'inclinaison de 15° en 3D

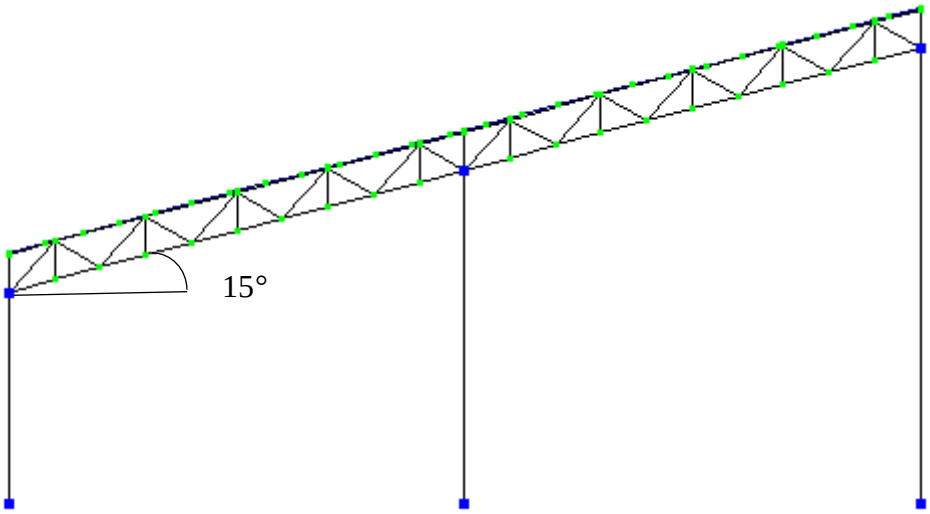


Figure 17 : Schémas du modèle de la pente d'inclinaison de 15° en 2D

3.4 Caractéristiques des matériaux utilisés

Le principal matériau utilisé en construction métallique est l'acier. L'acier est le matériau de prédilection de l'architecture durable, créative et technique. Il cumule de multiples avantages pour la construction neuve, la rénovation ou l'évolution des bâtiments. Avec l'acier, toutes les formes, toutes les dimensions sont permises. Les constructions aciers sont modulables, libèrent de vastes espaces sans poteaux intermédiaires, faciles à entretenir et à réhabiliter et sont évolutives.

Les propriétés de l'acier

L'acier possède de très bonnes capacités de résistance lorsqu'il est soumis à la traction. En effet, les valeurs de la limite d'élasticité et de la résistance à la traction de ce matériau sont très élevées. En compression, le comportement de l'acier est identique au comportement en traction mis à part les phénomènes d'instabilités éventuels [13].

La densité de l'acier étant élevée, le concepteur doit au mieux éviter tout excès de matière qui augmente le poids propre de la structure de façon économique. Les profilés composant les structures en acier ont des parois minces et les phénomènes d'instabilité prévalent lors d'efforts de compression, pouvant conduire à la ruine bien avant que les sollicitations n'atteignent la résistance ultime à la compression pure, par conséquent, il faut utiliser au maximum la résistance à la traction [13].

Dans un contexte d'un incendie, l'acier a mauvaise réputation, bien qu'il soit incombustible. On le reproche de n'avoir qu'une faible résistance aux températures élevées et de faciliter la propagation du feu par conduction de chaleur. Les caractéristiques mécaniques de l'acier diminuent effectivement lorsque la température augmente, ce qui signifie qu'au cours d'un incendie, il peut y avoir risque d'effondrement de la structure [14].

Exposé à l'atmosphère, la surface de l'acier se détériore par corrosion. La forme de la corrosion la plus courante est la corrosion uniforme ou généralisée, qui se traduit par la formation de rouille. Ce produit composé d'oxydes plus ou moins hydratés, ne se forme qu'en présence d'oxygène et d'eau à température ordinaire [12].

3.5 Différents scenarii d'études

Plusieurs scenarii d'étude sont analysés dans ce travail afin d'avoir les résultats qui nous permettront d'arriver à notre objectif. Il s'agit de varier plusieurs paramètres qui entrent enjeu, et qui ont l'impact sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela on a étudié 72 scénarii :

- Trois types de section de poteaux
- Deux types de liaison aux pieds de poteaux
- Trois types de pentes d'inclinaison de la toiture et
- Quatre types de charges

3.6 Description des variables d'entrée

3.6.1 Les sections des poteaux

Les poteaux sont les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment. Ils sont soumis à la compression avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté.
Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau de charpente métallique. Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans les deux directions perpendiculaires avec facilité d'assemblage.
Les poteaux doivent avoir des dimensions suffisantes pour pouvoir résister aux efforts suivants :

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

Les poteaux étudiés sont de type :

- La section H

Pour ces types de profilé, les ailes représentent les parties travaillant en compression et traction. L'âme qui relie ces ailes permet de maintenir une certaine résistance à l'effort de cisaillement (minimum).

A masse égale, une section de type H à une inertie plus élevé qu'une section carrée ou ronde car le calcul de l'inertie prend en compte la distance entre le centre de gravité d'une section et un point quelconque de la section et augmente en conséquence.

Pour une section donnée, plus l'inertie est élevée, moins la contrainte dans la section est grande ce qui permet d'augmenter la charge. (Fig. 18)

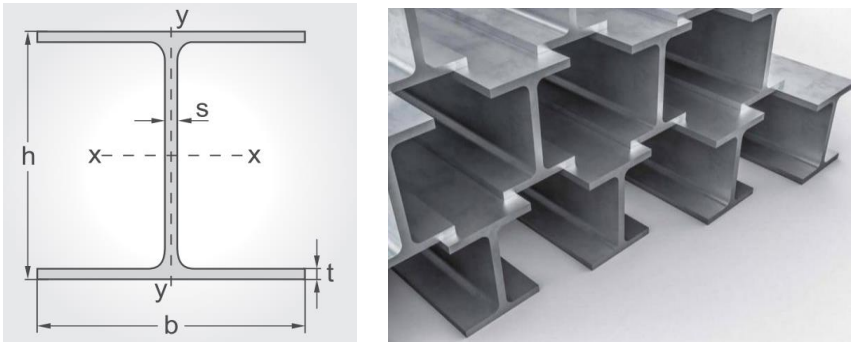


Figure 18 : Schémas illustrant la section HEA

- Les sections creuses : rectangulaire et circulaire

Ils peuvent être carrés, rectangulaires ou ronds (Fig.19). Ils présentent des rigidités axiales et flexionnelles favorables pour résister au flambage.

Les dimensions sont très variables. Elles vont couramment de 20 à 500 mm pour les diamètres extérieurs des tubes circulaires, de 20×20 à 400×400 mm pour les tubes carrés et de 40×20 à 500×300 mm pour les tubes rectangulaires. Les épaisseurs varient dans des gammes importantes qui dépendent du mode de fabrication. Pour les éléments formés à chaud, les épaisseurs vont de 2 à 40 mm environ pour les tubes circulaires et de 2 à 25 mm pour les produits de forme carrée ou rectangulaire. Pour ceux qui sont formés à froid, elles sont comprises entre 1,2 et 12,5 mm

En comparaison des profils ouverts en I ou en H, ces produits tubulaires de forme fermée sont attractifs pour résister aux phénomènes d'instabilité. Ils présentent toutefois l'inconvénient d'être beaucoup plus difficiles à assembler.



Figure 19 : Schémas illustrant les sections de poteau circulaire et rectangulaire

3.6.2 Les types de liaison

Le choix du système porteur doit s'adapter au type de bâtiment, à sa configuration, à ses contraintes spécifiques. Plus on cherche de la continuité entre deux éléments à assembler, plus les liaisons sont sollicitées.

Nous distinguons trois familles d'assemblages dont dépendent les hypothèses de calculs :

- ✓ Les encastrements

C'est une liaison qui fixe complètement les éléments entre eux. Aucune translation, aucune rotation ne peut se produire (Fig. 20). Ce type de liaison transmet les moments.

Un appui encastré doit satisfaire à deux exigences :

1. Avoir une résistance suffisante pour pouvoir transmettre au massif en béton les forces verticales et horizontales, mais aussi et surtout le moment de flexion existant en pied du poteau
1. Avoir une rigidité suffisante pour ne pas se déformer, ne pas subir de rotation sous l'effet du moment de flexion en pied de poteau.

L'encastrement conduit à une structure métallique plus légère mais à des massifs de fondation plus volumineux et donc plus couteux. Cette solution peut être économique en cas de sol caractéristiques de résistance élevée.

Pour satisfaire à ces deux critères, on est amené à donner une forte épaisseur à la platine soudée à l'extrémité du poteau. Pour éviter cette forte épaisseur et les difficultés de soudage qui en résultent, on dispose des raidisseurs sur la platine.

Le rôle des raidisseurs est d'augmenter la résistance et la rigidité de la platine et non d'augmenter la résistance du poteau.

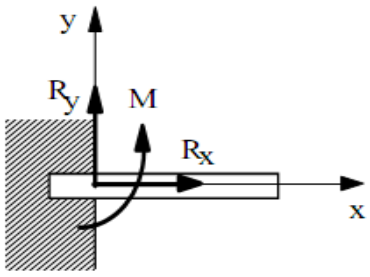


Figure 20 : Image illustrant la liaison encastrée

- ✓ Les articulations

C'est une liaison non rigide entre au moins deux éléments. Seules les rotations autour de l'axe de l'articulation (plan) ou autour de son centre (espace) sont autorisées.

L'appui articulé ne reprend qu'une force verticale de compression, éventuellement de traction, et une force horizontale (Fig. 21). De plus, aucune rigidité vis avis de la rotation n'est exigée.La platine est relativement mince et souple, sans raidisseur, et le massif de fondation est beaucoup moins important que pour un appui encastré, tout ceci contribue à permettre une certaine rotation en pied de poteau. [2], [6], [7].

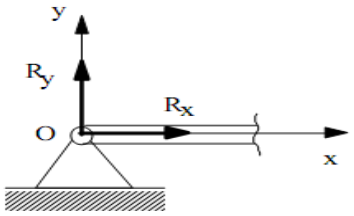


Figure 21:Image illustrant la liaison articulée

3.6.3 Les pentes

La pente de la toiture a une influence sur la stabilité de celle-ci en présence du vent. Pour les bâtiments à une seule pente, la pente maximale varie de 5° à 15°, donc on va se limiter à cette marge de pente et nous avons pris comme variation la pente de :

1. La pente de 5°
2. La pente de 10°
3. La pente de 15°

3.6.4 Les charges appliquées

A l'aide des formules de calcul de la pression du vent sur les constructions précédemment montrées, nous avons trouvés les valeurs suivantes qui ont été considérées dans notre étude.

Les différents cas de chargement utilisé alors sont de l'ordre de :

- La charge de 0 KN/m^2
- La charge de 1 KN/m^2
- La charge de 2 KN/m^2
- La charge de 3 KN/m^2

La figure suivante (fig.22) montre le cas de chargement utilisé.

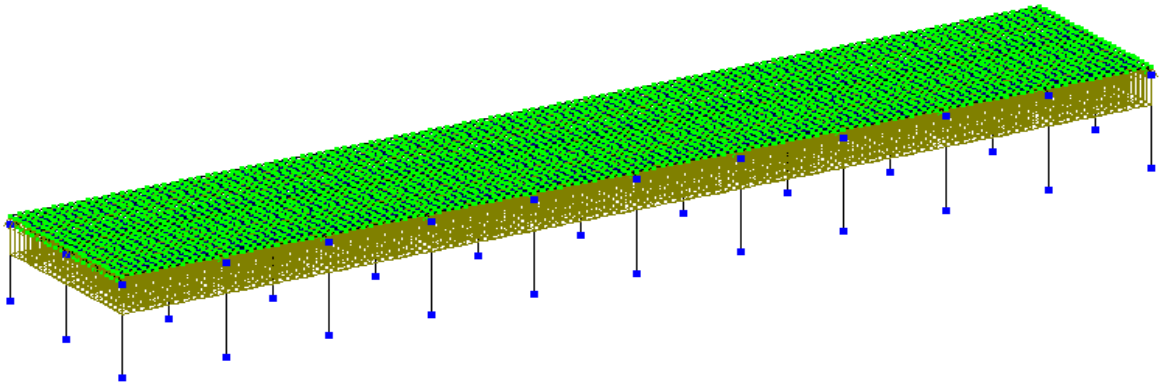


Figure 22 : Image illustrant le sens de la charge ascendante appliquée à la structure

3.7 Description des variables de sortie

Les efforts internes et les déformations.

Les structures des bâtiments sont soumises à des actions de diverses natures qui sont liées à l'usage qui sera fait du bâtiment, au poids propre de la structure et des parachèvements ou encore à des éléments extérieurs qui sont notamment les actions climatiques tel que l'action du vent [17].

Il en résulte des efforts internes (N) dans les éléments qui composent les structures et des contraintes dans les matériaux qui les constituent.

Pour que la structure résiste (ce qui est indispensable), ces contraintes ne peuvent pas dépasser les résistances des matériaux et nous permettent de vérifier la structure à la ruine, à l'état ultime.

Mais pour qu'une structure soit apte à être utilisée, il ne suffit pas qu'elle satisfasse à l'état limite ultime**,** il faut également qu'elle ne soit pas trop souple, pas trop déformable. Pour cela on devra vérifier notamment la déformation des éléments qui la composent (les poteaux et la ferme de la charpente) sous les actions auxquelles elles sont soumises. En service, cette déformation ne pourra pas dépasser une certaine limite [8].

3.8 La modélisation et la simulation

Le processus de modélisation consiste à simplifier la géométrie, les matériaux ; les conditions d'appui et les sollicitations d'une structure en des cas simples se rapprochant le plus possible de la réalité et sur lesquels on peut facilement raisonner. Cette simplification est utilisée tant pour les vérifications de l'aptitude au service que de la sécurité structurale [15].

La modélisation et la simulation ont été réalisées avec le logiciel Lira Sapr 2016. C'est un logiciel composé de deux parties dont l'une architecturale (Saphir 3D) et l'autre structurale

(Lira Sapr 2016), il sert à concevoir, modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures est celle qui a été utilisée ; la dernière étape gérée par Lira est la création d'un document pour la structure calculée et dimensionnée (la note de calcul).

Les étapes de la modélisation

La modélisation pour notre cas comporte les étapes suivantes :

1. La conception du modèle
2. L'insertion des systèmes d'appuis

Le système d'appui est indispensable car il conditionne les résultats à recueillir.

3. La définition et attribution des propriétés des matériaux

Les propriétés des éléments, leurs sections, leurs nuances et différentes caractéristiques sont définis et attribuées.

4. La définition des différentes charges et leur combinaison

Les charges considérées sont le poids propre des éléments du bâtiment et la charge due au vent qui est la composante ascendante.

Les combinaisons de charges sont générées selon l'Eurocode directement en y affectant les coefficients correspondants à l'ELU et à l'ELS.

Après création de cas des charges et combinaisons des charges, les charges sont ensuite appliquées sur le modèle.

5. Analyse et lancement des calculs du modèle

Cette option sert à analyser les erreurs qui peuvent survenir, les corriger et lancer le modèle pour les calculs.

6. L'affichage des résultats de calculs

On considère les résultats à l'ELU pour les efforts internes et les résultats à l'ELS pour les différents types de déformations

3.9 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons parlé de la méthodologie utilisée pour arriver aux objectifs assignés à cette étude. On a commencé par le pré dimensionnement pour avoir les dimensions des profilés utilisés ; puis la description des différentes variables d'entrée mises en jeu dans l'étude et les variables de sorties et enfin la modélisation qui nous a permis de trouver les résultats qui vont nous permettre de tirer la conclusion.

CHAPITRE 4 : ANALYSE ET DISCUSSIONS DES RESULTATS

4.1 Introduction

Les résultats obtenus par modélisation et simulation sont présentés dans ce chapitre. Les déformations et les efforts trouvés selon chaque cas de scénario, sont analysés et comparés afin de tirer la conclusion, pour savoir si les objectifs assignés à cette étude ont été atteints.

4.2 Résultats de la liaison avec encastrement aux pieds des poteaux

4.2.1 Résultats pour les poteaux

a) Les déformations dans les poteaux

Les déformations considérées sont les déplacements au niveau de tête des poteaux suivant l'axe x et le flambement fz.

Ce tableau (Tab.4) montre les valeurs de déplacement suivant l'axe des x au niveau des têtes des poteaux

Tableau 5 : Valeurs des déplacements dans les poteaux suivant l'axe x

		Charge de 0 KN/m²			Charge de 1 KN/m²			Charge de 2 KN/m²			Charge de 3KN/m²		
	Pente en °	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4
Δx en mm	5	0,154	0,155	0,155	0,949	0,955	0,956	2,05	2,07	2,07	3,16	3,18	3,18
	10	0,191	0,193	0,193	1,17	1,18	1,18	2,52	2,54	2,52	3,88	3,91	3,91
	15	0,243	0,243	0,246	1,46	1,46	1,48	3,16	3,16	3,2	4,86	4,86	4,92

Ces déformations sont variables selon les paramètres d'entrées induits dans le modèle d'étude :

- par rapport à la pente, les déplacements varient en augmentant lorsqu'on augmente la pente de 5° à 15°,
- par rapport à la section de poteau, le déplacement est peu variable suivant la section des poteaux,
- par rapport à la charge, les déplacements varient fortement avec l'augmentation des charges,

❖ La section HEA présente des faibles valeurs

Déplacement limite $= \frac{hpot}{500} = \frac{650cm}{500cm} = 1.3$ cm

Le graphique ci-dessous (Fig. 23) montre la variabilité des déplacements suivant l'axe x sous la variation de la section des poteaux avec leur valeurs trouvées.

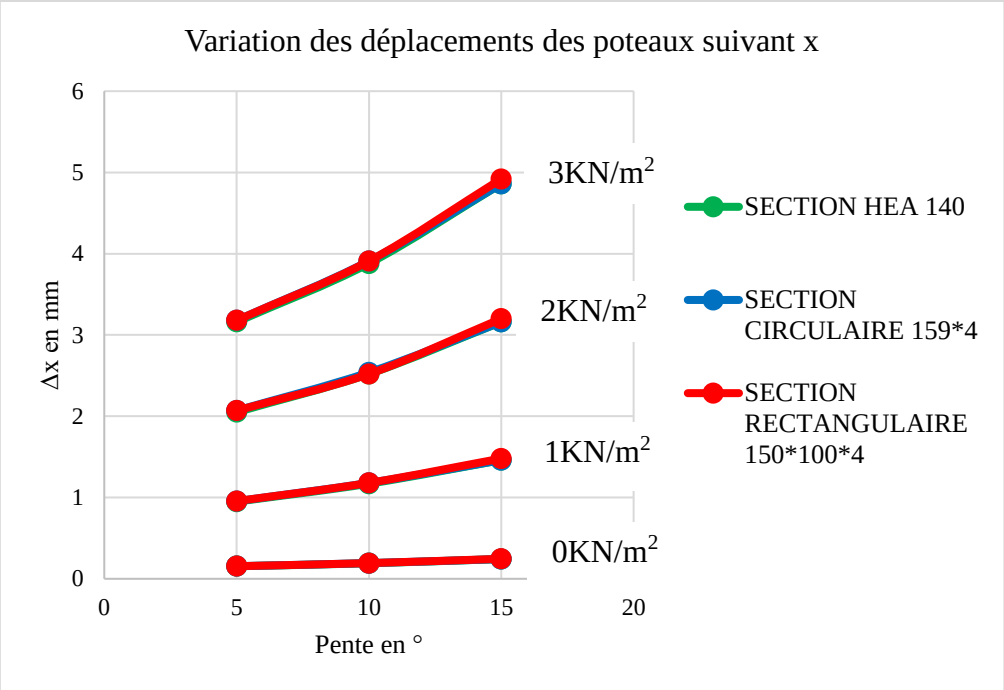


Figure 23 : Variation des déplacements dans les poteaux suivant l'axe x sous les charges de 0,1 ;2 et 3 KN/m^2

Le graphique ci-dessus représente l'allure des déplacements au niveau des têtes des poteaux suivant l'axe x sous différentes pentes d'inclinaison pour toutes les sections considerées et charges appliquées.

Cette figure (fig.24) quant à elle représente le schémas de déformation des déplacements

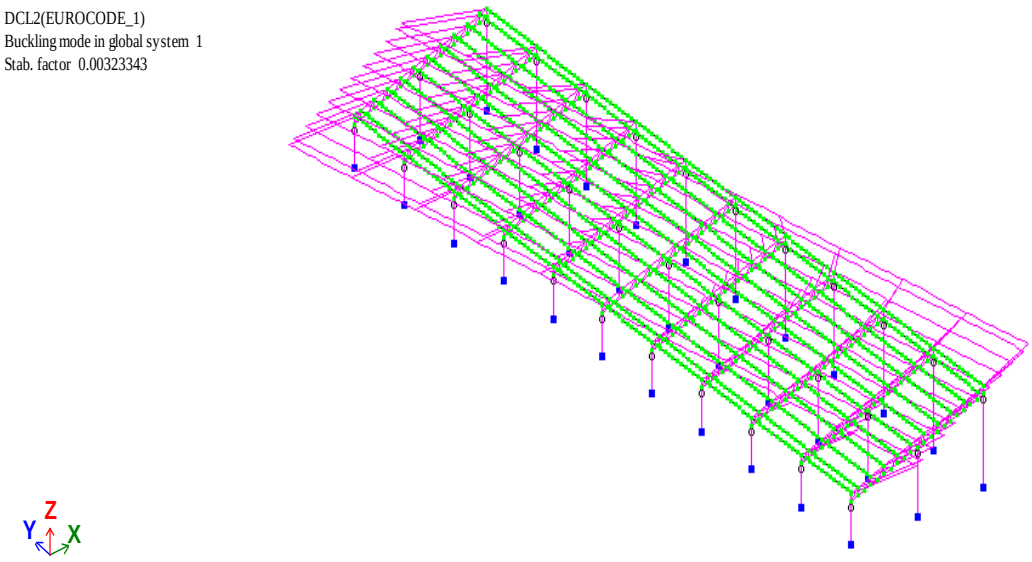


Figure 24 : Schémas de déformation des déplacements des poteaux

Le tableau suivant (Tab.6) montre les valeurs de flambement au niveau des poteaux.

Tableau 6 : Valeurs du flambement dans les poteaux suivant fz

		Charge de 0 KN/m²			Charge de 1 KN/m²			Charge de 2 KN/m²			Charge de 3KN/m²		
	Pente en °	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4
Δfz en mm	5	0,153	0,154	0,154	0,948	0,954	0,954	2,05	2,067	2,064	3,152	3,172	3,173
	10	0,191	0,192	0,192	1,165	1,173	1,174	2,521	2,54	2,521	3,877	3,906	3,907
	15	0,242	0,242	0,246	1,456	1,456	1,474	3,154	3,154	3,195	4,853	4,853	4,915

Ce flambement est variable en fonction des paramètres d'entrées induits dans le modèle d'étude :

- par rapport à la pente, le flambement varie en augmentant lorsqu'on augmente la pente,
- par rapport à la section de poteau, le flambement est peu variable selon la section de poteau,
- par rapport à la charge le flambement varie fortement avec l'augmentation des charges,

❖ La section en HEA présente des faibles valeurs

Le graphique ci-dessous (Fig.25) montre la variabilité du flambement sous la variation de la section des poteaux avec leur valeurs trouvées.

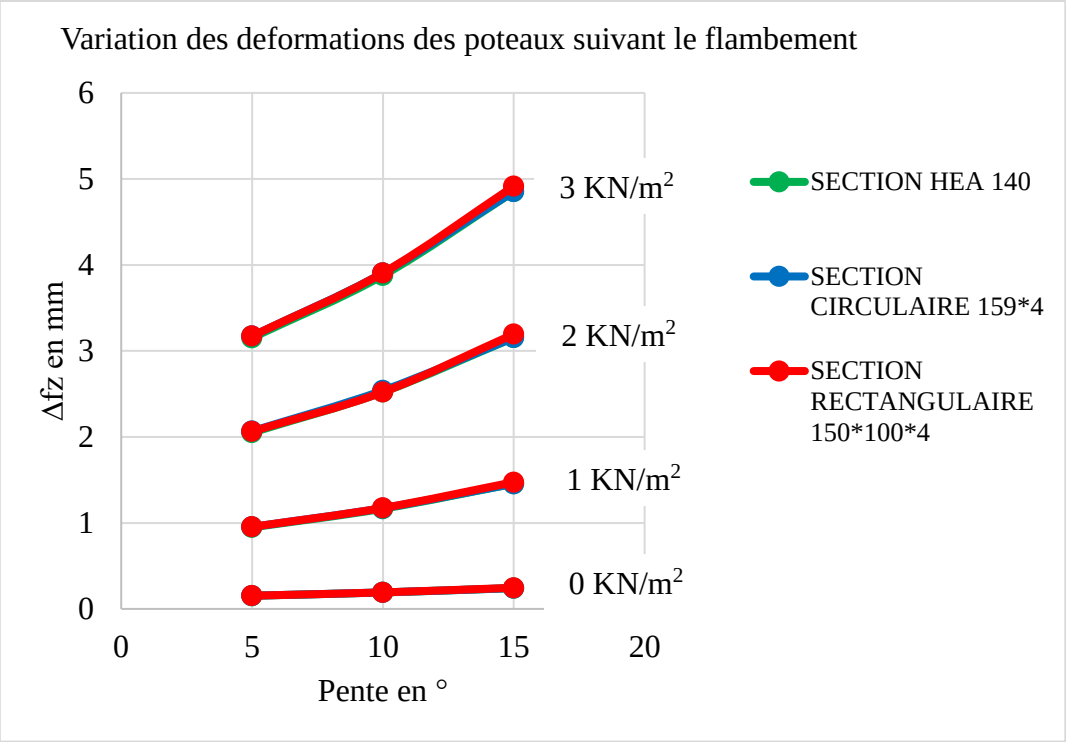


Figure 25 : Variation du flambement dans les poteaux suivant fz sous les charges de 0,1 ; 2 et 3 KN/m^2

Le graphique ci-dessus représente l'allure du flambement des poteaux suivant fz sous différentes pentes d'inclinaison pour toutes les sections considerées et charges appliquées.

Cette figure (Fig.26) quant à elle représente le schémas de déformation du flambement des poteaux.

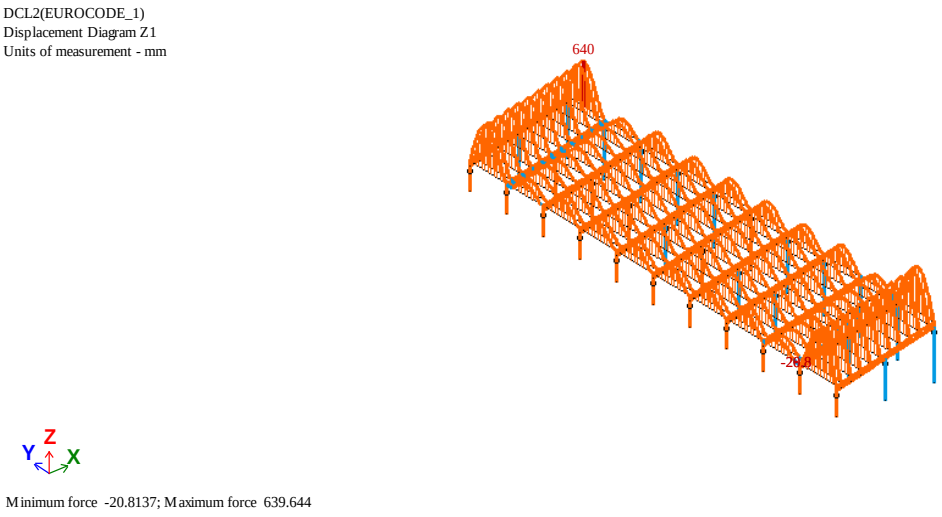


Figure 26 : Schémas de déformation du flambement des poteaux

b) L'effort normal dans les poteaux

L'effort normal trouvé dans les poteaux varie légèrement en fonction de la pente et de type de section et fortement en fonction de la charge appliquée dans l'ordre croissant de pente de 5° à 15°. Le tableau suivant (Tab.7) représente les valeurs trouvées.

Tableau 7 : Valeurs de l'effort normal dans les poteaux

		Charge de 0 KN/m²			Charge de 1 KN/m²			Charge de 2 KN/m²			Charge de 3KN/m²		
	Pente en °	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4
N en KN	5	7,328	7,323	7,323	55,357	55,322	55,319	118,821	118,742	118,736	182,284	182,163	182,153
	10	7,252	7,248	7,248	55,288	55,26	55,257	118,754	118,692	118,654	182,221	182,125	182,116
	15	7,21	7,21	7,208	55,156	55,156	55,138	118,615	118,615	118,575	182,073	182,073	182,012

Ce tableau montre les valeurs de l'effort normal dans les poteaux. Ces valeurs sont variables selon les paramètres d'entrées induits dans le modèle d'étude :

- par rapport à la pente, l'effort normal diminue avec des petites valeurs de différences,
- par rapport à la section de poteau, l'effort normal est peu variable,
- par rapport à la charge, l'effort normal varie fortement avec l'augmentation des charges
  - ❖ La section rectangulaire présente des faibles valeurs

Cet effort est inférieur à la valeur de la charge critique Nc;Rd = $\frac{A \times fy}{\gamma \mu 0}$

SECTION HEA	SECTION CIRCULAIRE	SECTION RECTANGULAIRE
671.245 KN	415.95 KN	404.84 KN

Le graphique ci-dessous (Fig.27) montre la variabilité de l'effort normal sous la variation de la section des poteaux avec leur valeurs trouvées.

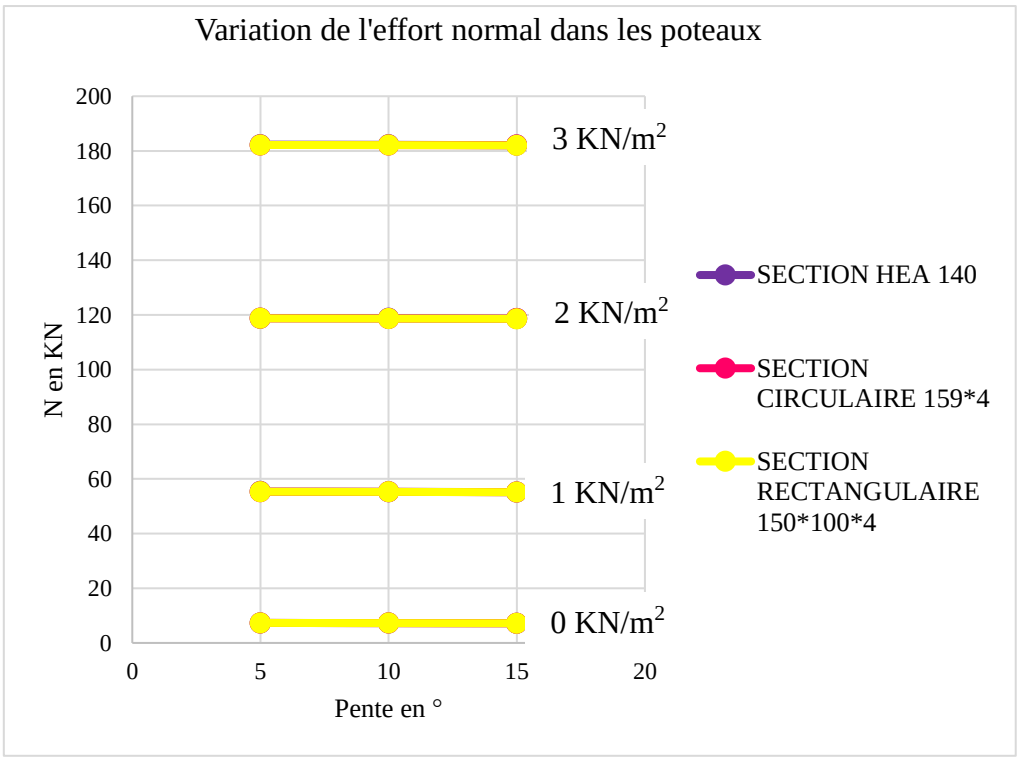


Figure 27 : Variation de l'effort normal dans les poteaux sous les charges de 0,1 ;2 et 3 KN/m^2

Le graphique ci-dessus représente l'allure de l'effort normal dans les poteaux sous différentes pentes d'inclinaison pour toutes les sections considerées et charges appliquées.

La figure suivante (Fig.28) montre l'epure de l'effort normal dans les poteaux

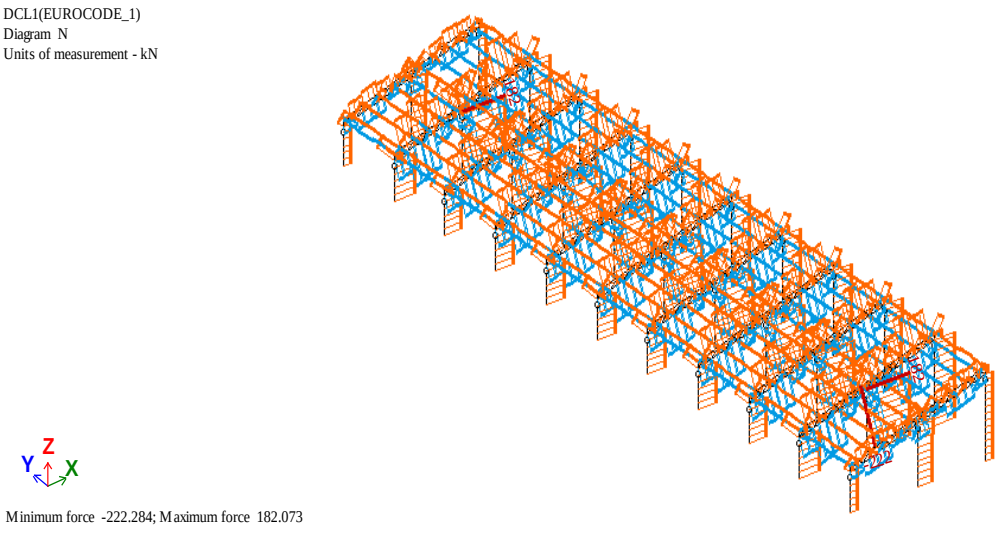


Figure 28 : Schémas de l'épure de l'effort normal dans les poteaux

4.2.2 Résultats pour la ferme de la charpente

a) Les déformations

Les déformations observées dans les charpentes sont les déplacements des fermes de la charpente au niveau des têtes de poteaux selon l'axe des z.

Le tableau suivant (Tab.8) représente les valeurs trouvées la ferme de la charpente suivant l'axe z.

Tableau 8 : Valeurs des déplacements dans la ferme suivant l'axe z

		Charge de 0 KN/m^2			Charge de 1 KN/m^2			Charge de 2 KN/m^2			Charge de 3KN/m^2		
	Pente en °	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4
Δz en mm	5	0,834	0,863	0,865	5,05	5,21	5,22	10,9	11,3	11,3	16,8	17,3	17,4
	10	0,867	0,894	0,896	5,2	5,34	5,35	11,3	11,6	11,259	17,322	17,8	17,7
	15	0,926	0,926	0,953	5,89	5,46	5,61	11,8	11,847	12,165	18,2	18,2	18,7

Ce tableau montre les valeurs de déplacements au niveau de la ferme de la charpente. Ces valeurs sont variables selon les paramètres d'entrées induits dans le modèle d'étude :

- par rapport à la pente, les déplacements varient en augmentant lorsqu'on augmente la pente de 5° à 15°
- par rapport à la section de poteau, le déplacement est variable selon la section du poteau,
- par rapport à la charge, les déplacements varient fortement avec l'augmentation des charges ;

❖ La section HEA présente des faibles valeurs

Le graphique ci-dessous (Fig. 29) montre la variabilité des déplacements de la ferme de charpente suivant l'axe z sous la variation de la section des poteaux avec leur valeurs trouvées.

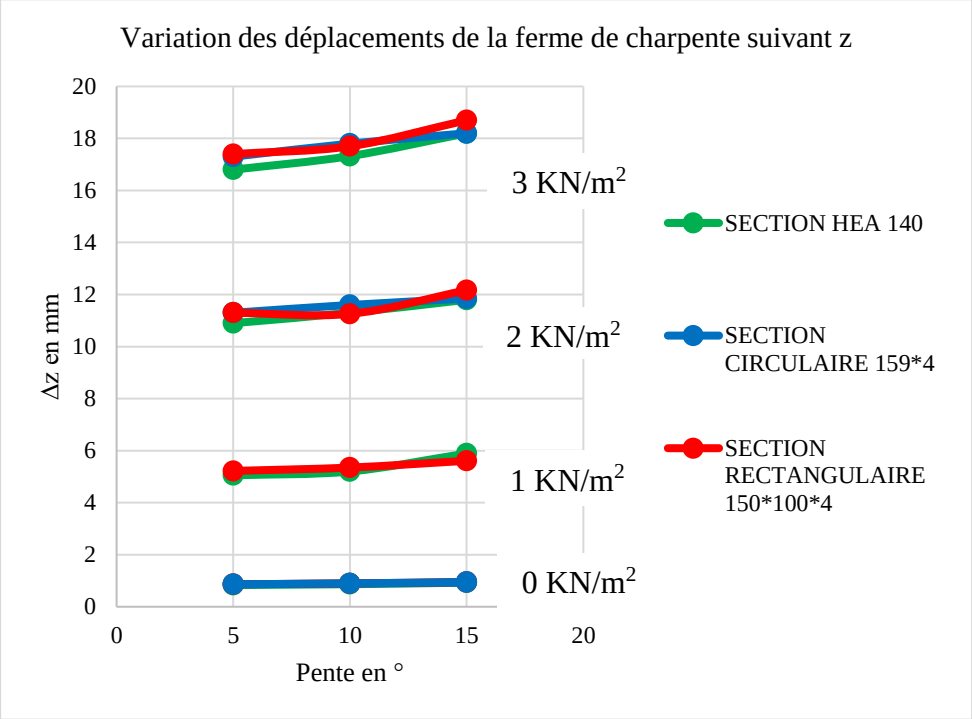


Figure 29: Variation de déplacement dans la ferme suivant l'axe z sous les charges de 0,1 ;2 et 3 KN/m^2

Le graphique ci-dessus représente l'allure des déplacements de la ferme de charpente au niveau des têtes des poteaux suivant l'axe z sous différentes pentes d'inclinaison pour toutes les sections considerées et charges appliquées.

Cette figure (Fig. 30) quant à elle représente le schémas de déformation des déplacements de la ferme de la charpente.

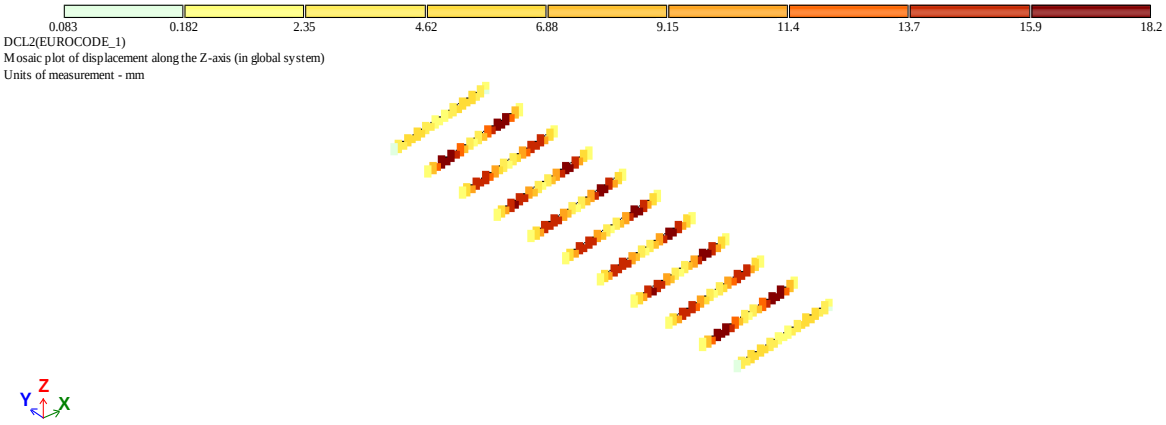


Figure 30 : Schémas de déformation des déplacements de la ferme de la charpente suivant l'axe z

b) L'effort normal dans la ferme

L'effort normal trouvé dans la charpente varie légèrement en fonction de la pente et de type de section et fortement en fonction de la charge appliquée. Le tableau suivant (Tab.9) représente les valeurs trouvées.

Tableau 9 : Valeurs de l'effort normal dans la ferme de la charpente

		Charge de 0 KN/m²			Charge de 1 KN/m²			Charge de 2 KN/m²			Charge de 3KN/m²		
	Pente en °	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4	Section HEA 140	Section circulaire 159*4	Section rectangulaire 150*100*4
N en KN	5	7,059	7,03	7,027	65,469	65,256	65,239	140,461	139,995	139,958	215,453	214,734	214,677
	10	7,212	7,186	7,184	66,183	66,003	65,988	142,096	141,701	142,096	218,008	217,399	217,348
	15	7,474	7,474	7,452	67,376	67,376	67,222	144,829	144,829	144,492	222,284	222,284	221,762

Ce tableau montre les valeurs de l'effort normal dans la ferme. Ces valeurs sont variables selon les paramètres d'entrées induits dans le modèle d'étude :

- par rapport à la pente, l'effort normal augmente avec l'augmentation de la pente,
- par rapport à la section de poteau, l'effort normal est faiblement variable,
- par rapport à la charge, l'effort normal varie fortement avec l'augmentation des charges,

❖ La section rectangulaire présente des faibles valeurs

Le graphique ci-dessous (Fig. 31) montre la variabilité de l'effort normal dans la ferme de la charpente sous la variation de la section des poteaux avec leur valeurs trouvées.

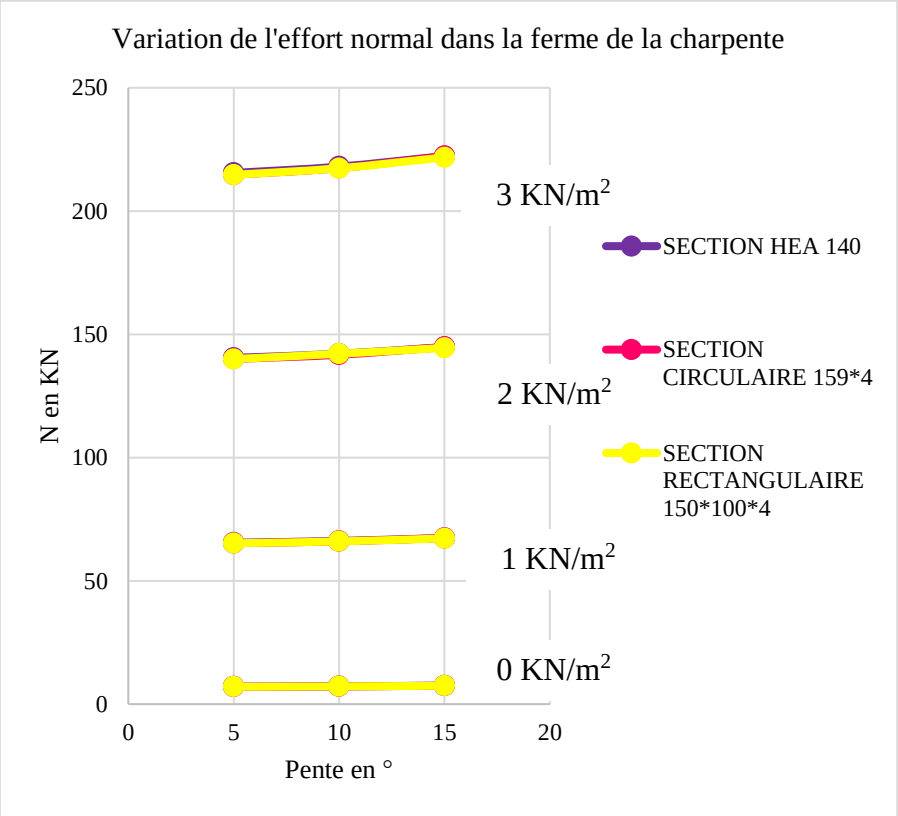


Figure 31 : Variation de l'effort normal dans la ferme sous les charges de 0,1 ;2 et 3 KN/m^2

Le graphique ci-dessus représente l'allure de l'effort normal dans la ferme de charpente sous différentes pentes d'inclinaison pour toutes les sections considerées et charges appliquées.

La figure suivante (Fig. 32) montre l'épure de l'effort normal dans la ferme de la charpente

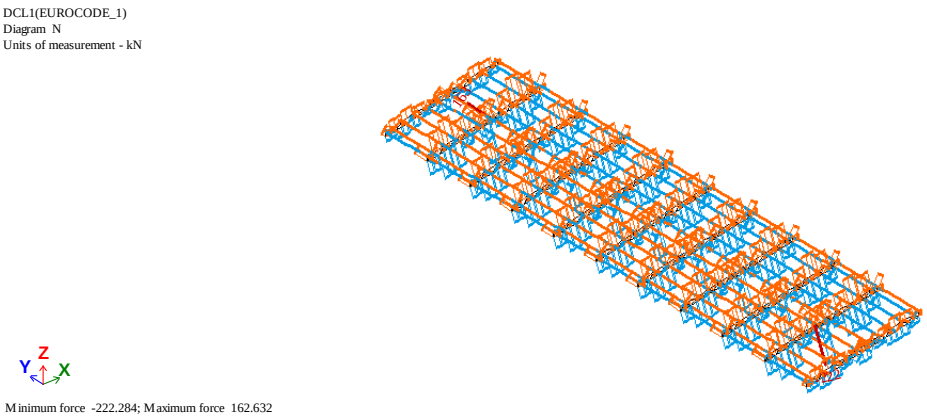


Figure 32 : Schémas de l'épure de l'effort normal dans la ferme de la charpente

4.3 Résultats de la liaison avec articulation aux pieds des poteaux

4.3.1 Résultats pour les poteaux

a) Les déformations

Les déformations considérées sont le déplacement au niveau des têtes des poteaux suivant l'axe x et le flambement fz. Le tableau (Tab.10) montre les valeurs de déplacement suivant l'axe des x au niveau des têtes des poteaux.

Tableau 10 : Valeurs des déplacements dans les poteaux suivant l'axe x

		Charge de 0 KN/m^2			Charge de 1 KN/m^2			Charge de 2 KN/m^2			Charge de 3KN/m^2		
	Pente en °	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5
Δx en mm	5	0,224	0,225	0,225	1,48	1,35	1,35	2,92	2,93	2,93	4,49	4,51	4,51
	10	0,277	0,279	0,279	1,65	1,66	1,66	3,57	3,59	3,6	5,5	5,6	5,53
	15	0,357	0,359	0,359	2,08	2,09	2,09	4,52	4,53	4,54	6,95	6,98	6,99

Ce tableau montre les valeurs de déplacement suivant l'axe des x au niveau des teetes des poteaux. Ces déplacements sont variables selon les paramètres d'entrées induits dans le modèle d'étude :

- par rapport à la pente, les déplacements varient en augmentant lorsqu'on augmente la pente de 5° à 15°,
- par rapport à la section de poteau, le déplacement est peu variable suivant la section des poteaux,
- par rapport à la charge, les déplacements varient fortement avec l'augmentation des charges,

❖ La section circulaire présente des faibles valeurs

Déplacement limite $= \frac{hpot}{500} = \frac{650cm}{500cm} = 1.3$ cm

Le graphique ci-dessous (Fig .33) montre la variabilité des déplacements suivant l'axe x sous la variation de la section des poteaux avec leur valeurs trouvées.

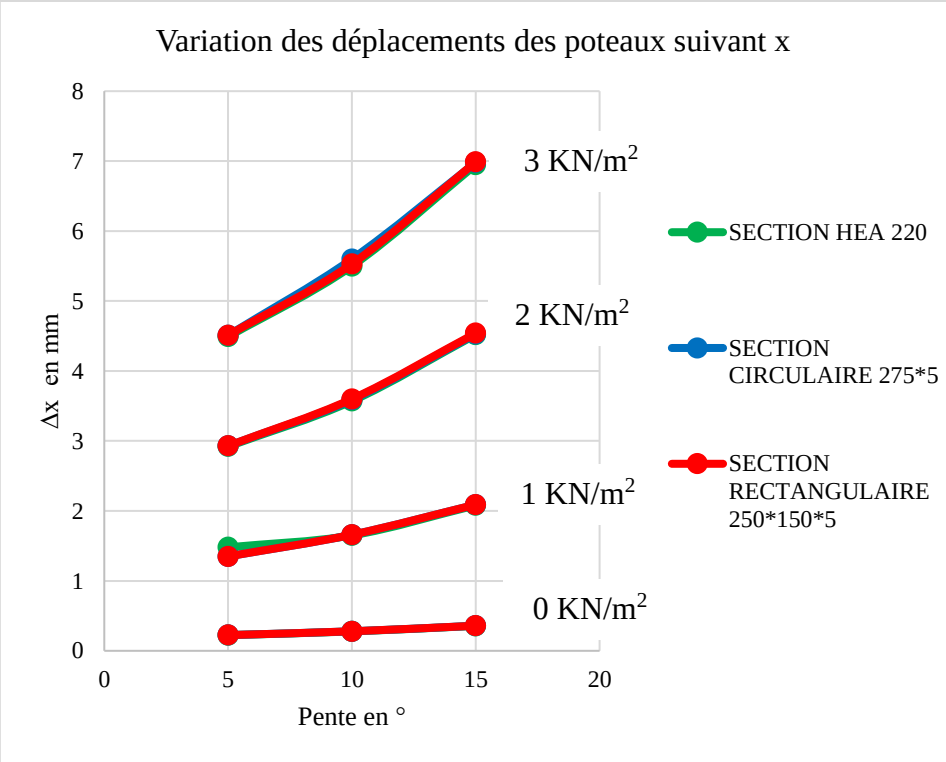


Figure 33 : Variation des déplacements dans les poteaux suivant l'axe x sous les charges de 0,1 ;2 et 3 KN/m^2

Le graphique ci-dessus représente l'allure des déplacements suivant l'axe x au niveau des têtes des poteaux sous différentes pentes d'inclinaison pour toutes les sections considerées et charges appliquées.

Cette figure (Fig .34) quant à elle représente le schémas de déformation des déplacements des poteaux

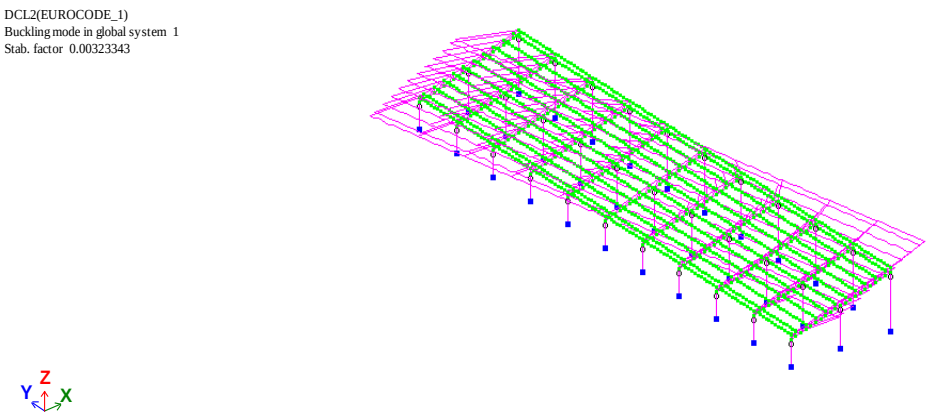


Figure 34 : Schémas de déformation des déplacements des poteaux

Le tableau suivant (Tab.11) représente les valeurs trouvées selon le flambement.

Tableau 11 : Valeurs du flambement dans les poteaux suivant fz

		Charge de 0 KN/m²			Charge de 1 KN/m²			Charge de 2 KN/m²			Charge de 3KN/m²		
	Pente en °	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5
Δfz en mm	5	0,223	0,224	0,224	1,347	1,351	1,262	2,918	2,928	2,931	4,489	4,504	4,509
	10	0,277	0,278	0,279	1,646	1,654	1,656	3,57	3,587	3,592	5,494	5,521	5,528
	15	0,356	0,358	0,358	2,077	2,085	2,088	4,512	4,53	4,535	6,946	6,974	6,982

Ce tableau montre les valeurs de flambement suivant fz au niveau des poteaux. Ces déformations sont variables selon les paramètres d'entrées induits dans le modèle d'étude.

- par rapport à la pente, le flambement varie en augmentant lorsqu'on augmente la pente,
- par rapport à la section de poteau, le flambement est peu variable selon la section de poteau,
- par rapport à la charge le flambement varie fortement avec l'augmentation des charges,

❖ La section HEA présente des faibles valeurs

Le graphique ci-dessous (Fig. 35) montre la variabilité du flambement dans les poteaux sous la variation de la section des poteaux avec leur valeurs trouvées.

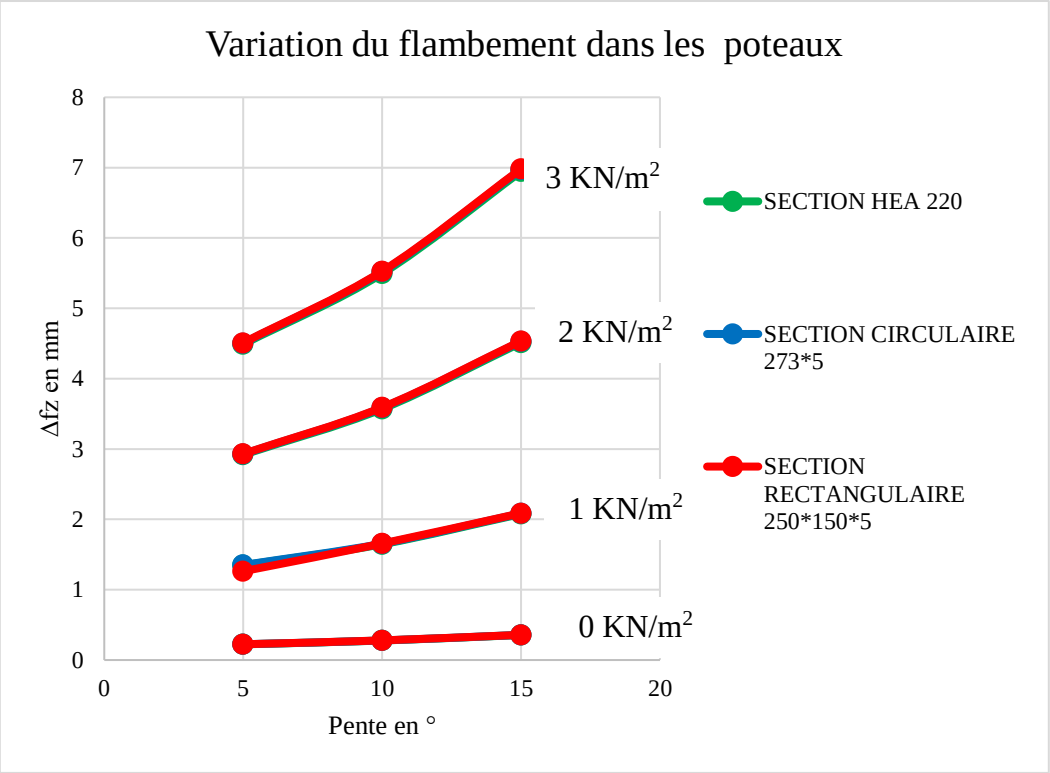


Figure 35 : Variation du flambement dans les poteaux sous les charges de 0,1 ;2 et 3 KN/m^2

Le graphique ci-dessus représente l'allure du flambement dans les poteaux sous différentes pentes d'inclinaison pour toutes les sections considerées et charges appliquées.

Cette figure (Fig. 36) quant à elle représente le schémas de déformation du flambement des poteaux

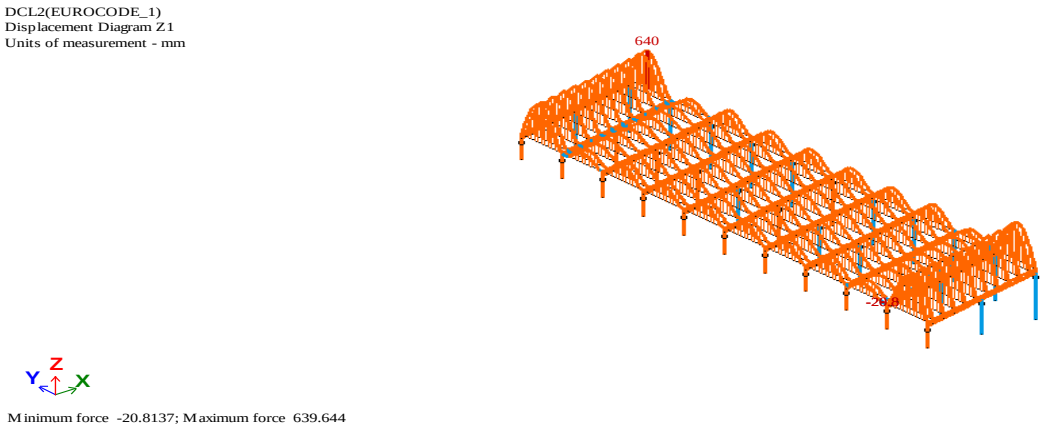


Figure 36 : schémas de déformation du flambement des poteaux

b) L'effort normal dans les poteaux

L'effort normal trouvé dans les poteaux varie légèrement en fonction de la pente et de type de section et fortement en fonction de la charge appliquée dans l'ordre croissant de pente de 5° à 15°. Le tableau suivant (Tab.12) représente les valeurs trouvées.

Tableau 12 : Valeurs de l'effort normal dans les poteaux

		Charge de 0 KN/m²			Charge de 1 KN/m²			Charge de 2 KN/m²			Charge de 3KN/m²		
	Pente en °	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5
N en KN	5	7,333	7,331	7,33	55,396	55,38	55,375	118,905	118,87	118,859	182,414	182,359	182,344
	10	7,258	7,256	7,255	55,329	55,315	55,311	118,844	118,813	118,804	182,359	182,311	182,298
	15	7,217	7,215	7,215	55,211	55,199	55,196	118,733	118,707	118,699	182,255	182,215	182,203

Ce tableau montre les valeurs de l'effort normal dans les poteaux. Ces valeurs sont variables selon les paramètres d'entrées induits dans le modèle d'étude :

- par rapport à la pente, l'effort normal augmente avec des petites valeurs de différences,
- par rapport à la section de poteau, l'effort normal est peu variable,
- par rapport à la charge, l'effort normal varie fortement avec l'augmentation des charges.
  - ❖ La section rectangulaire présente des faibles valeurs

Cet effort est inférieur à la valeur de la résistance de calcul de la section à la compression de la barre noté Nc;Rd = $\frac{A \times fy}{\gamma \mu 0}$

SECTION HEA	SECTION CIRCULAIRE	SECTION RECTANGULAIRE
1374.53 KN	899.4 KN	712.69 KN

Le graphique ci-dessous (Fig. 37) montre la variabilité de l'effort normal dans les poteaux sous la variation de la section des poteaux avec leur valeurs trouvées.

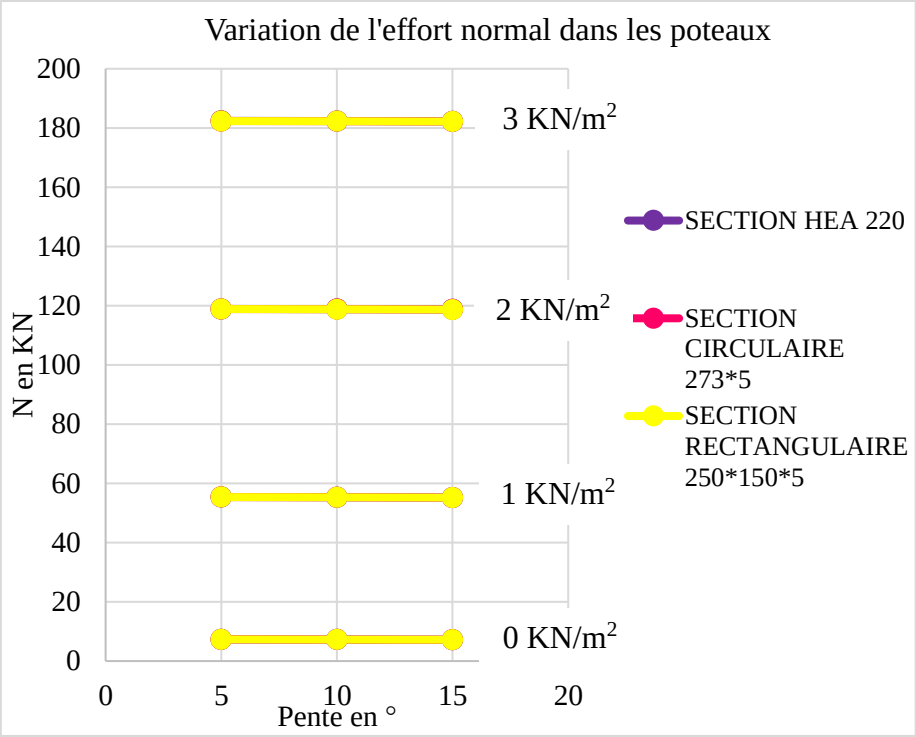


Figure 37 : Variation de l'effort normal dans les poteaux sous les charges de 0,1 ;2 et 3 KN/m^2

Le graphique ci-dessus représente l'allure de l'effort normal dans les poteaux sous différentes pentes d'inclinaison pour toutes les sections considerées et charges appliquées.

La figure suivante (Fig. 38) montre l'epure de l'effort normal dans les poteaux

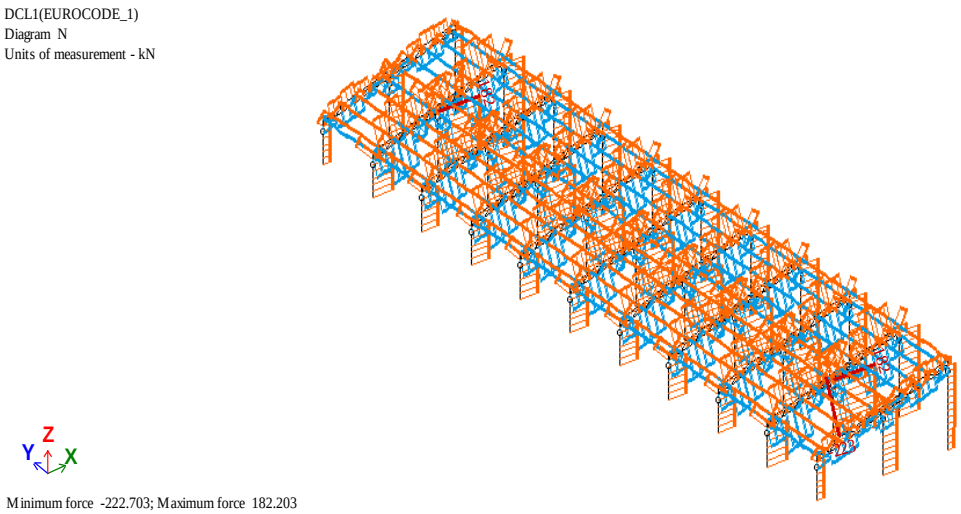


Figure 38: L'épure de l'effort normal dans les poteaux

4.3.2 Résultats pour la ferme charpente

a) Les déformations

Les déformations observées dans les charpentes sont les déplacements des fermes au niveau des têtes de poteaux selon l'axe des z. Le tableau suivant (Tab.13) représente les valeurs trouvées.

Tableau 13 : Valeurs des déplacements pour la ferme de charpente suivant l'axe z

		Charge de 0 KN/m^2			Charge de 1 KN/m^2			Charge de 2 KN/m^2			Charge de 3KN/m^2		
	Pente en °	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5
Δz en mm	5	0,81	0,823	0,826	4,92	4,98	5	10,7	10,8	10,8	16,4	16,6	16,7
	10	0,845	0,856	0,859	5,26	5,14	5,15	11	11,1	11,2	16,9	17	17,2
	15	0,906	0,916	0,919	5,35	5,4	5,42	11,6	11,7	11,8	17,9	18	18,1

Ce tableau montre les valeurs des déplacements au niveau de la ferme en tête des poteaux. Ces déplacements sont variables selon les paramètres d'entrées induits dans le modèle d'étude :

- par rapport à la pente, les déplacements varient en augmentant lorsqu'on augmente la pente de 5° à 15°,
- par rapport à la section de poteau, le déplacement est variable selon la section du poteau,
- par rapport à la charge, les déplacements varient fortement avec l'augmentation des charges ;

❖ La section HEA présente des faibles valeurs

Le graphique ci-dessous (Fig. 39) montre la variabilité des déplacements de la ferme de la charpente suivant l'axe z sous la variation de la section des poteaux avec leur valeurs trouvées.

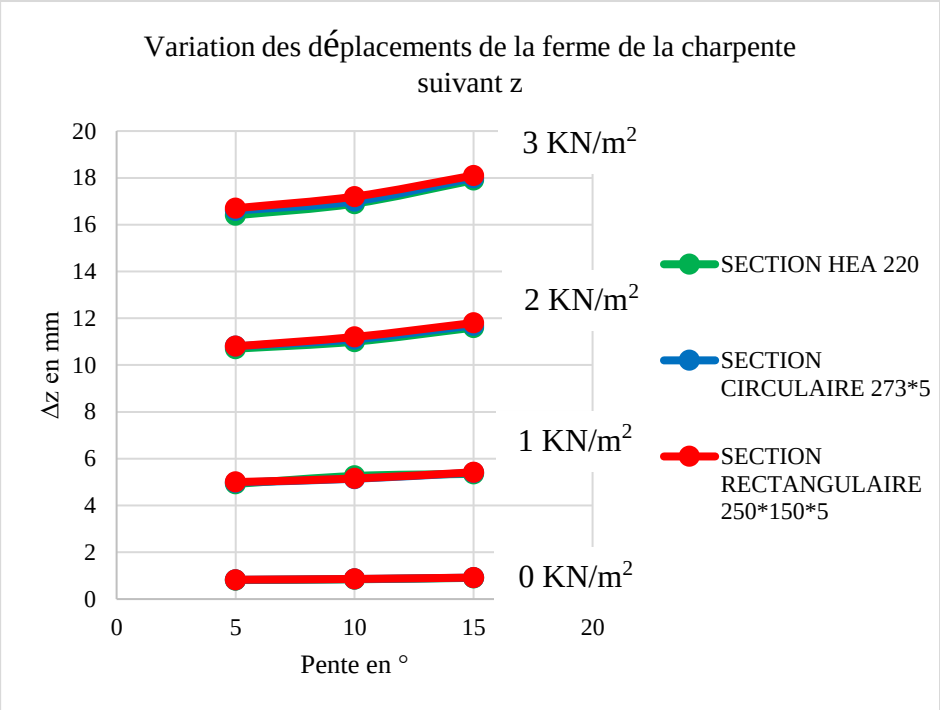


Figure 39 : Variation de déplacement dans la ferme de charpente suivant l'axe z sous les charges de 0,1 ;2 et 3 KN/m^2

Le graphique ci-dessus représente l'allure de déplacement dans la ferme de charpente suivant l'axe x sous différentes pentes d'inclinaison pour toutes les sections considerées et charges appliquées.

Cette figure (Fig. 40) quant à elle représente le schémas de déformation des déplacements de la ferme de la charpente.

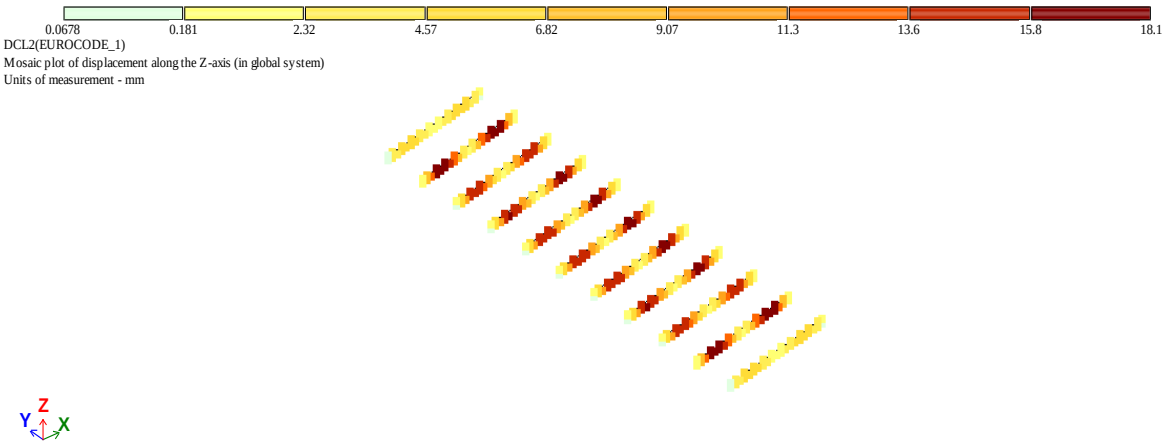


Figure 40 : Schémas de déformation des déplacements de la ferme de la charpente suivant x.

b) L'effort normal dans la ferme

L'effort normal trouvé dans la charpente varie légèrement en fonction de la pente et de type de section et fortement en fonction de la charge appliquée. Le tableau suivant (Tab.14) représente les valeurs trouvées.

Tableau 14 : Valeurs de l'effort normal pour la ferme de charpente

		Charge de 0 KN/m²			Charge de 1 KN/m²			Charge de 2 KN/m²			Charge de 3KN/m²		
	Pente en °	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5	Section HEA 220	Section circulaire 273*5	Section rectangulaire 250*150*5
N en KN	5	7,089	7,076	7,072	65,695	65,598	65,571	140,952	140,742	140,682	216,21	215,885	215,794
	10	7,241	7,229	7,226	66,401	66,316	66,292	142,57	142,384	142,331	218,739	218,452	218,371
	15	7,503	7,493	7,49	67,595	67,522	67,502	145,306	145,147	145,102	223,018	222,772	222,703

Ce tableau montre les valeurs de l'effort normal dans la ferme. Ces valeurs sont variables selon les paramètres d'entrées induits dans le modèle d'étude :

- par rapport à la pente, l'effort normal augmente avec l'augmentation de la pente,
- par rapport à la section de poteau, l'effort normal est faiblement variable,
- par rapport à la charge, l'effort normal varie fortement avec l'augmentation des charges,

❖ La section rectangulaire présente des faibles valeurs

Le graphique ci-dessous (Fig.41) montre la variabilité de l'effort normal dans la ferme de la charpente sous la variation de la section des poteaux avec leur valeurs trouvées.

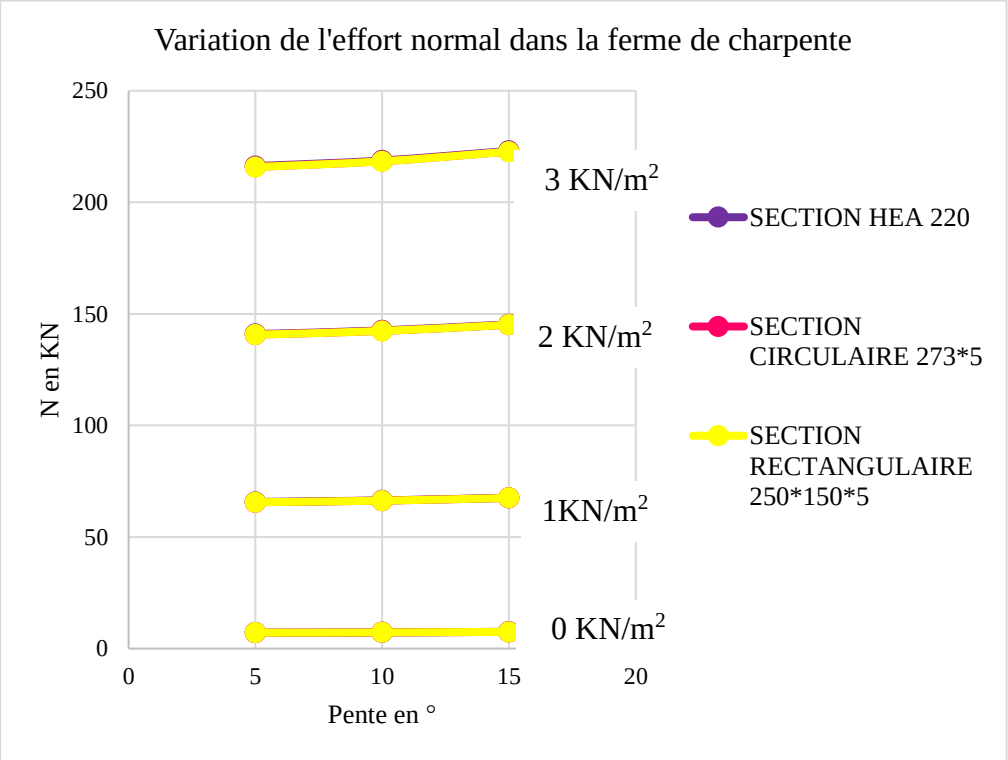


Figure 41 : Variation de l'effort normal dans la ferme de charpente sous les charges de 0,1 ; 2 et 3 KN/m^2

Le graphique ci-dessus représente l'allure de l'effort normal dans la ferme de charpente sous différentes pentes d'inclinaison pour toutes les sections considerées et charges appliquées.

La figure suivante (Fig.42) montre l'épure de l'effort normal dans la ferme de charpente

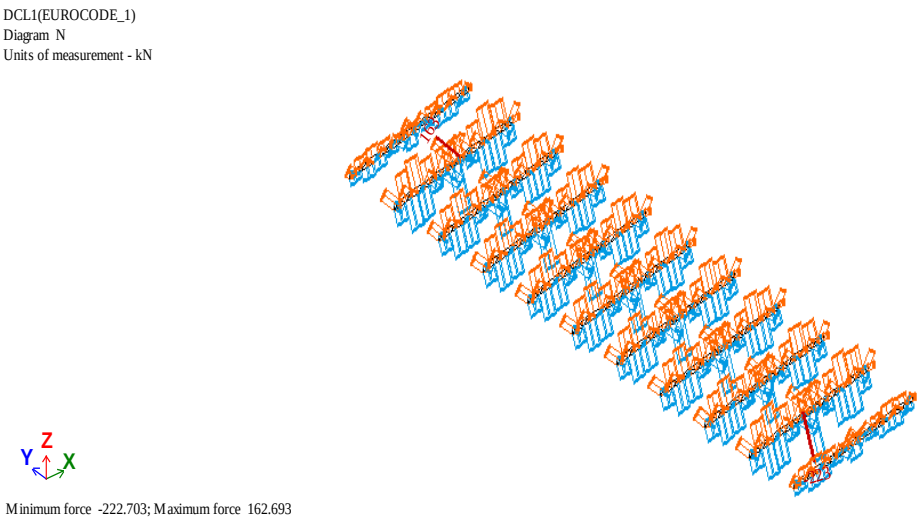


Figure 42 : Schémas de l'épure de l'effort normal dans la ferme de charpente

4.4 Discussion des résultats

Dans ce chapitre, on a représenté les différents résultats trouvés dans la modélisation et leur variation suivant les paramètres considérés dans l'étude .Que ça soit le cas du type de poteau encastré au pied et celui articulé, les constatations sont identiques. Il s'agit donc :

a) Pour la variation de la pente

❖ Au niveau des poteaux

- Les déformations varient en augmentant avec l'augmentation de la pente.
- L'effort normal varie en diminuant avec l'augmentation de la pente.

❖ Au niveau de la charpente

- Les déformations varient en augmentant avec l'augmentation de la pente.
- L'effort normal varie en augmentant avec l'augmentation de la pente.

b) Pour la variation de la charge

❖ Au niveau des poteaux

- Les déformations augmentent avec l'augmentation de la charge
- L'effort normal varie en diminuant avec l'augmentation de la charge

❖ Au niveau de la charpente

- Les déformations augmentent avec l'augmentation de la charge
- L'effort normal varie en augmentant avec l'augmentation de la charge

c) Pour la variation de la section du poteau

❖ Au niveau des poteaux

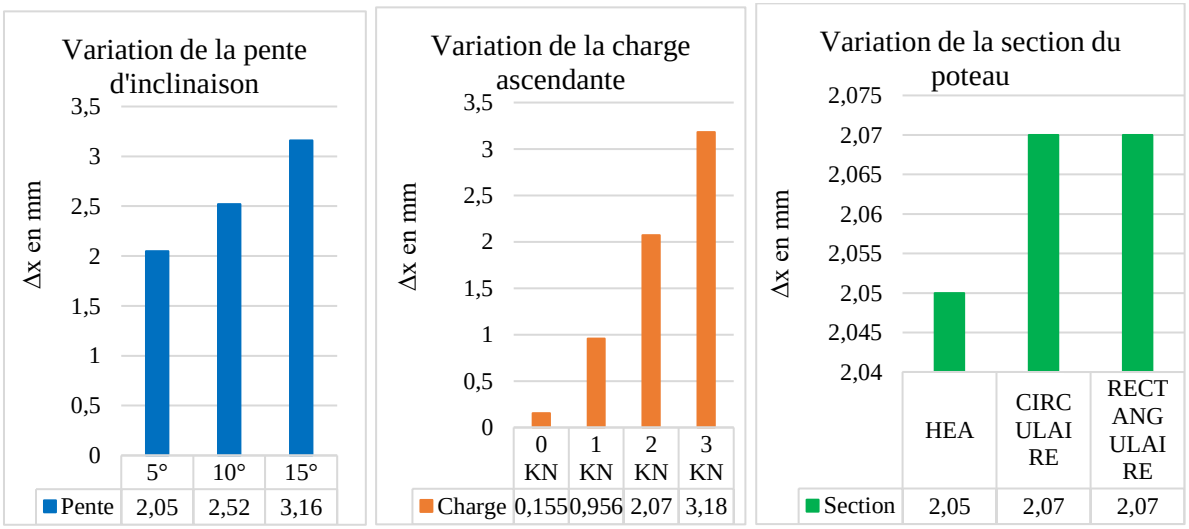
- Les déformations varient faiblement avec la variation de la section du poteau
- L'effort normal varie faiblement avec la variation de la section du poteau

❖ Au niveau de la charpente

- Les déformations varient en moyenne avec la variation de la section du poteau
- L'effort normal varie faiblement avec la variation de la section du poteau

Parmi les facteurs étudiés (pente d'inclinaison, charge appliquée, section de poteaux et nature de liaison des pieds des poteaux) nous avons pu les classer par ordre des valeurs trouvées sur les variables de sorties (déformations et efforts internes) ; qui par la suite ont une influence sur le dimensionnement des éléments composants la structure.

La figure 43 montre la variation des valeurs trouvées pour les trois facteurs dont la pente d'inclinaison, charge du vent ascendante et la section du poteau. Ceci nous a permis de voir le facteur le plus défavorable par rapport aux autres, celui qui induit plus de déformations et d'efforts internes dans les éléments.



(a) (b) (c)

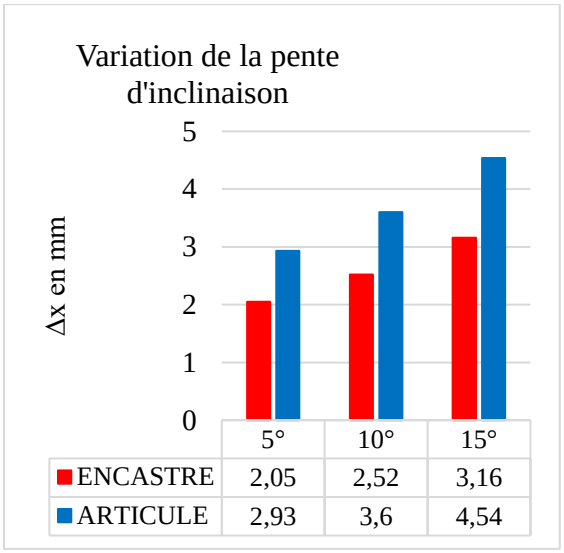
Figure 43 : Représentation de la variation des facteurs étudiés : la pente d'inclinaison en (a), la charge ascendante en (b) et la section de poteau en (c)

Cette figure représente le classement des facteurs défavorables par rapport aux autres. Il s'agit donc :

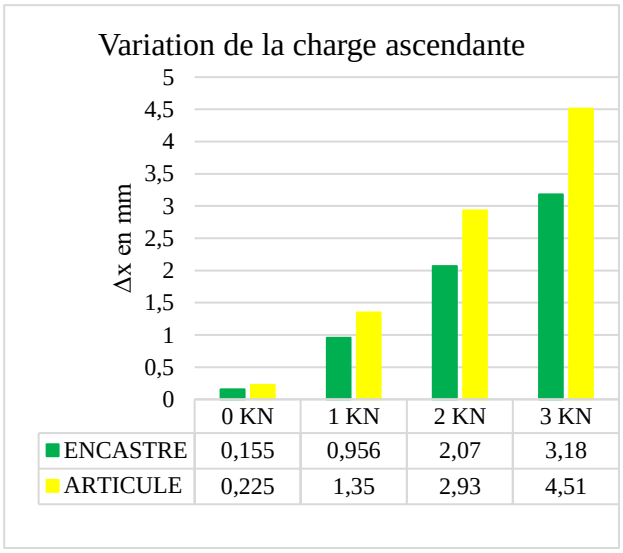
1. Le facteur de chargement
2. Le facteur de pente d'inclinaison
3. Le facteur de section de poteau.

Pour le cas du quatrième facteur étudié (nature de liaison des pieds de poteau), on l'a analysé en fonction de ces trois premiers et on a constaté qu'il est variable en fonction des paramètres de sorties qui sont les efforts intérieurs et les déformations. Les figures suivantes représentent ces variations.

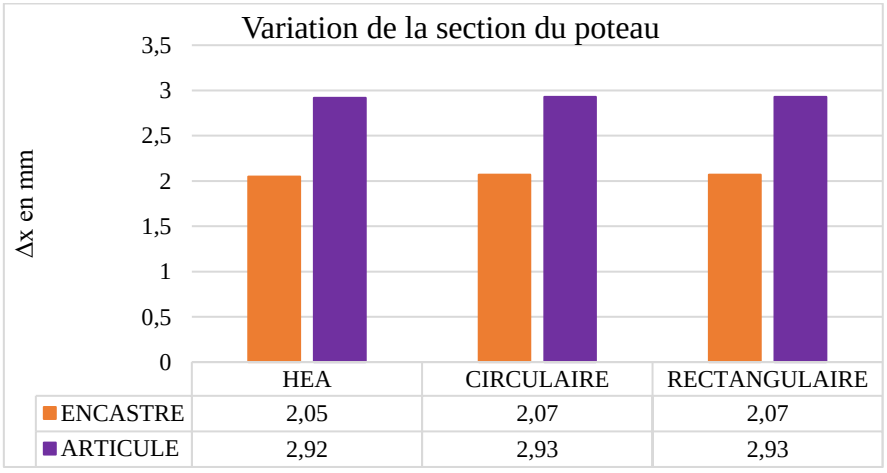
La figure 44 montre la variation des valeurs trouvées pour le quatrième facteur qui est la nature de la liaison entre les pieds de poteaux et la fondation pour le cas de déplacement suivant x des poteaux.



(a)



(b)

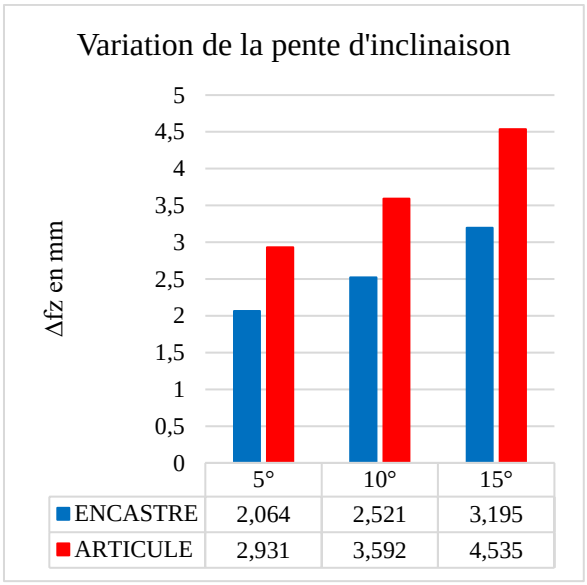


(c)

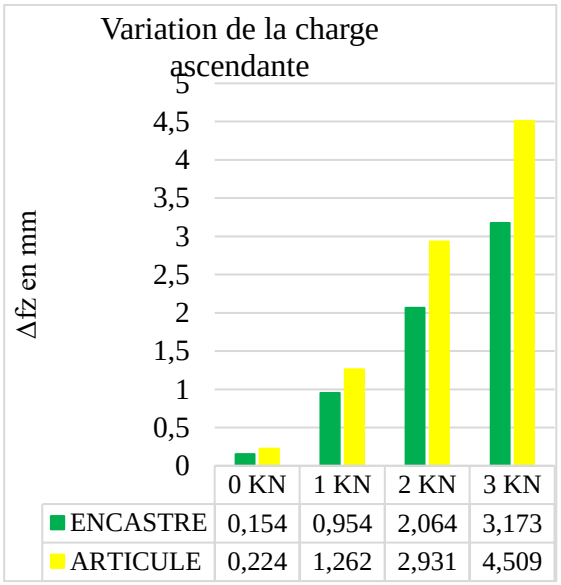
Figure 44 : Représentation de la variation des facteurs étudiés : la pente d'inclinaison en (a), la charge ascendante en (b) et la section de poteau en (c) en fonction du quatrième facteur qui est la nature de liaison entre poteau et fondation pour le déplacement des poteaux suivant x.

En cas de déplacement des poteaux, nous constatons que le cas des pieds de poteaux encastrés présente moins de valeur que le cas des pieds de poteaux articulés.

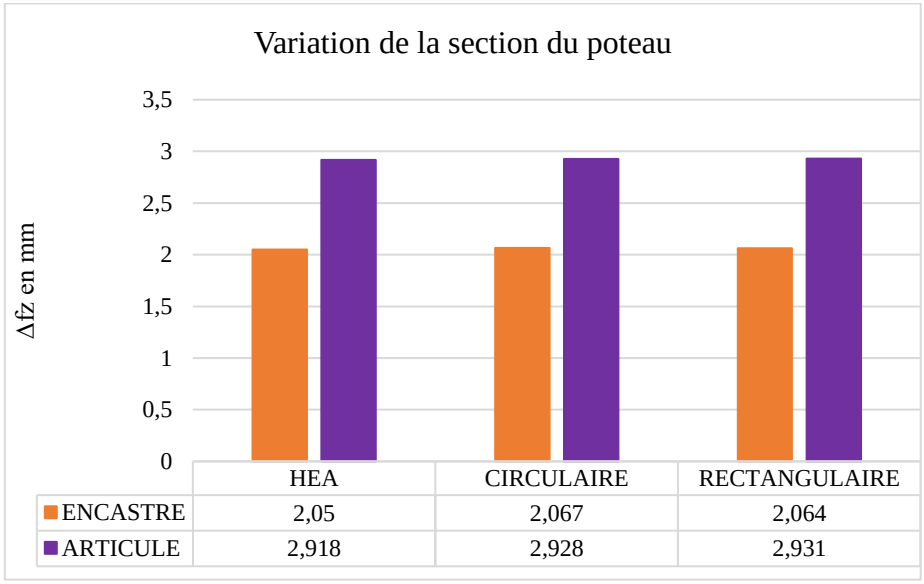
La figure 45 montre la variation des valeurs trouvées pour le quatrième facteur qui est la nature de la liaison entre les poteaux et la fondation pour le cas de flambement des poteaux



(a)



(b)

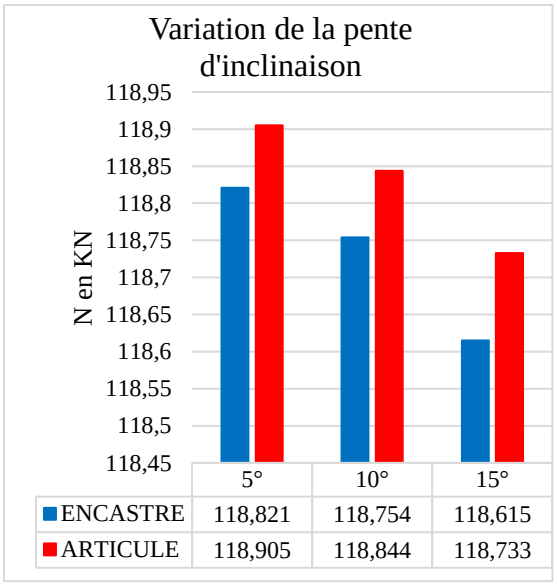


(c)

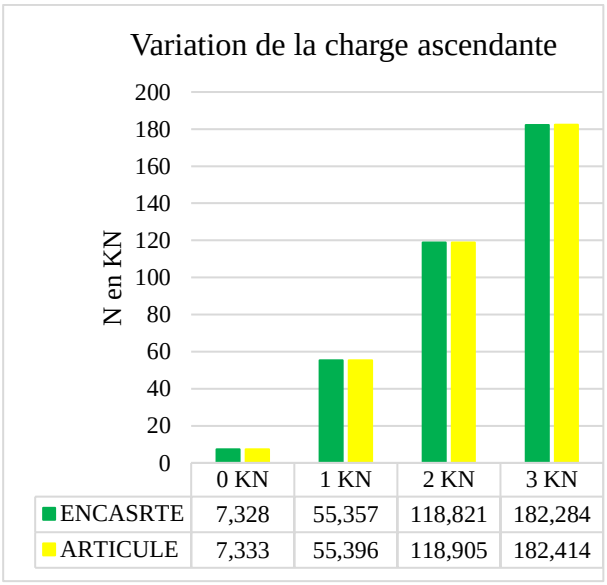
Figure 45 : Représentation de la variation des facteurs étudiés : la pente d'inclinaison en (a), la charge ascendante en (b) et la section de poteau en (c) en fonction du quatrième facteur qui est la nature de liaison entre poteau et fondation pour le flambement des poteaux.

En cas du flambement dans les poteaux, nous constatons que le cas des pieds de poteau encastrés également présente de valeurs inférieures à ceux du cas des pieds de poteaux articulés.

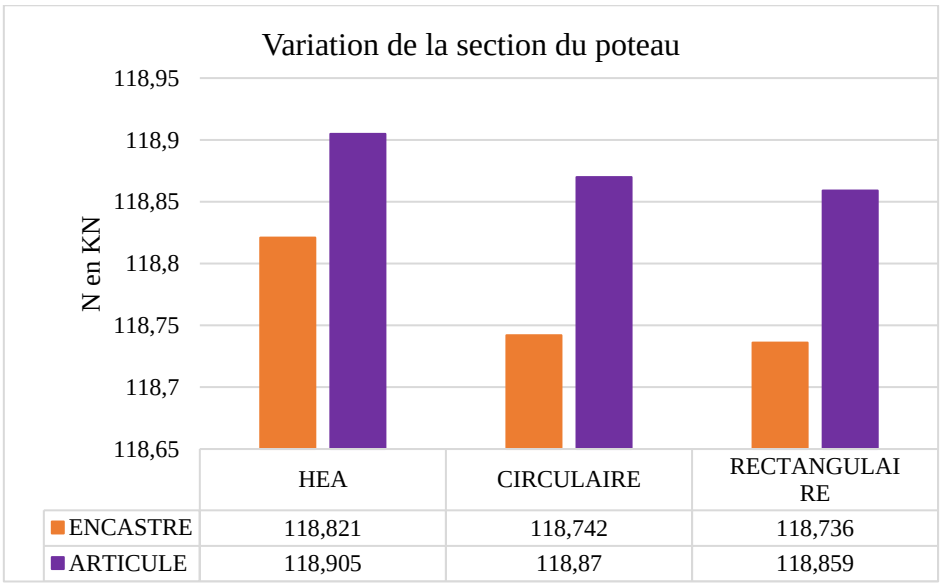
La figure 46 montre la variation des valeurs trouvées pour le quatrième facteur qui est la nature de la liaison entre les poteaux et la fondation pour le cas de l'effort normal dans les poteaux.



(a)



(b)

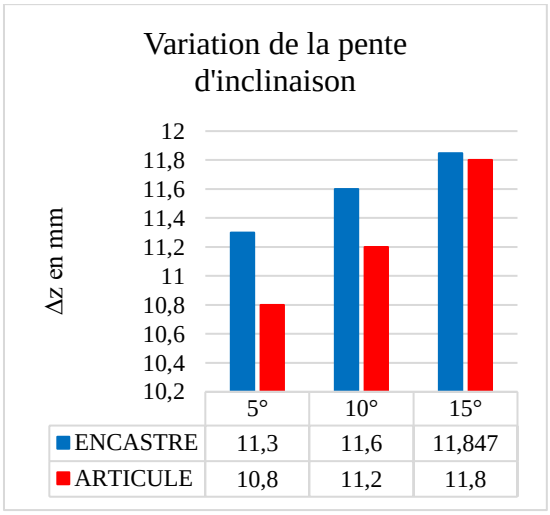


(c)

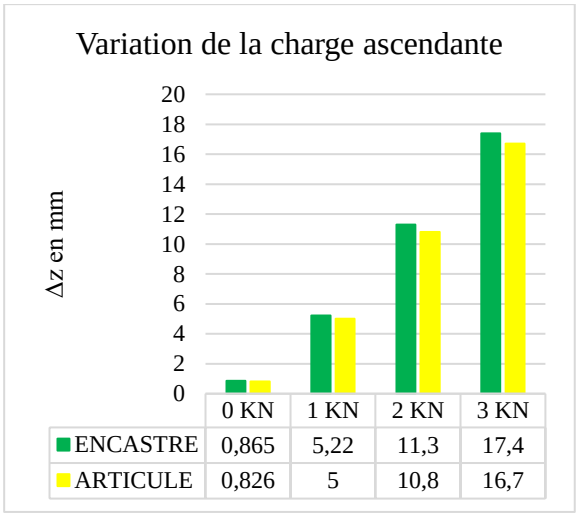
Figure 46 : Représentation de la variation des facteurs étudiés : la pente d'inclinaison en (a), la charge ascendante en (b) et la section de poteau en (c) en fonction du quatrième facteur qui est la nature de liaison entre poteau et fondation pour l'effort normal dans les poteaux.

En cas de l'effort normal dans les poteaux, nous voyons que le cas des pieds de poteau encastrés présente moins de valeur que le cas des pieds de poteaux articulés.

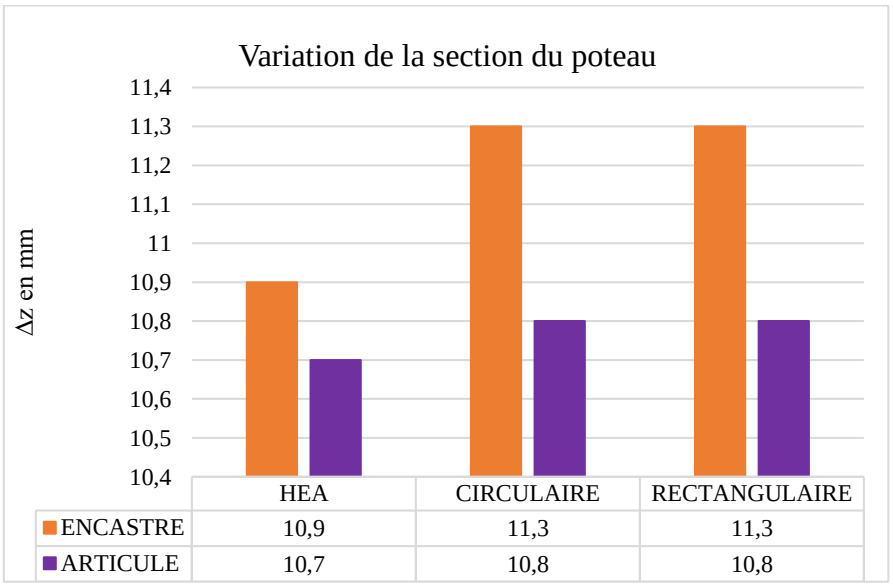
La figure 47 montre la variation des valeurs trouvées pour le quatrième facteur qui la nature de la liaison entre les poteaux et la fondation pour le cas de déplacement de la ferme de charpente suivant z.



(a)



(b)

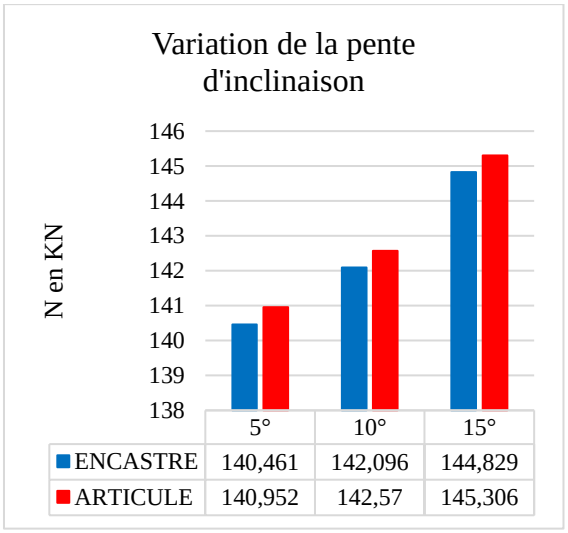


(c)

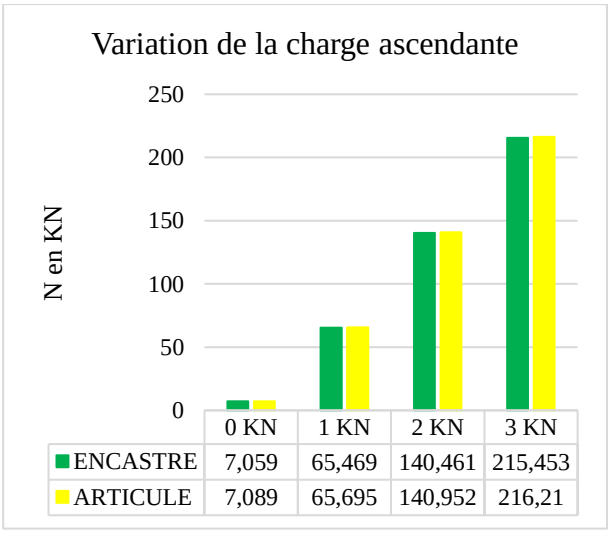
Figure 47: Représentation de la variation des facteurs étudiés : la pente d'inclinaison en (a), la charge ascendante en (b) et la section de poteau en (c) en fonction du quatrième facteur qui est la nature de liaison entre poteau et fondation pour le déplacement de la ferme suivant z.

En cas de déplacement de la ferme de la charpente au niveau des têtes des poteaux, nous constatons que le cas des pieds de poteaux articulés présente moins de valeurs que le cas des pieds de poteaux encastrés.

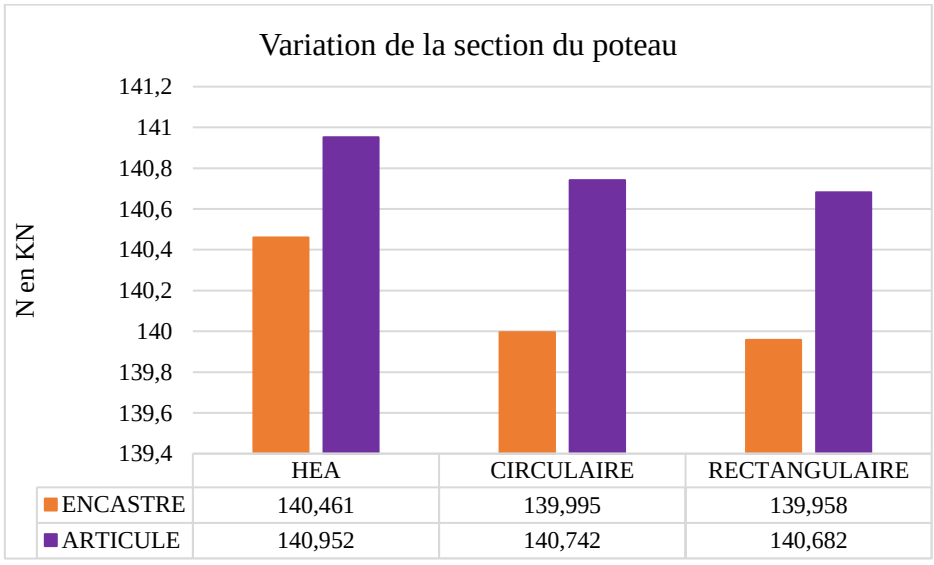
La figure 48 montre la variation des valeurs trouvées pour le quatrième facteur qui la nature de la liaison entre les poteaux et la fondation pour le cas de l'effort normal dans la ferme de charpente.



(a)



(b)



(c)

Figure 48 : Représentation de la variation des facteurs étudiés : la pente d'inclinaison en (a), la charge ascendante en (b) et la section de poteau en (c) en fonction du quatrième facteur qui est la nature de liaison entre poteau et fondation pour l'effort normal dans la ferme de la charpente.

En cas de l'effort normal dans la ferme de la charpente, nous constatons que le cas des pieds de poteaux encastrés présente de valeurs inferieures que le cas des pieds de poteaux articulés.

4.5 Synthèse des résultats

Après avoir identifié le facteur le plus défavorable par rapport aux autres considérés dans l'étude, un aperçu de leur interaction a été mené en fonction de la nature de liaison entre les poteaux et la fondation.

- **Au niveau des poteaux**

La figure suivante 49 montre le comportement des sections de poteaux sous la charge du vent dans le cas des déplacements suivant l'axe des x.

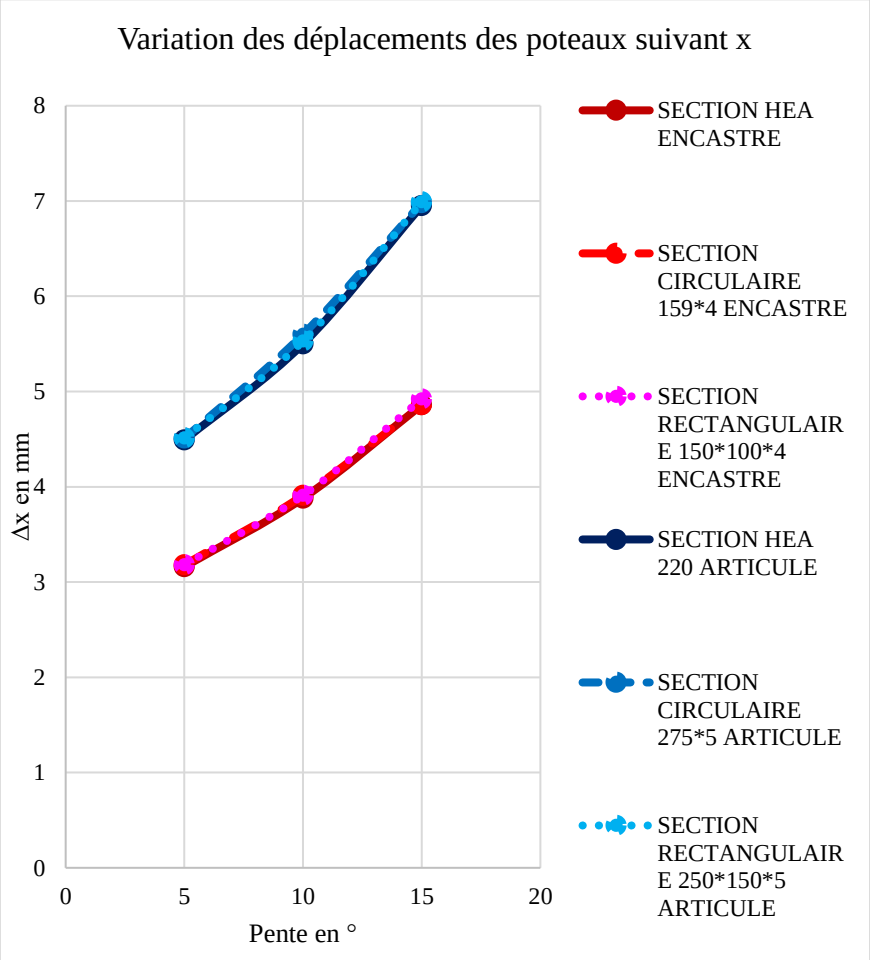


Figure 49 : Représentation de la variation des déplacements au niveau des têtes des poteaux en fonction de la nature de liaison entre poteau-fondation

Sous le facteur de nature de liaison entre poteau et fondation, nous constatons que pour les poteaux par rapport au déplacement suivant x, le poteau encastré au pied avec la fondation est avantageux par rapport à celui articulé.

La figure suivante 50 montre le comportement des sections de poteaux sous la charge du vent dans le cas du flambement.

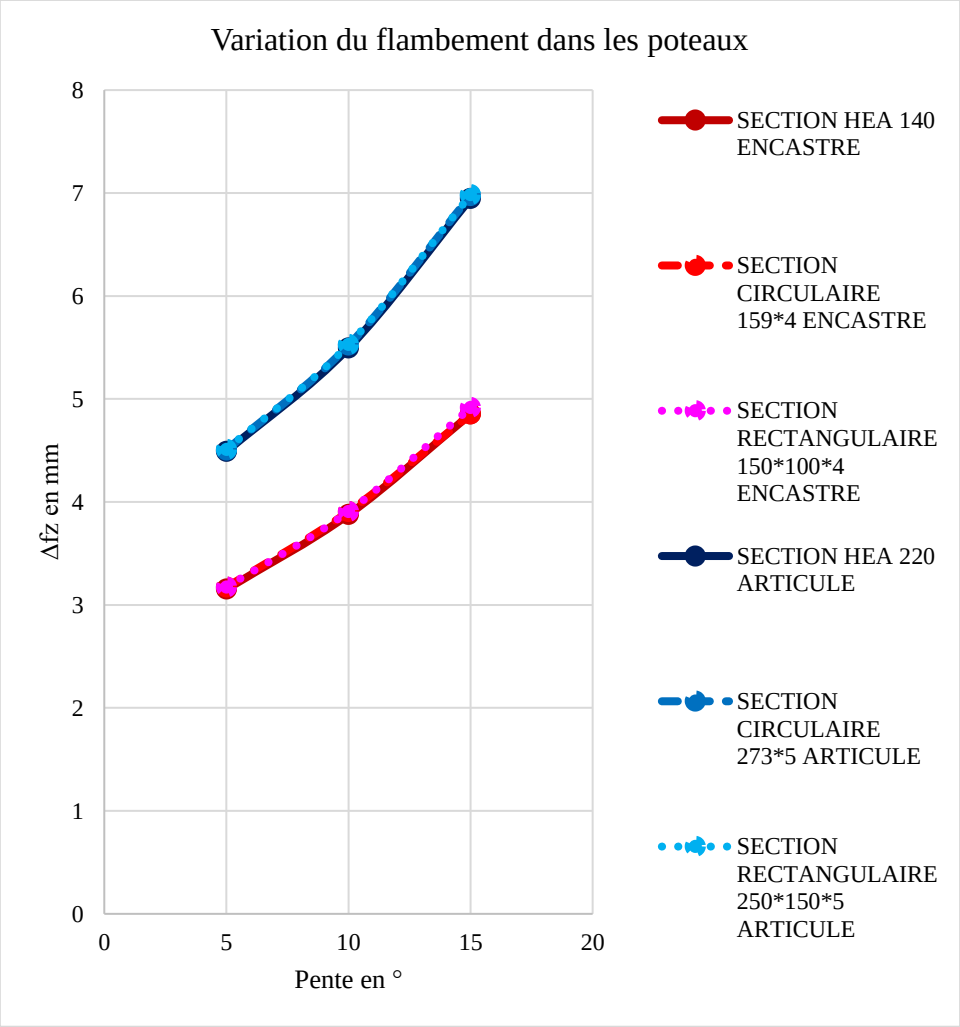


Figure 50 : Représentation de la variation du flambement dans les poteaux en fonction de la nature de liaison entre poteau-fondation

Sous le facteur de nature de liaison entre poteau et fondation, nous constatons que pour les poteaux par rapport au flambement, le poteau encastré au pied avec la fondation est avantageux par rapport à celui articulé.

La figure suivante 51 montre le comportement des sections de poteaux sous la charge du vent dans le cas de l'effort normal.

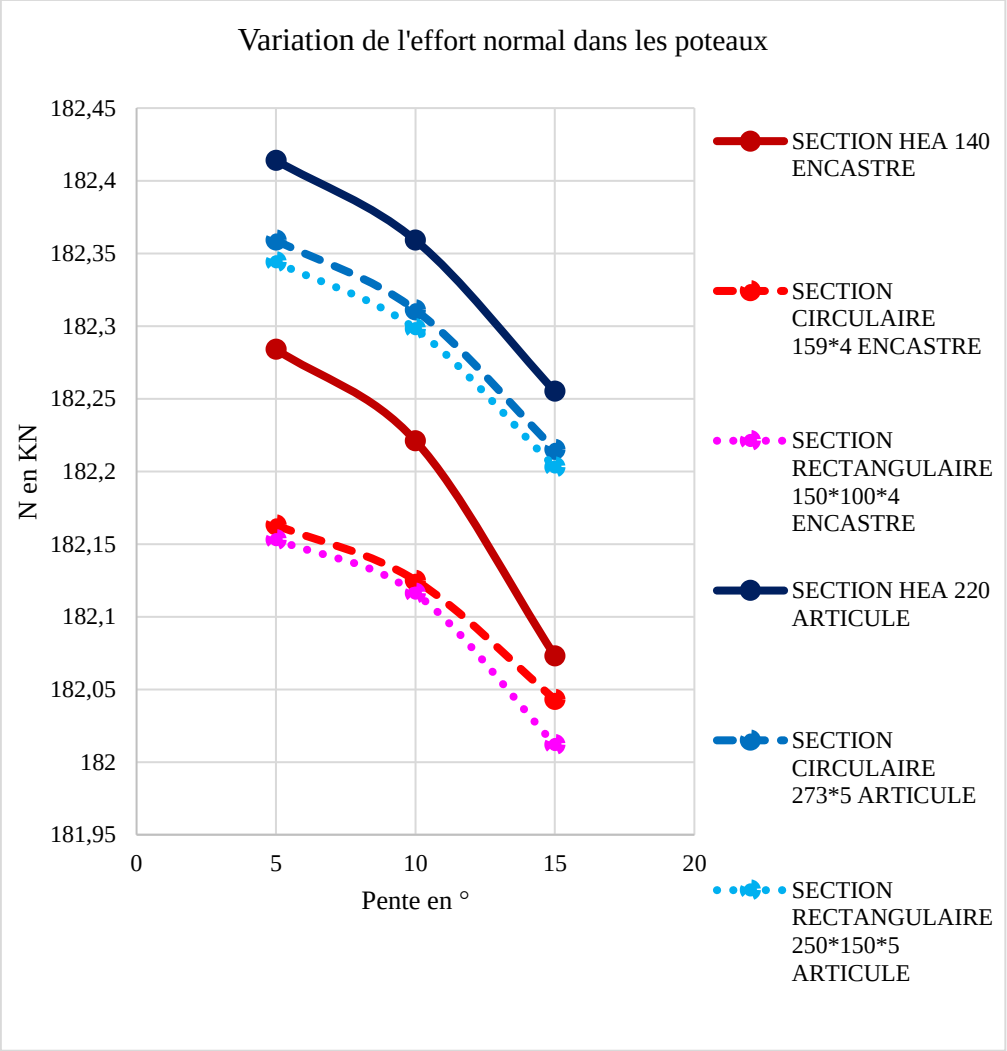


Figure 51 : Représentation de la variation de l'effort normal dans les poteaux en fonction de la nature de liaison entre poteau-fondation

Sous le facteur de nature de liaison entre poteau et fondation, nous constatons que pour les poteaux par rapport à l'effort normal, le poteau encastré au pied avec la fondation est avantageux par rapport à celui articulé.

➢ **Au niveau de la ferme de charpente**

La figure suivante 52 montre le comportement des sections de poteaux sous la charge du vent dans le cas des déplacements de la ferme reposant sur ces poteaux suivant l'axe des x.

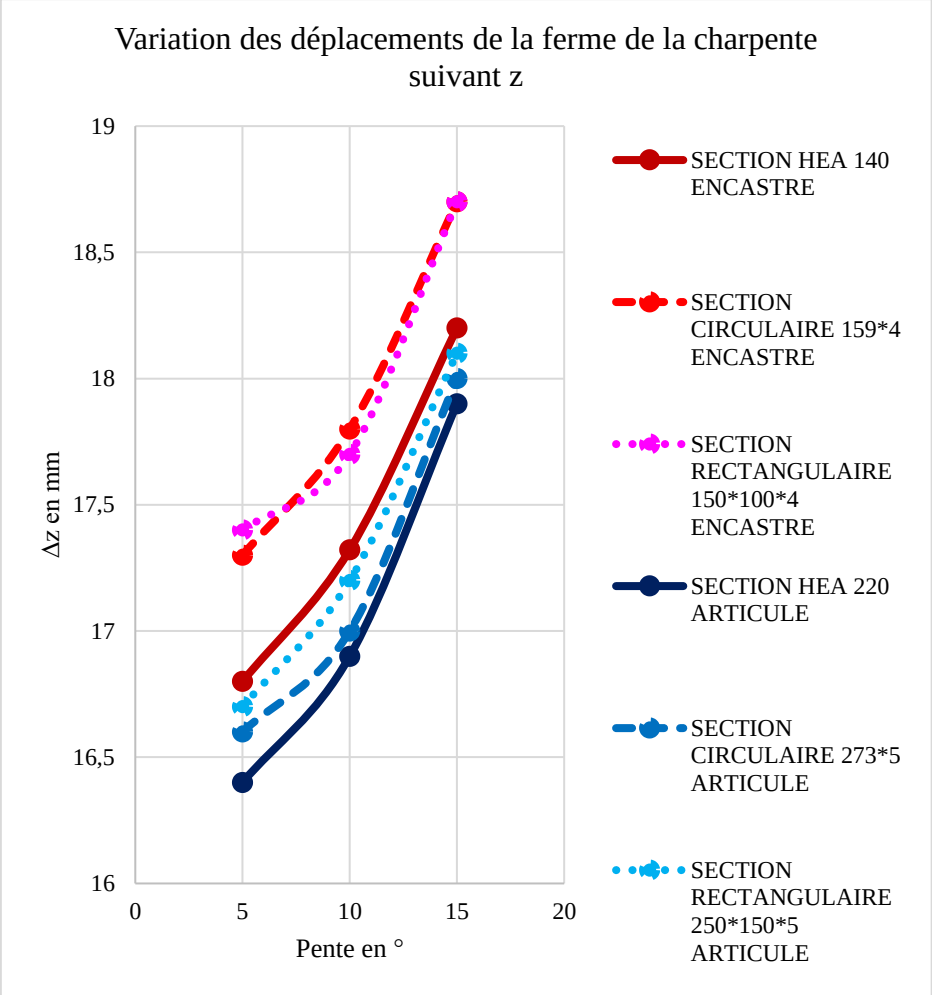


Figure 52 : Représentation de la variation des déplacements de la ferme de charpente suivant l'axe z en fonction de la nature de liaison entre poteau-fondation.

Sous le facteur de nature de liaison entre poteau et fondation, nous constatons que pour la ferme de la charpente par rapport aux déplacements suivant z, le poteau articulé au pied avec la fondation est avantageux par rapport à celui encastré.

La figure suivante 53 montre le comportement des sections de poteaux sous la charge du vent dans le cas de l'effort normal dans la ferme reposant sur ces poteaux.

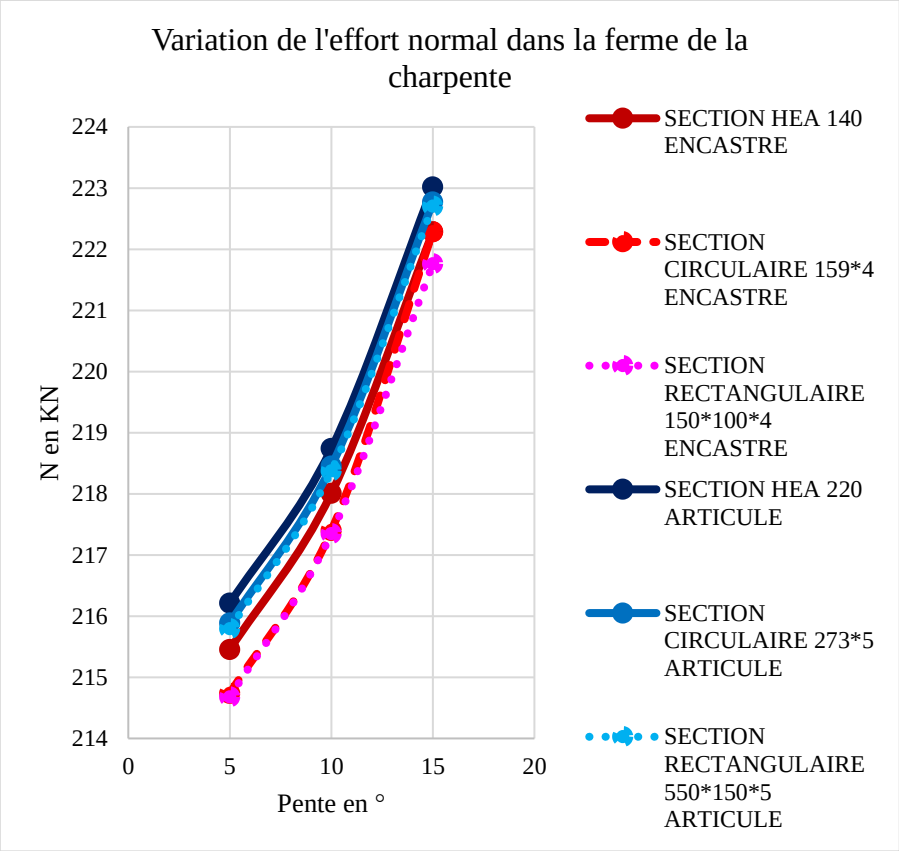


Figure 53 : Représentation de la variation de l'effort normal de la ferme de charpente en fonction de la nature de liaison entre poteau-fondation.

Sous le facteur de nature de liaison entre poteau et fondation, nous constatons que pour la ferme de la charpente par rapport à l'effort normal, le poteau encastré au pied avec la fondation est avantageux par rapport à celui articulé.

4.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons représenté l'analyse et la discussion des résultats de la modélisation et simulation faites. Nous avons pu voir l'ordre des facteurs les plus défavorables nécessitant plus d'attention par rapport aux autres facteurs étudiés lors des projets de construction des structures métalliques ouvertes. Il s'agit entre autre de la charge ascendante appliquée à la structure, de la pente d'inclinaison de la toiture, de la section de poteau et de la nature de liaisons de pieds de poteaux avec la fondation.

Conclusion générale

L'objectif principal de ce travail était de contribuer à la stabilité des structures métalliques ouvertes pour palier à la problématique d'envolement et d'endommagement des charpentes de ces derniers causés par le vent.

Nous avons utilisé un logiciel de conception et de dimensionnement des structures Lira Sapr 2016 dans le but d'évaluer l'ampleur et la variation des déformations et des efforts internes dans les éléments de la structure comme les poteaux et les fermes de charpente. Les variables d'entrée dans le modèle d'étude étant les types de section de poteaux dont la section HEA, la section circulaire et la section rectangulaire, le mode de liaison entre les poteaux et la fondation dont la liaison encastrée et la liaison articulée ; la variation de la pente dans l'ordre de 5° ;10° et 15 ° ; le tout soumis à la variation de la composante ascendante du vent dans l'ordre de 0 KN/m^2 ,1 KN/m^2 ;2 KN/m^2 et 3 KN/m^2 .

En analysant les résultats trouvés, pour assurer la stabilité de ses ouvrages, nous avons constaté que :

- La charge appliquée sur une structure a un grand impact sur sa stabilité,
- Puis la pente d'inclinaison de la toiture
- La section de poteau qui supporte la toiture et enfin
- La nature de liaison entre pied de poteau et fondation dont les résultats ont révélés que l'utilisation :

Pour les poteaux :

- Par rapport aux déformations, du poteau encastré au pied avec la fondation est avantageux par rapport à celui articulé.
- Par rapport à l'effort normal, du poteau encastré au pied avec la fondation est avantageux par rapport à celui articulé

Pour la ferme de la charpente :

- Par rapport aux déplacements, du poteau encastré au pied avec la fondation est avantageux par rapport à celui articulé.
- Par rapport à l'effort normal, du poteau encastré au pied avec la fondation est avantageux par rapport à celui articulé.

Recommandations

Cette étude ne peut être achevée sans signaler quelques recommandations aux différentes personnes physiques ou morales ayant un intérêt direct ou indirect en rapport avec ce sujet ;en général aux concepteurs et réalisateurs des projets de constructions en génie civil et en particulier en construction métallique pour les bâtiments de types ouverts comme les tribunes de stades, les salles de réception et autres de tenir en considération les résultats de ce travail afin de minimiser les déformations et les efforts internes au niveau des poteaux et de ferme de la charpente pour résoudre les problèmes causés par la composante de portance du vent sur les constructions métalliques ouvertes en réalisant des structures résistantes et assurant la sécurité des biens et de personnes qui les utilisent et contribuer au développement durable du pays.
Nos recommandations sont aussi adressés aux futurs chercheurs dans le domaine de la construction métallique afin qu'ils s'activent et continuent les recherches approfondies pour dévoiler les dangers qui hantent le domaine.

A l'IGEBU de disponibilité la carte nationale des vents au Burundi exploitable par les ingénieurs civils.

A l'Université du Burundi d'enrichir les bibliothèques des documents en rapport avec la construction métallique et l'étude du vent ainsi que rendre disponible l'accès au Wifi pour faciliter les recherches sur internet.

Références bibliographiques

[1] NV 65 (2000). Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes. Avril 2000.

[2] **Dalgliesh W.A, Schriever W.R** ; pressions du vent et phénomènes d'aspirations sur les toits, Canada 2009

[3] EN 1991-1-4-2005 : Eurocode 1, Action sur les structures, Partie 1-5, Actions générales – Action du vent

[4] **Hertig J A, Zimmorli** ; Réduction des dommages à l'enveloppe du bâtiment dus aux actions extrêmes du vent, rapport final, 2009

[5] **Dan SANDINK, Gregory KOPP** ; Améliorer la résistance des résidences canadiennes aux vents violents. Institut de prévention des sinistres catastrophiques du Canada, 2019

[6] **Marc LANDOWSKI, Bertrand LEMOINE** ; Concevoir et construire en acier, Arcelor Luxembourg, 2005

[7] Confédération de l'artisanat et des petites entreprises du bâtiment. France, construire acier ; France centre technique industriel de la construction de la construction métallique. Structure métalliques, ouvrages simples-Guide technique et de calcul d'éléments structurels en acier, 2018

[8] LEHEMBRE BERNARD ; **La Construction Métallique** ; Les Editions NATHAN 1997.

[9] **C. Barré ; A. de la Foye ; S. Moreau** ; Conception paracyclonique, A l'usage des architectes et ingénieurs, 2014

[10] Institut de prévention des sinistres catastrophiques du Canada, protéger votre maison contre les grands vents, 2012

[11] **JEAN MOREL** - Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3, Editions Eyrolles 3ème tirage (1997).

[12**] Philippe MARON**, construction métallique, les assemblages, Tome 2,2022

[13] **Hirt Manfred A et Crisnel Michel** ; Charpentes métalliques, conception et dimensionnement des halles et bâtiments -Traité de Génie Civil, Vol 11 ; Presses polytechniques et universitaires Romandes, Lausanne ,2001

[14] **Evelyn C. FRISCH, Stephan ZINGG** ; Steeldoc, documentation du centre Suisse de la construction métallique (SZS) ,2006

[15**] Hirt Manfred A. et Rolf Bez,** Construction métallique, Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement, Traite de Génie Civil, Vol 10**,** Presses polytechniques et universitaires Romandes, Lausanne, 1994

[16] **W. A. Dalgliesh et W. R. Schriever** ; Pression du vent sur les bâtiments, Division des recherches en construction, Conseil National des recherches du Canada

[17] **HADJAZI Khamis**, Support de cours en RDM, Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed Boudiaf, Année universitaire 2013-2014

[18] http://hubertfaigner.fr.

[19] Ministère de l'Education, de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique Direction générale des Bureaux pédagogiques Bureau de Développement des Compétences Techniques, **COURS DE CONTRUCTION METALLIQUE**, GUIDE DE L'ENSEIGNANT, Bujumbura, Mai 2018

[20] https : www.icab.eu>guide>vent

[20] CONSTRUCTION METALLIQUE (Tome 1) Généralités - Résistance des sections – Instabilités, Université de PAU et des Pays de l'Adour, **Philippe MARON, 2022**

Annexe 1: Coefficient de réduction des pressions dynamiques

