



République Tunisienne
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université de Tunis El Manar
École nationale d'ingénieurs de Tunis



Département de Génie Civil

RAPPORT DE MÉMOIRE DE CONSTRUCTION MÉTALLIQUE II

CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT METALLIQUE DE TYPE «HALLE»

Projet III : Fonderie

Réalisé Par

Fares FRIKHA

Classe

3 Année Génie Civil 2

Encadré Par

M. Aser MAAZOUN

Année Universitaire 2020/2021

Remerciements

C'est avec un grand plaisir que je réserve cette page, je signe de gratitude et de profonde reconnaissance, afin d'exprimer mes vifs remerciements à toute personne ayant contribué au bon déroulement de cette mémoire et son achèvement dans les meilleures conditions.

Je remercie en premier lieu Monsieur « Aser MAAZOUN » pour m'avoir fait l'honneur de diriger mon mémoire de construction métallique II, pour toute l'attention qu'il m'a porté, pour son assistance permanente et pour n'avoir épargné aucun effort pour me mettre sur la bonne voie.

Aussi mes remerciements vont aux cadres du département de génie civil de l'ENIT, qui m'ont permis de réaliser cette mémoire pour consolider nos connaissances théoriques.

Table des matières

Introduction générale	1
1 Présentation du projet	2
1.1 Introduction	3
1.2 Descripton du projet	3
1.3 Données du projet	5
1.4 Charges considérées	5
1.5 Conclusion	5
2 Conception de la structure	6
2.1 Introduction	7
2.2 Démarche de la conception	7
2.3 Les portiques	7
2.4 Les enveloppes	8
2.5 Les pannes	9
2.6 Les lisses	9
2.7 Le contreventement	10
2.8 Conclusion	10
3 Etude des charges du vent	11
3.1 Introduction	12
3.2 Etude des charges du vent selon NV 65	12
3.2.1 Données de calcul	12
3.2.2 Calcul de la pression due au vent	13
3.3 Conclusion	24
4 Dimensionnement d'une panne et d'un poteau principal	25
4.1 Introduction	26
4.2 Hypothèses de calcul	26
4.2.1 Types de charges	26

4.2.2	Normes de calcul	26
4.2.3	Caractéristiques du matériau	26
4.3	Dimensionnement d'une panne	27
4.3.1	Charges et surcharges sur la panne	27
4.3.2	Combinaison des charges	28
4.3.3	Calcul des sollicitations	28
4.3.4	Vérification à la flexion déviée	29
4.3.5	Vérification au cisaillement	31
4.3.6	Vérification à la flèche	31
4.3.7	Vérification au déversement	32
4.4	Dimensionnement d'un poteau	33
4.4.1	Charges et surcharges sur le poteau	33
4.4.2	Prédimensionnement	34
4.4.3	Vérification à l'effort tranchant	34
4.4.4	Vérification à l'effort normal	35
4.4.5	Vérification à la stabilité	35
4.5	Conclusion	38
5	Modélisation numérique du bâtiment	39
5.1	Introduction	40
5.2	Modélisation	40
5.3	Résultats	40
5.4	Conclusion	41
	Conclusion générale	42
	Références bibliographiques	43

Table des figures

1.1	Géométrie du bâtiment d'étude	3
1.2	Quelques éléments d'une charpente métallique [1]	4
3.1	Dimensions du bâtiment [2]	13
3.2	Cartographie des zones du vent en Tunisie [2]	14
3.3	Coefficient de réduction des pressions dynamiques pour les grandes surfaces [2]	16
3.4	Détermination du coefficient γ_0 [2]	17
3.5	Détermination du coefficient C_e pour les toitures [2]	18
3.6	Les valeurs de C_i pour un vent long-pan	20
3.7	Les valeurs de C_i pour un vent pignon lorsque la partie ouverte est au vent	21
3.8	Les valeurs de C_i pour un vent pignon lorsque la partie ouverte est sous le vent	23
4.1	Les charges appliquées sur les pannes	27
5.1	Modélisation 3D du bâtiment	40

Liste des tableaux

2.1	Catalogue de "Stunas" pour les couvertures[3]	8
2.2	Catalogue de "Stunas" pour les bardages[3]	8
3.1	Pression dynamique de base selon la région [2]	14
3.1	Les coefficients de site [2]	15
3.2	Valeurs des coefficients de C_e pour les parois verticales	18
3.2	Valeurs des coefficients de C_e pour les toitures	19
3.3	Les coefficients C_r	24
3.4	Les valeurs de la pression dynamique	24
4.1	Les données du profilé IPE120[4]	29
4.2	Les données du profilé HEA300[4]	34
5.1	Comparaison des résultats	40

Introduction générale

Le cours en construction métallique II comporte une mémoire dans le but d'améliorer nos connaissances de point de vue conception et dimensionnement d'un bâtiment métallique de type «halle».

Le but de cette mémoire est l'étude de l'ossature métallique d'un bâtiment industriel comportant des poutres principales en appui direct sur des poteaux et recevant une charge due à la couverture et aux pannes.

Dans ce contexte, nous avons réalisé la conception, l'étude et le dimensionnement de la structure d'une fonderie. En effet, on a fait du calcul manuel selon "EUROCODE3" des différents éléments de notre structure et du calcul automatique par machine à l'aide du logiciel "Autodesk Robot Structural Analysis Professional".

Ce rapport comporte cinq chapitres. Le premier chapitre sera consacré à la présentation du projet. Dans le deuxième chapitre, je vais présenter la conception de la structure. Dans le troisième chapitre, je vais montrer les calculs des charges du vent selon "NV65". Quant au quatrième chapitre, il sera consacré au dimensionnement d'une panne et d'un poteau principal selon "EUROCODE3". Pour le dernier chapitre, je vais faire la modélisation numérique du bâtiment sur notre logiciel et je terminerai par une comparaison des résultats numériques avec celles calculées manuellement.

PRÉSENTATION DU PROJET

Plan

1	Introduction	3
2	Descripton du projet	3
3	Données du projet	5
4	Charges considérées	5
5	Conclusion	5

1.1 Introduction

Dans ce chapitre, je vais présenter brièvement le projet étudié et je vais lister les données que j'ai utilisé pour le conception et dimensionnement de la structure.

1.2 Descripton du projet

Le projet consiste à étudier la structure métallique d'une fonderie. Il s'agit de concevoir et de dimensionner une charpente métallique d'une hauteur totale d'environ 15.35m, d'une largeur de 21m et de longueur 60m. Cette fonderie couvre $1260m^2$.

La structure est composée d'une série de portiques, chacun conçu par un système poteau traverse.

Les toitures de notre charpente ont une inclinaison de 10° .

On suppose que le bâtiment est situé à Bir Mcherga – Zaghouan (Tunisie)

La présentation de la géométrie du bâtiment est illustrée dans la figure suivante.

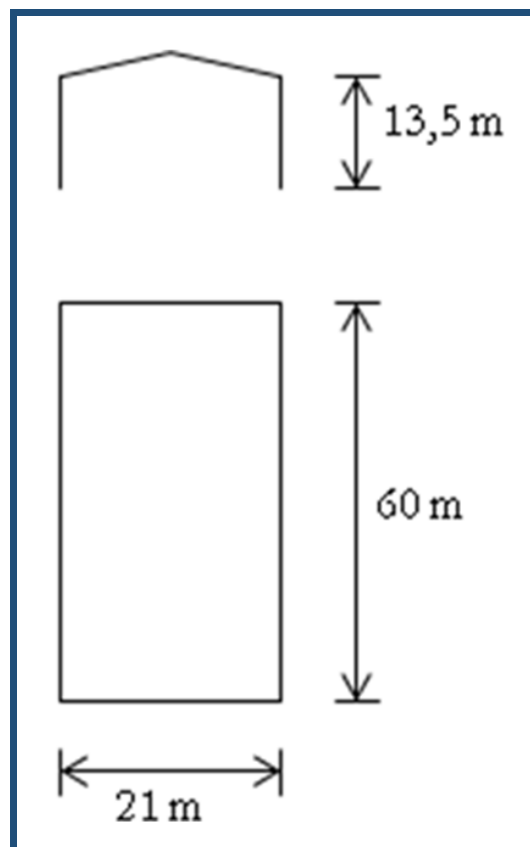


Figure 1.1: Géométrie du bâtiment d'étude

Avant de commencer notre dimensionnement, il est très nécessaire de bien connaître et comprendre les éléments d'une structure en charpente métallique et leurs emplacements. Ce ci est bien détaillé dans la figure suivante.

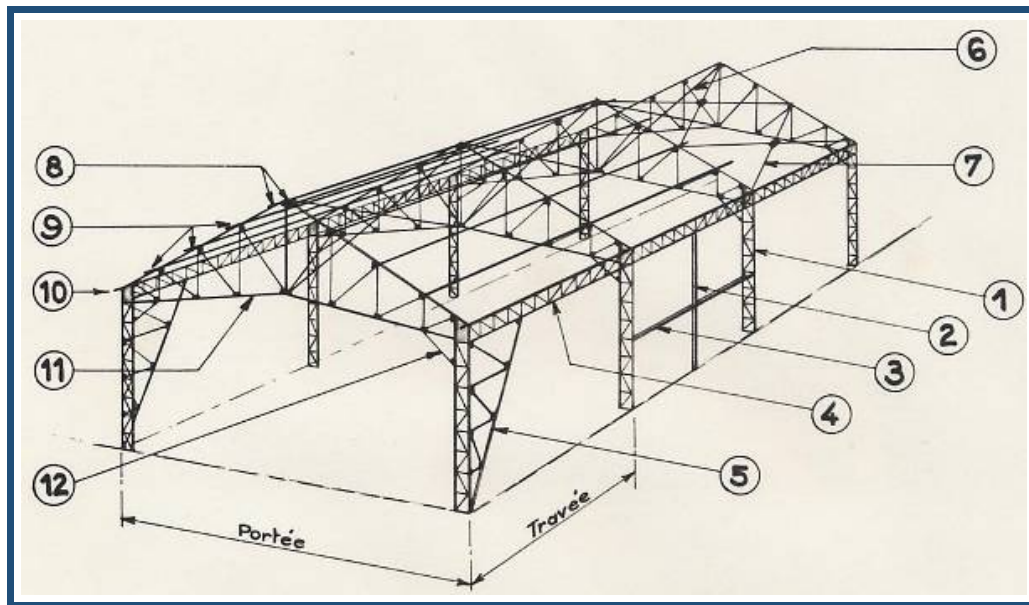


Figure 1.2: Quelques éléments d'une charpente métallique [1]

1. Poteau
2. Montant
3. Traverse
4. Sablière
5. Contreventement
6. Contreventement vertical
7. Contreventement rasant
8. Pannes faîtières
9. Pannes courantes
10. Pannes basses sablières
11. Fermes
12. Bracon

1.3 Données du projet

- Emplacement : Bir Mcherga – Zaghouan (Tunisie)
- Longueur : 60m
- Largeur : 21m
- Hauteur : 15.35m
- Inclinaison : 10°
- La façade pignon doit être partiellement ouverte avec $\mu = 15\%$
- Site normal
- Nuance de l'acier : S235
- Pieds de poteaux : articulés

1.4 Charges considérées

- Poids propre des couvertures, isolation et étanchéité multicouche : $G_{couv} = 0,25kN/m^2$
- Poids propre du bardage, isolation et accessoires de pose : $G_{bard} = 0,22kN/m^2$
- Poids propre des pannes (ou lisses) : G_{second} estimé à $0,1kN/m^2$
- Charges d'entretien : $Q_{entretien} = 0,2kN/m^2$
- Charges de poussière : $Q_{poussiere} = 0,15kN/m^2$

1.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons décrit le projet en présentant toutes les données : géométriques, de vent, ... et les charges considérées.

CONCEPTION DE LA STRUCTURE

Plan

1	Introduction	7
2	Démarche de la conception	7
3	Les portiques	7
4	Les enveloppes	8
5	Les pannes	9
6	Les lisses	9
7	Le contreventement	10
8	Conclusion	10

2.1 Introduction

La conception de la structure est la phase initiale de l'étude d'une ossature de bâtiment.

Dans ce chapitre, je vais parler des étapes de la conception de notre bâtiment et des choix des éléments de la structure.

2.2 Démarche de la conception

Cette étape est considérée comme étant la phase la plus importante et la plus délicate du projet puisqu'elle permet de satisfaire les exigences structurales et de stabilité du bâtiment et d'une autre coté de minimiser les coûts.

Le dimensionnement doit être capable de résister aux efforts maximaux et de se déplacer dans les tolérances admissibles.

2.3 Les portiques

Les portiques, qui constituent l'ossature des bâtiments, sont composés de fermes ou traverses qui supportent les pannes et des poteaux.

On impose une inclinaison de 10° qui présente l'avantage de ne pas avoir de stagnation d'eau sur la toiture.

Les portiques sont capables de résister aux charges verticales et horizontales agissant sur leur plan. Ces charges provoquent des sollicitations de flexion, effort normal et effort tranchant.

Le choix de la conception des portiques diffèrent selon :

- Leur portée.
- Du schéma statique retenu pour la structure (la nature du sol, l'existence ou non de pont roulant, la nature des équipements secondaires).
- Des activités de la construction.

L'espacement des portiques doit être compris entre 5 m et 8m. Dans ce projet, j'ai adopté un espacement $L = 6m$.

Ainsi, on aura le nombre des portiques :

$$N = \left(\frac{a}{L}\right) = \left(\frac{60}{6}\right) + 1 = 11 \text{ portiques}$$

2.4 Les enveloppes

On distingue deux types d'enveloppes :

- Les enveloppes horizontales ou les toitures : systèmes de couvertures.
- Les enveloppes verticales : systèmes de bardages.

Généralement, la couverture s'appuie sur des pannes et le bardage sur des lisses.

Selon le travail à réaliser à l'intérieur de la charpente, on choisit notre type d'enveloppes. Ici pour le cas d'une fonderie, j'ai choisi des panneaux sandwich qui doit offrir une rigidité très importante et avoir de coûts convenables par rapport au marché national. Par conséquent, on doit choisir un fournisseur certifié suivant la norme de qualité. Pour assurer tous ces critères, j'ai choisi le fournisseur des panneaux sandwich « Stunas Industries ».

Le choix de l'épaisseur de la couverture ou du bardage dépend de l'espacement entre les pannes ou les lisses, la façon avec laquelle on va poser les couvertures ou les bardages (isostatique ou hyperstatique) et de la charge subissent par ces ossatures.

Dans ce projet, j'ai choisi d'avoir des couvertures et des bardages isostatiques.

Pour les couvertures, j'ai choisi celles d'épaisseur $50mm$. D'autre part, j'ai estimé avoir une charge maximale sur les couvertures égales à $160daN/m^2$. Pour cela, j'aurais une valeur limite de $2.1m$ d'espacement entre les pannes comme le montre le tableau suivant :

Tableau 2.1: Catalogue de "Stunas" pour les couvertures[3]

Ep. mm	Coefficient de transmission thermique : $W/m^2 \cdot ^\circ C$	Poids Kg/m^2	Charges non pondérées daN/m^2								
			80	100	120	140	160	180	200	220	250
50	0.78	13.50	2.80	2.60	2.30	2.20	2.10	1.95	1.80	1.70	1.50
60	0.65	14.30	3.05	2.80	2.60	2.30	2.25	2.10	1.95	1.80	1.70
80	0.50	16.40	3.60	3.15	2.95	2.70	2.60	2.40	2.30	2.20	2.00

Pour les bardages, j'ai choisi celles d'épaisseur $50mm$. D'autre part, j'ai estimé avoir une charge maximale sur les couvertures égales à $70daN/m^2$. Pour cela, j'aurais une valeur limite de $2.7m$ d'espacement entre les lisses comme le montre le tableau suivant :

Tableau 2.2: Catalogue de "Stunas" pour les bardages[3]

Ep. mm	Coefficient de transmission thermique : $W/m^2 \cdot ^\circ C$	Poids Kg/m^2	Charges non pondérées daN/m^2								
			50	60	80	100	120	140	160	180	200
50	0.75	13.20	3.45	3.15	2.70	2.40	2.15	1.95	1.90	1.75	1.55
60	0.62	14.20	4.00	3.65	3.15	2.80	2.50	2.30	2.10	1.90	1.85
80	0.49	16.20	4.75	4.40	3.80	3.45	3.10	2.85	2.70	2.45	2.30

2.5 Les pannes

Les pannes sont des éléments porteurs secondaires qui reprennent les charges permanentes des éléments de couverture ainsi que les surcharges sur la toiture (vent, neige, ...) et les transmettent aux éléments porteurs principaux (fermes du bâtiment).

On a une portée de 21m avec une inclinaison de 10° .

Donc le toit est de portée :

$$L_{\text{traverse}} = \frac{10,5}{\cos(10^\circ)} = 10,66 \text{ m}$$

Il faut donc 5 pannes de distance $2.1m$.

Entraxes des pannes : $a_p = 2.1m$.

On choisit une couverture de portée 3m tel que :

- Epaisseur de la tôle de couverture : $e_{\text{couv}} = 1mm$.
- Hauteur de la tôle de couverture : $h_{\text{couv}} = 50mm$.

Pour le choix de la conception des pannes je vais choisir des pannes appuyées sur deux appuis et ajouter des liernes à mi-portée pour diminuer la flèche.

Dans ce projet les pannes sont de portée égale à 6m.

Le bâtiment dispose de 5 pannes par versant le long du long pan donc le nombre totale des pannes est

$$N_{T,\text{panne}} = 5 * 2 = 10 \text{ pannes}$$

Ainsi la longueur totale des pannes utilisé dans le bâtiment est :

$$L_{\text{totale}} = N_{T,\text{panne}} * L_{\text{long}} = 10 * 60 = 600m$$

2.6 Les lisses

les lisses sont des poutres horizontales qui ont pour fonction de supporter les éléments de bardage et de transmettre aux poteaux et montants les surcharges de vent s'appliquant sur la surface du bardage. Les lisses peuvent servir aussi de barres de contre-flambement aux poteaux.

Entraxes des pannes : $a_l = 2.1m$.

Dans ce projet les lisses sont de portée égale à 6m. Or,

$$N_{\text{lisse}} = \frac{13,5}{2,7} + 1 = 6$$

Le bâtiment dispose de 4 lisses le long de chaque façade donc le nombre totale des lisses est

$$N_{T,\text{lisse}} = 6 * 2 = 12 \text{ lisses}$$

Ainsi la longueur totale des lisses utilisé dans le bâtiment est :

$$L_{\text{totale}} = N_{T,\text{lisse}} * L_{\text{long}} = 12 * 60 = 720m$$

2.7 Le contreventement

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs qui permettent à la structure de résister aux forces horizontales en les transférant jusqu'aux fondations. Ils contribuent aussi à la limitation des déformations et à l'augmentation de la stabilité de la structure et de ses éléments.

Le système de contreventement est construit des éléments triangulés, ils se comportent comme des poutres treillis. Généralement la section de ces treillis a une forme des croix de Saint-André.

Le système de contreventement choisit est en 2 parties :

- Contreventement transversale de toiture entre les deux premiers et derniers portiques.
- Contreventement verticale de façade long pan entre les deux premiers et derniers portiques.

2.8 Conclusion

Dans ce chapitre, j'ai parlé de la conception des portiques, des enveloppes, des pannes, des lisses et des contreventement.

ETUDE DES CHARGES DU VENT

Plan

1	Introduction	12
2	Etude des charges du vent selon NV 65	12
3	Conclusion	24

3.1 Introduction

Parmi les charges dont on doit tenir compte, on cite la charge du vent.

Ce chapitre est consacré est le calcul détaillé des charges résultantes du vent selon NV 65.

L'action exercée sur les faces d'un élément de paroi par le vent est considérée normale à cet élément.

Cette action peut dépendre de :

- Vitesse du vent.
- Nature du site.
- Emplacement du bâtiment.
- Dimensions du bâtiment.
- Forme de la paroi.
- Perméabilité de la paroi.

3.2 Etude des charges du vent selon NV 65

3.2.1 Données de calcul

Pour le calcul des charges de vent, j'ai utilisé les données suivantes :

- Emplacement du bâtiment : Bir Mcherga – Zaghouan (Tunisie).
- Nature du site : site normal.
- Perméabilité de la paroi : La façade pignon doit être partiellement ouverte avec $\mu = 15\%$
- Dimensions du bâtiment (voir la figure suivante) :

- $a = 60m$
- $b = 21m$
- $h = 15.35m$

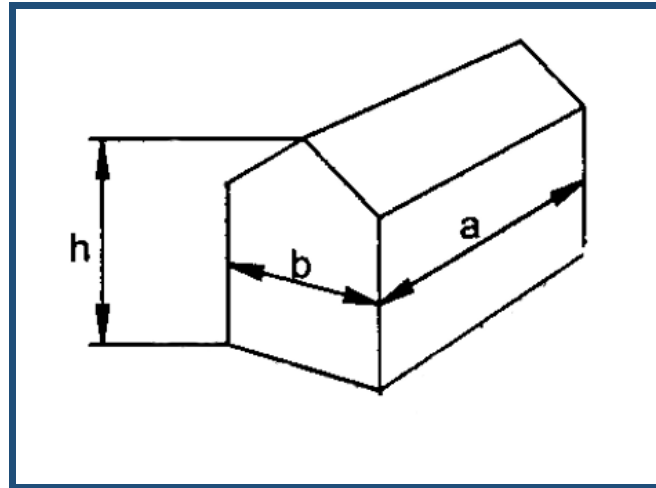


Figure 3.1: Dimensions du bâtiment [2]

3.2.2 Calcul de la pression due au vent

Selon les règles du norme "NV 65", la pression élémentaire du vent s'écrit de la manière suivante :

$$p = q_h \cdot k_s \cdot k_m \cdot \delta \cdot \beta \cdot C_r$$

avec :

- q_h : pression dynamique agissant à la hauteur h
- k_s : coefficient de site
- k_m : coefficient de masque
- δ : coefficient de réduction
- β : coefficient d'amplification dynamique
- C_r : coefficient résultant

3.2.2.1 Pression dynamique agissant à la hauteur h

Pour une hauteur $h < 500\text{m}$ au dessus du sol, la pression dynamique q_h est donnée par la formule suivante :

$$q_h = 2,5 \frac{h + 18}{h + 60} q_{10}$$

avec q_{10} : Pression dynamique de base, dépend du vitesse du vent.

On peut déterminer q_{10} à partir de la région où se situe notre projet.

D'après la carte présentée ci-dessous, notre projet est situé dans la régions II.

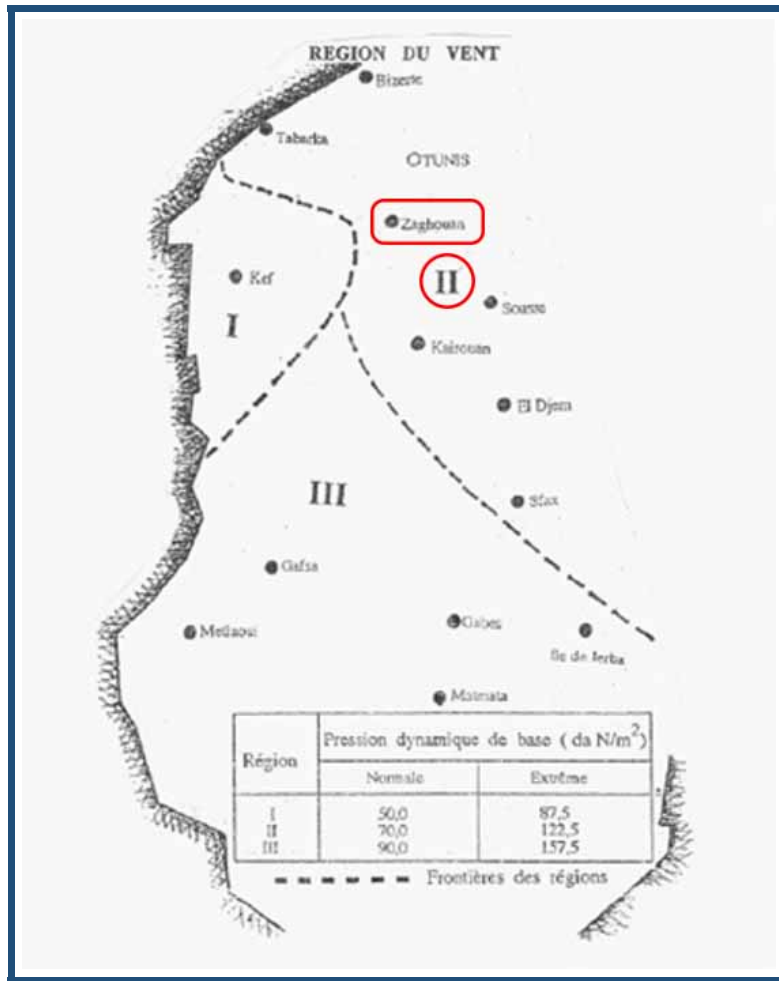


Figure 3.2: Cartographie des zones du vent en Tunisie [2]

Après savoir la région du notre projet (région II), on lit directement g_{10} du tableau suivant :

Tableau 3.1: Pression dynamique de base selon la région [2]

	Normale	Extrême
Région I	50,0 daN/m ₂	87,5 daN/m ₂
Région II	70,0 daN/m ₂	122,5 daN/m ₂
Région III	90,0 daN/m ₂	157,5 daN/m ₂

Donc, la pression dynamique de base dans notre cas est : $g_{10} = 70 \text{ daN/m}_2$.

Ainsi,

$$q_h = 2,5 \frac{h + 18}{h + 60} q_{10} = 2,5 * \frac{15.35 + 18}{15.35 + 60} * 70 = 77.46 \text{ daN/m}_2$$

3.2.2.2 Effet de site

A l'intérieur d'une région à laquelle correspondent des valeurs déterminées des pressions dynamiques de base, il convient de tenir compte de la nature du site d'implantation de la construction. C'est pour cela qu'on doit multiplier les pressions dynamiques de base par un coefficient nommé coefficient du site K_s .

Les coefficients de site K_s sont donnés par le tableau suivant :

Tableau 3.1: Les coefficients de site [2]

	Région I	Région II	Région III
Site protégé	0.8	0.8	0.8
Site normal	1.0	1.0	1.0
Site Exposé	1.35	1.3	1.25

Ainsi $K_s = 1$.

3.2.2.3 Effect de masque

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

Pour des raisons de sécurité, on prend généralement un coefficient de masque $k_m = 1$.

3.2.2.4 Effet de dimension

Les pressions dynamiques s'exerçant sur les éléments constitutifs d'une construction doivent être affectées d'un coefficient de réduction δ .

Le coefficient de réduction δ tient en compte de la variation de la pression dynamique du vent en fonction de la dimension de la surface frappée.

Pour déterminer ce coefficient, je vais utiliser l'abaque suivant :

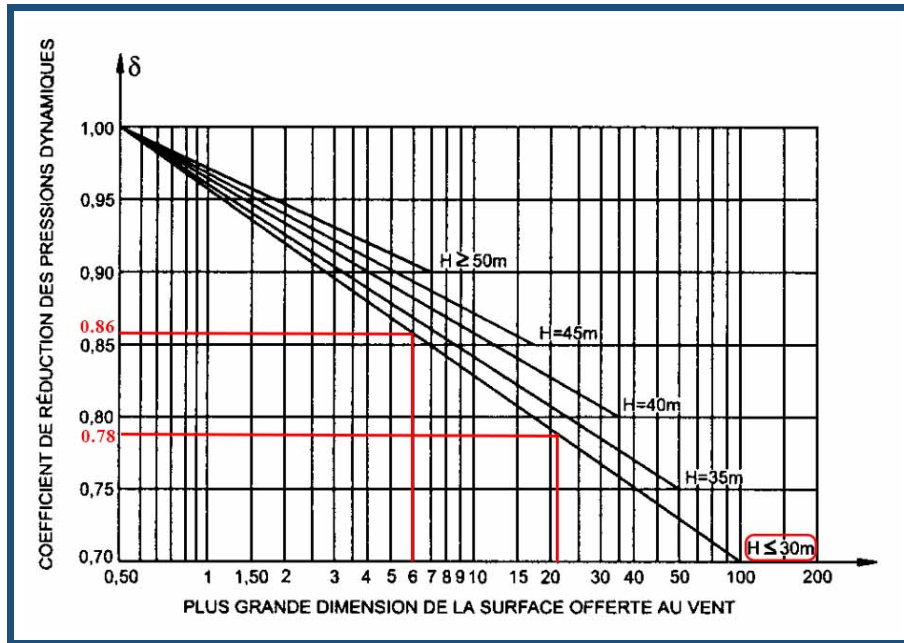


Figure 3.3: Coefficient de réduction des pressions dynamiques pour les grandes surfaces [2]

On a la hauteur de notre fonderie est $15,35m < 30m$.

Suivant la plus grande dimension, on va faire des portiques chaque 6m donc d'après la figure on a $\delta_a = 0,86$.

Suivant la plus petite dimension, on a $b = 21m$ donc d'après la figure on a $\delta_b = 0,78$.

Ainsi, $\delta = \min(\delta_a, \delta_b) = 0,78$.

3.2.2.5 Amplification dynamique

Dans la direction du vent, il existe une interaction dynamique entre les forces engendrées par les rafales de vent et la structure elle-même.

Pour tenir compte de cet effet, il faut pondérer les pressions dynamiques de base par un coefficient d'amplification dynamique β .

Dans notre cas, on prend $\beta = 1$.

3.2.2.6 Coefficient résultant

Le coefficient de pression résultant C_r est calculé suivant la formule suivante :

$$C_r = C_e - C_i$$

Avec :

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

Tout d'abord, il faut déterminer les deux paramètres λ et γ_0 pour chaque direction de vent :

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{13.5}{60} = 0.225$$

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{13.5}{21} = 0.64$$

Pour la détermination de γ_{0a} et γ_{0b} , je vais utiliser l'abaque suivant :

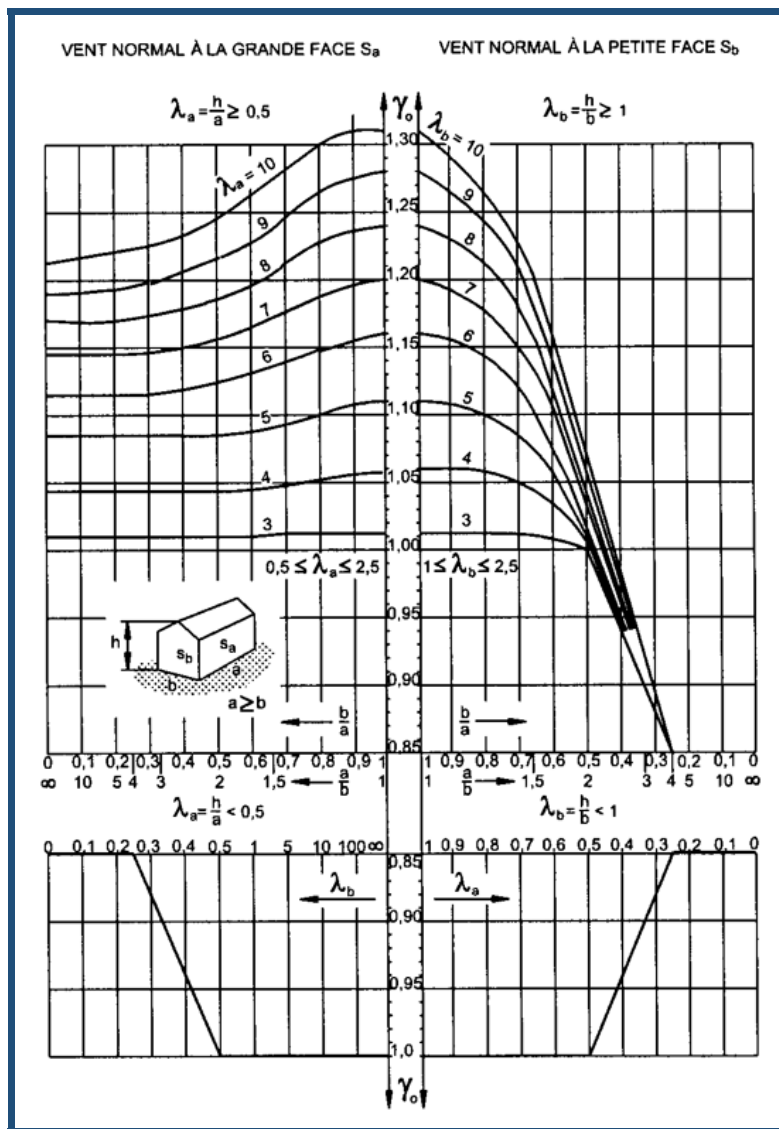


Figure 3.4: Détermination du coefficient γ_{00} [2]

Ainsi on obtient :

$$\gamma_{0b} = 0.85 \text{ et } \gamma_{0a} = 1$$

• Coefficient de pression extérieure C_e

— Parois verticales :

- Face au vent : $C_e = +0.8$
- Face sous vent : $C_e = -(1.3\gamma_0 - 0.8)$

Tableau 3.2: Valeurs des coefficients de C_e pour les parois verticales

Nature du vent	γ_0	C_e	
		Face au vent	Face sous le vent
Vent long-pan	$\gamma_{0a} = 1$	+0.8	-0.5
Vent pignon	$\gamma_{0b} = 0.85$	+0.8	-0.305

— Parois verticales :

Le bâtiment étudié, est caractérisé par de toiture à versant plan avec $f = 1.85m$.

Or, $f \leq \frac{H}{2} = 7.675m$ donc, les coefficients de pression extérieure sont déterminés par l'abaque suivant :

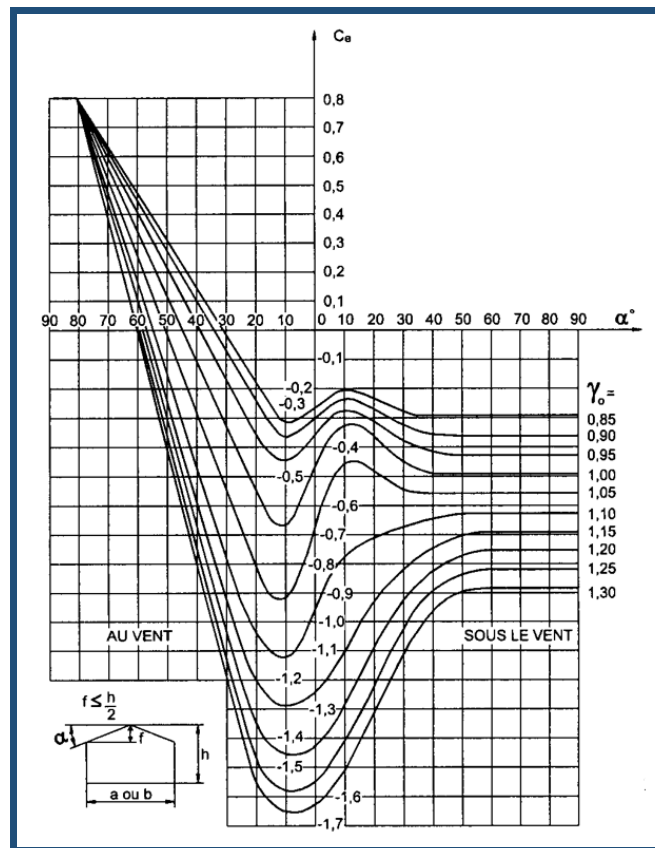


Figure 3.5: Détermination du coefficient C_e pour les toitures [2]

Le tableau suivant illustre les valeurs des coefficients de pression extérieure pour les toitures :

Tableau 3.2: Valeurs des coefficients de C_e pour les toitures

Nature du vent	γ_0	C_e	
		Face au vent	Face sous le vent
Vent normal au génératrice	$\gamma_{0a} = 1$	-0.63	-0.31
Vent parallèle au génératrice	$\gamma_{0b} = 0.85$	-0.2	-0.2

• Coefficient de pression intérieure C_i

La construction étudiée comporte une paroi partiellement ouverte ($5 < \mu = 15 < 35$) et une paroi fermée ($\mu \leq 5$).

— Vent long pan :

L'étude se réalise en deux phases puis on interpole les résultats obtenus :

- Première phase : on examine une construction fermée ($\mu \leq 5$) et on applique sur les phases intérieures :

— Une suppression :

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

— Une dépression

$$C_i = -0.6(1.3\gamma_0 - 0.8)$$

- Deuxième phase : on étudie une construction ouverte ($\mu > 35$), on applique :

Lorsque la parie ouverte est sous le vent :

- Une dépression sur la face intérieure des parois fermés y compris les versants de toiture :

$$C_i = 0.8 - 1.3\gamma_0$$

.

- Une surpression sur la face intérieure de la paroi ouverte :

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

.

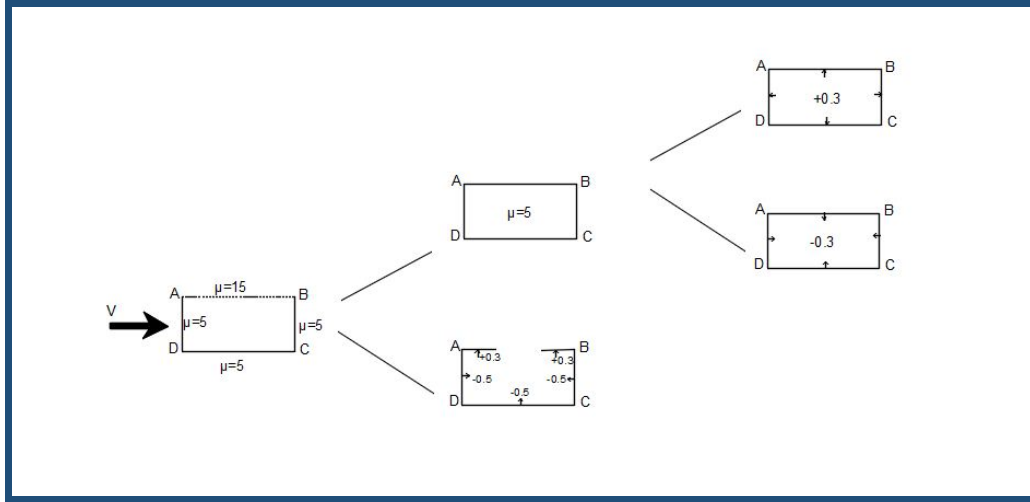


Figure 3.6: Les valeurs de C_i pour un vent long-pan

Les valeurs de C_i sont présentées dans le schéma suivant :

Ainsi,

Paroi AB :

$$C_i = +0.3$$

Parois BC, CD et AD :

$$\begin{cases} C_i(\mu \leq 5) = -0.3 \\ C_i(\mu \geq 35) = -0.5 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} C_i(\mu) = a\mu + b \\ C_i(\mu = 5) = a5 + b = -0.3 \\ C_i(\mu = 35) = a35 + b = -0.5 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} a = \frac{-0.2}{30} \\ b = \frac{-1.6}{6} \end{cases}$$

Ainsi,

$$C_i = -0.35$$

— Vent pignon :

L'étude se réalise en deux phases puis on interpole les résultats obtenus :

- Première phase : on examine une construction fermée ($\mu \leq 5$) et on applique sur les phases intérieures :

- Une suppression :

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

- Une dépression

$$C_i = -0.6(1.3\gamma_0 - 0.8)$$

- Deuxième phase : on étudie une construction ouverte ($\mu > 35$), on applique :

Lorsque la parie ouverte est au vent :

- Une dépression sur la face intérieure des parois fermés y compris les versants de toiture :

$$C_i = 0.8$$

- Une surpression sur la face intérieure de la paroi ouverte :

$$C_i = -0.6(1.3\gamma_0 - 0.8)$$

Les valeurs de C_i sont présentées dans le scéma suivant :

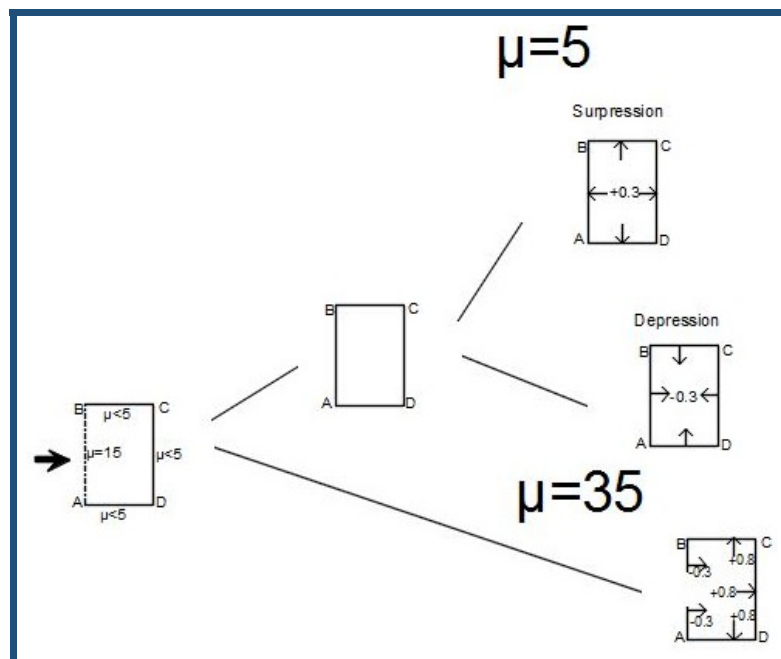


Figure 3.7: Les valeurs de C_i pour un vent pignon lorsque la partie ouverte est au vent

Ainsi, Paroi AB :

$$C_i = -0.3$$

Parois BC, CD et AD :

$$\begin{aligned} & \begin{cases} C_i(\mu \leq 5) = +0.3 \\ C_i(\mu \geq 35) = +0.8 \end{cases} \\ \Rightarrow & \begin{cases} C_i(\mu) = a\mu + b \\ C_i(\mu = 5) = a5 + b = 0.3 \\ C_i(\mu = 35) = a35 + b = 0.5 \end{cases} \\ & \Rightarrow \begin{cases} a = \frac{+0.5}{30} \\ b = \frac{+4.3}{6} \end{cases} \end{aligned}$$

Ainsi,

$$C_i = -0.9$$

Lorsque la parie ouverte est sous le vent :

- Une dépression sur la face intérieure des parois fermés y compris les versants de toiture :

$$C_i = 0.8 - 1.3\gamma_0$$

.

- Une surpression sur la face intérieure de la paroi ouverte :

$$C_i = 0.6(1.8 - 1.3\gamma_0)$$

.

Les valeurs de C_i sont présentées dans le schéma suivant :

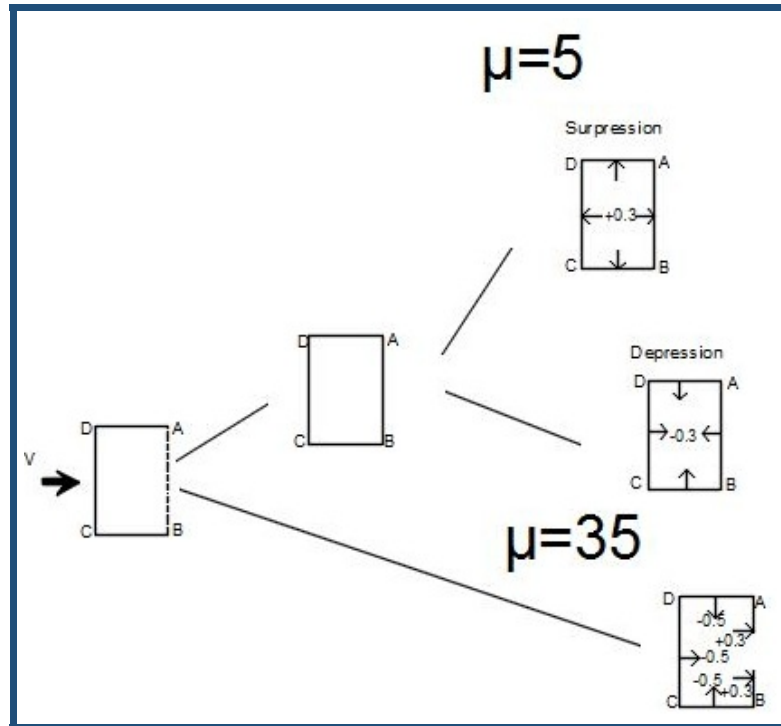


Figure 3.8: Les valeurs de C_i pour un vent pignon lorsque la partie ouverte est sous le vent

Ainsi, Paroi AB :

$$C_i = 0.3$$

Parois BC, CD et AD :

$$\begin{cases} C_i(\mu \leq 5) = -0.3 \\ C_i(\mu \geq 35) = -0.5 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} C_i(\mu) = a\mu + b \\ C_i(\mu = 5) = a5 + b = -0.3 \\ C_i(\mu = 35) = a35 + b = -0.5 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} a = \frac{-0.2}{30} \\ b = \frac{-8}{30} \end{cases}$$

Ainsi,

$$C_i = -0.35$$

Ainsi, les coefficients C_r sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.3: Les coefficients C_r

Vent		Toitures		Parois Verticaux		
		Au vent	Sous le vent	Au vent	Sous le vent	Partiellement ouverte
Long-pan		-0.26	+0.04	+1.14	-0.12	-0.8
Pignon	Au vent		-1.22	+1.1	-1.265	+1.1
	Sous le vent		+0.09	-0.605	+0.06	+1.14

3.2.2.7 Pression dynamique

La pression dynamique est déterminée par la formule suivante :

$$p = q_h \cdot k_s \cdot k_m \cdot \delta \cdot \beta \cdot C_r$$

D'autre part, il faut vérifier que la pression dynamique soit supérieur à $0.3kN/m^2$.

Ainsi, On obtient les valeurs des pressions dynamiques dans le tableau suivant :

Tableau 3.4: Les valeurs de la pression dynamique

Vent		Toitures		Parois Verticaux		
		Au vent	Sous le vent	Au vent	Sous le vent	Partiellement ouverte
Long-pan		0.3	0.3	0.61	0.3	0.3
Pignon	Au vent		0.64	0.59	0.64	0.6
	Sous le vent		0.3	0.33	0.3	0.62

3.3 Conclusion

Pour dimensionner la structure, il faut choisir les valeurs des coefficients de pression les plus élevées en valeurs absolues.

- Vent de dépression sur parois verticales : $W = 0.64kN/m^2$
- Vent de soulèvement sur toiture : $W = 0.64kN/m^2$

DIMENSIONNEMENT D'UNE PANNE ET D'UN POTEAU PRINCIPAL

Plan

1	Introduction	26
2	Hypothèses de calcul	26
3	Dimensionnement d'une panne	27
4	Dimensionnement d'un poteau	33
5	Conclusion	38

4.1 Introduction

Dans ce chapitre, je vais présenter les hypothèses de calcul d'une structure métallique tout en calculant les différentes charges agissant sur cette structure.

Ensuite, je vais dimensionner une panne et un poteau principal de la fonderie étudiée en appliquant les règles de "EUROCODE".

4.2 Hypothèses de calcul

4.2.1 Types de charges

Les charges que subisse la fonderie sont :

- Les charges permanentes.
- Les charges d'exploitation.
- Les surcharges climatiques (les surcharges du vent seulement dans notre cas).

4.2.2 Normes de calcul

Les calculs seront menés conformément aux prescriptions des documents suivants :

- Règles de NV65
- Règles de l'Eurocode 1 "Bases de calcul et actions sur les structures"
- Règles de l'Eurocode 3 "Calcul et justification des structures métalliques"

4.2.3 Caractéristiques du matériau

Le matériau utilisé pour la construction de ce bâtiment industriel est l'acier. Ses caractéristiques sont les suivants :

- Nuance : S235
- Limite d'élasticité : $f_y = 235 MPa$
- Résistance ultime à la traction : $f_u = 360 MPa$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2,1 \cdot 10^5 MPa$
- Module d'élasticité transversal : $G = 0,8 \cdot 10^5 MPa$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$

- Densité : $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- Contrainte limite élastique de cisaillement : $\tau_e = 0.58 * f_y = 136,3 \text{ MPa}$
- Température de fusion : $\cong 1500 \text{ C}^\circ$

4.3 Dimensionnement d'une panne

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme.

On se propose de réaliser le dimensionnement des pannes intermédiaires et le calcul se fait pour des pannes isostatiques de portée 6m sans liernes avec un entraxe de 2.1m. Ils supportent une couverture en panneau sandwich de 50mm d'épaisseur.

4.3.1 Charges et surcharges sur la panne

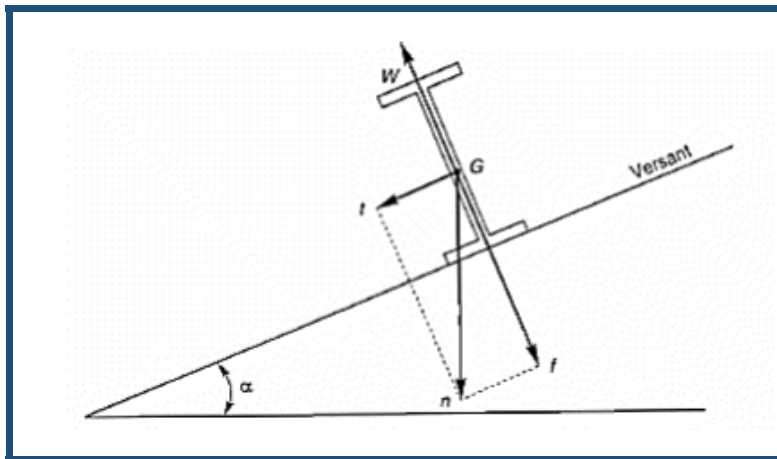


Figure 4.1: Les charges appliquées sur les pannes

4.3.1.1 Charges permanentes

Il s'agit des charges agissantes de façon continue sur l'ossature du bâtiment.

Les charges permanentes agissants sur la panne sont :

- Poids propre des couvertures, isolation et étanchéité multicouche : $G_{couv} = 0,25 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre des pannes (ou lisses) : $G_{second} = 0,1 \text{ kN/m}^2$

Ainsi, la charge permanente totale :

$$G = G_{couv} + G_{second} = 0.25 + 0.1 = 0.35 \text{ kN/m}^2$$

4.3.1.2 Charges d'exploitation

Il s'agit des charges générées par le climat et les activités humaines liées à l'occupation d'un bâtiment.

Les charges d'exploitation agissants sur la panne sont :

— Charges d'entretien : $Q_{entretien} = 0,2kN/m^2$

— Charges de poussière : $Q_{poussiere} = 0,15kN/m^2$

Ainsi, $Q = Q_{entretien} + Q_{poussiere} = 0,2 + 0,15 = 0,35kN/m^2$

— Charges de vent : $V = 0,64kN/m^2$

4.3.2 Combinaison des charges

Les combinaisons les plus défavorables à retenir pour les calculs :

4.3.2.1 A l'état limite ultime

$$P_{u,1} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 * 0,35 + 1,5 * 0,35 = 1kN/m^2/ml$$

$$P_{u,2} = G \cos \alpha - 1,5V = 0,35 * \cos(10) - 1,5 * 0,64 = -0,62kN/m^2/ml$$

4.3.2.2 A l'état limite de service

$$P_{s,1} = G + Q = 0,35 + 0,35 = 0,7kN/m^2/ml$$

$$P_{s,2} = G \cos \alpha - V = 0,35 * \cos(10) - 1,5 * 0,64 = -0,30kN/m^2/ml$$

4.3.3 Calcul des sollicitations

4.3.3.1 Calcul des moments fléchissants

— Selon l'axe de l'inertie forte :

$$M_{u1,Ed,y} = \frac{P_{u,1} \cos \alpha * e * L^2}{8} = \frac{1 * \cos \alpha * 2,1 * 6^2}{8} = 9,28kN.m$$

$$M_{u2,Ed,y} = \frac{P_{u,2} * e * L^2}{8} = 5,81kN.m$$

— Selon l'axe de l'inertie faible :

$$M_{u1,Ed,z} = \frac{P_{u,1} \sin \alpha * e * (L/2)^2}{8} = \frac{1 * \sin \alpha * 2.1 * 3^2}{8} = 0.41 kN.m$$

$$M_{u2,Ed,z} = \frac{P_{u,2} * e * (L/2)^2}{8} = 1.45 kN.m$$

4.3.3.2 Calcul des efforts tranchants

— Selon l'axe de l'inertie forte :

$$V_{u1,Ed,z} = \frac{P_{u,1} \cos \alpha * e * L}{2} = \frac{1 * \cos \alpha * 2.1 * 6}{2} = 6.19 kN$$

$$V_{u2,Ed,z} = \frac{P_{u,2} * e * L}{2} = 3.88 kN$$

— Selon l'axe de l'inertie faible :

$$V_{u1,Ed,y} = \frac{P_{u,1} \sin \alpha * e * (L/2)}{2} = \frac{1 * \sin \alpha * 2.1 * 3}{2} = 0.55 kN$$

$$V_{u2,Ed,y} = \frac{P_{u,2} * e * (L/2)}{2} = 1.94 kN$$

4.3.4 Vérification à la flexion déviée

Le critère de résistance à vérifier est

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

avec α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égale à l'unité.

Par tâtonnement on choisit le profilé IPE120, donc section de classe 1, donc, la vérification est en plasticité.

Les paramètres du profilé IPE120 sont données dans le tableau suivant :

Tableau 4.1: Les données du profilé IPE120[4]

$h = 120mm$	$b = 64mm$	$t_w = 4.4mm$	$t_f = 6.3mm$	$d = 93.4mm$	$A = 13.2cm^2$
$I_y = 317.8cm^4$	$W_{el,y} = 53cm^3$	$i_y = 4.9cm$	$W_{pl,y} = 60.7cm^3$	$A_{vz} = 6.3cm^2$	
$I_z = 27.65cm^4$	$W_{el,z} = 8.64cm^3$	$i_z = 1.45cm$	$W_{pl,z} = 13.6cm^3$	$A_{vy} = 8.6cm^2$	

Les pannes sont soumises à la flexion déviée et le profilé est ne "I" donc on a les coefficients $\alpha = 2$ et $\beta = 1$.

- Classification de la section :

— Vérification de la semelle :

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\text{or } \frac{b_f}{2t_f} = \frac{64}{2 \cdot 6.3} = 5.08$$

$$5.08 \leq 10 \Rightarrow \text{vérifié}$$

— Vérification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\text{or } \frac{d}{t_w} = \frac{93.4}{4.4} = 21.22$$

$$21.22 \leq 72 \Rightarrow \text{vérifié}$$

\Rightarrow Classe de section 1 vérifié

On a ;

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{60.7 * 235 * 10^{-4}}{1.1} = 12.97 MN.m$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.6 * 235 * 10^{-4}}{1.1} = 2.91 MN.m$$

Ainsi,

$$\left(\frac{M_{y.Sd}}{M_{pl,y,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.Sd}}{M_{pl,z,Rd}} \right)^\beta = \left(\frac{9.28}{12.97} \right)^2 + \left(\frac{0.41}{2.91} \right)^1 = 0.65 \leq 1 \Rightarrow \text{vérifié}$$

$$\left(\frac{M_{y.Sd}}{M_{pl,y,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.Sd}}{M_{pl,z,Rd}} \right)^\beta = \left(\frac{5.81}{12.97} \right)^2 + \left(\frac{1.45}{2.91} \right)^1 = 0.70 \leq 1 \Rightarrow \text{vérifié}$$

La flexion est vérifiée.

4.3.5 Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.Sd} \leq V_{pl,z.Rd}$$

$$V_{y.Sd} \leq V_{pl,y.Rd}$$

avec

$$V_{pl,y.Rd} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{8.6 * 235}{\sqrt{3} * 1.1 * 10^2} = 10.6 MN$$

$$V_{pl,z.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{6.3 * 235}{\sqrt{3} * 1.1 * 10^2} = 7.77 MN$$

Ainsi,

$$V_{y.Ed} < V_{pl,y.Rd} \Rightarrow \text{vérifié}$$

$$V_{z.Ed} < V_{pl,z.Rd} \Rightarrow \text{vérifié}$$

4.3.6 Vérification à la flèche

La flèche est vérifiée si :

$$f \leq f_{ad}$$

avec,

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

— Vérification à la flèche verticale :

$$f_{ad,z} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{P_{s,2} \cos \alpha \cdot L^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} * \frac{0.30 \cos 10 * (6 * 100)^4}{2.1 * 317.8 * 10^6} = 0.74 cm$$

Ainsi,

$$f_z \leq f_{ad,z} \Rightarrow \text{vérifié}$$

— Vérification à la flèche latérale :

$$f_{ad,y} = \frac{L/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{P_{s,2} \sin \alpha \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^4}{E \cdot I_z} = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{0.30 \sin 10^\circ \cdot \left(\frac{6 \cdot 100}{2}\right)^4}{2.1 \cdot 10^6 \cdot 27.65} = 0.38 \text{ cm}$$

Ainsi,

$$f_y \leq f_{ad,y} \Rightarrow \text{vérifié}$$

4.3.7 Vérification au déversement

Le déversement est vérifié si

$$M_{u2,Ed,y} \leq M_{b.Rd}$$

avec,

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

On calcule l'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5}$$

avec,

$$\beta_w = 1 \text{ car section de classe 1}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \varepsilon = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/e_s} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{3 \cdot 100/1.45}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{3/1.45}{120/6.3} \right)^2 \right]^{0.25}} = 119.99$$

Ainsi,

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5} = \frac{119.99}{93.9} = 1.28$$

D'autre part,

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

avec,

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.5 [1 + 0.21 (1.28 - 0.2) + 1.28^2] = 1.43$$

D'où,

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.43 + [1.43^2 - 1.28^2]^{0.5}} = 0.48$$

Ainsi,

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0.48 * 1 * \frac{60.7 * 235}{1.1} = 6.26 MN.m$$

$$M_{u2,Ed,y} \leq M_{b.Rd} \Rightarrow \text{vérifié}$$

Les IPE 120 sont les profilés retenus pour les pannes.

4.4 Dimensionnement d'un poteau

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction. Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

Dans cette partie, on va dimensionner un potelet, de longueur 14.56m, b-articulé.

4.4.1 Charges et surcharges sur le poteau

4.4.1.1 Charges permanentes

Il s'agit des charges agissantes de façon continue sur l'ossature du bâtiment.

Les charges permanentes agissants sur le poteau sont :

- Poids propre de bardage, isolation et accessoires de pose $G_{bard} = 0,22 kN/m^2$.
- Poids propre des lisses : $G_{second} = 0,1 kN/m^2$.
- Nombre de lisse : 4.

Ainsi, la charge permanente totale :

$$G = (0.22 * 14.56 * 7.5) + (0.1 * 4 * 7.5) = 27.0 kN/m^2$$

4.4.1.2 Charges climatiques

Il s'agit des charges générées par le climat et les activités humaines liées à l'occupation d'un bâtiment :

$$\text{Charges de vent : } V = 0.52 * 7.5 = 3.9kN/m^2$$

4.4.2 Prédimensionnement

On va prédimensionner le potelet en utilisant la flèche sous charge non pondérée.

La vérification de la flèche se fait sous le vent normal. On doit vérifier la condition suivante :

$$f \leq f_{lim}$$

avec,

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{Vl^4}{EI}$$

et

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

Ainsi,

$$I > \frac{Vl^3}{E} \cdot \frac{5}{384} \cdot 200 = \frac{1000}{384} \cdot \frac{4.80 * 10^{-5} * 14.5^3}{2.1 * 10^5} = 18146.57.6cm^4$$

=> On choisi HEA300 avec $I_y = 18263.5cm^4$

Les paramètres du profilé HEA300 sont données dans le tableau suivant :

Tableau 4.2: Les données du profilé HEA300[4]

$h = 260mm$	$b = 260mm$	$t_w = 7.5mm$	$t_f = 12.5mm$	$A = 86.8cm^2$
$I_y = 10455.0cm^4$	$W_{el,y} = 836.4cm^3$	$i_y = 10.97cm$	$W_{pl,y} = 919.8cm^3$	$A_{vz} = 28.8cm^2$
$I_z = 3668.2cm^4$	$W_{el,z} = 282.2cm^3$	$i_z = 6.5cm$	$W_{pl,z} = 430.2cm^3$	$A_{vy} = 67.4cm^2$

4.4.3 Vérification à l'effort tranchant

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{Sd} \leq \frac{1}{2} V_{pl,Rd}$$

avec,

$$V_{Sd} = \frac{1.5Vl}{2} = \frac{1.5 * 4.8 * 14.5}{2} = 52.2kN$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{37.3 * 2350 / \sqrt{3}}{1.1} = 460kN$$

Ainsi,

$$V_{Sd} \leq \frac{1}{2} V_{pl,Rd} \Rightarrow \text{vérifié}$$

Donc, il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

4.4.4 Vérification à l'effort normal

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{Sd} \leq \min\left(\frac{1}{4} N_{pl,Rd}, \frac{1}{2} \frac{A_{wy}}{\gamma_{M0}}\right)$$

avec,

$$N_{Sd} = 1.35G_{tot} = 1.35 * (G + p * l) = 1.35 * (27.0 + 0.883 * 14.5) = 53.63kN$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{112.5 * 10^{-5} * 235}{1.1} = 2403.4kN$$

$$\frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(112.5 - 1.15 * (2 * 16 + 0.75 + 2 * 1.8)) * 10^{-5} * 235}{1.1} = 2205.26kN$$

Ainsi,

$$N_{Sd} \leq \min\left(\frac{1}{4} N_{pl,Rd}, \frac{1}{2} \frac{A_{wy}}{\gamma_{M0}}\right) \Rightarrow \text{vérifié}$$

Donc, il n'y a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant.

4.4.5 Vérification à la stabilité

- Classification de la section :

— Vérification de la semelle :

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\text{or } \frac{b_f}{2t_f} = \frac{64}{2 * 14} = 2.285$$

$$2.285 \leq 10 \Rightarrow \text{vérifié}$$

— Vérification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\epsilon$$

$$\text{or } \frac{d}{t_w} = \frac{208}{8.5} = 24.47$$

$$24.47 \leq 33 \Rightarrow \text{vérifié}$$

\Rightarrow Classe de section 1 vérifié

Le poteau est sollicité à la flexion due au vent et à la compression due à son poids propre, au poids des bardages et au poids des lisses. Donc il travaille à la flexion composée.

4.4.5.1 Vérification à la flexion composée avec risque de flambement

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} N_{pl,Rd}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1.0$$

avec :

— χ_{\min} : coefficient de réduction minimal pour le flambement :

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

— χ_y : coefficient de réduction pour le flambement par rapport à l'axe yy (dans le plan portique) :

$$\chi_y = \frac{1}{Q_y + [Q_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

$$Q_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right)[\beta]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 * 10^4}{2350}\right]^{0.5} = 93.3$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1450}{12.74} = 113.8$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right)[\beta]^{0.5} = \frac{113.8}{93.9} * 1^{0.5} = 1.2$$

$$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0.96 \Rightarrow \text{courbe de flambement axe yy} \Rightarrow \alpha_y = 0.34$$

$$\Rightarrow Q_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5[1 + 0.34 * (1.2 - 0.2) + 1.2^2] = 1.89$$

$$\Rightarrow \chi_y = \frac{1}{Q_y + [Q_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.89 + [1.89^2 - 1.2^2]^{0.5}} = 0.3$$

— χ_z : coefficient de réduction pour le flambement par rapport à l'axe zz (hors du plan portique) :

$$\chi_z = \frac{1}{Q_z + [Q_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

$$Q_z = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right)[\beta]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 * 10^4}{2350}\right]^{0.5} = 93.3$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{400}{7.49} = 53.4$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right)[\beta]^{0.5} = \frac{53.4}{93.9} * 1^{0.5} = 0.57$$

$$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0.96 \Rightarrow \text{courbe de flambement axe zz} \Rightarrow \alpha_z = 0.49$$

$$\Rightarrow Q_z = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5[1 + 0.49 * (0.57 - 0.2) + 0.57^2] = 0.8$$

$$\Rightarrow \chi_z = \frac{1}{Q_z + [Q_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.8 + [0.8^2 - 0.57^2]^{0.5}} = 0.73$$

Ainsi,

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.3, 0.73) = 0.3$$

Or,

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Ed}}{\chi_y A f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} = 1.2 * (2 * 1.3 - 4) + \frac{1383.3 - 420.7}{420.7} = 0.6$$

$$\Rightarrow k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Ed}}{\chi_y A f_y} = 1 - \frac{0.6 * 35.6}{0.3 * 112.5 * 2350} = 1$$

Et on a,

$$M_{Sd,y} = \frac{Q \cdot l^2}{8} = \frac{1.5 * 4.8 * 14.5^2}{8} = 153.75 kN.m$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1383.3 * 2350}{1.1} = 189.23 kN.m$$

Ainsi,

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} N_{pl,Rd}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{35.6}{0.3 * 2403.4} + \frac{1 * 153.75}{295.5} \leq 1.0 \Rightarrow \text{vérifié}$$

4.4.5.2 Vérification à la flexion composée avec risque de déversement

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \leq 1.0$$

Avec,

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Ed}}{\chi_z A f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0.15 (\bar{\lambda}_z \beta_{M,LT} - 1) = 0.15 * (0.57 * 1.3 - 1) = -0.04$$

Ainsi,

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Ed}}{\chi_z A f_y} = 1 - \frac{-0.04 * 53.63}{0.73 * 112.5 * 2350} = 1$$

D'où,

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} = \frac{53.63}{0.73 * 2403.4} + \frac{1 * 189.23}{0.52 * 295.5} \leq 1.0 \Rightarrow \text{vérifié}$$

Les HEA300 sont retenues pour les poteaux.

4.5 Conclusion

Dans ce chapitre, j'ai vérifié les profils de la structure de la charpente du projet étudié :

- Pannes : IPE 120.
- Poteaux : HEA 300.

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU BÂTIMENT

Plan

1	Introduction	40
2	Modélisation	40
3	Résultats	40
4	Conclusion	41

5.1 Introduction

Au cour de ce chapitre, je vais analyser la modélisation numérique de la charpente de notre projet et comparer ses résultats par les résultats du calcul manuel.

5.2 Modélisation

La modélisation de la structure est effectuée par le logiciel Robot. En utilisant les éléments finis, le logiciel "Robot" nous permet d'aboutir rapidement aux sollicitations et de vérifier les structures suivant les normes de l'Eurocode 3.

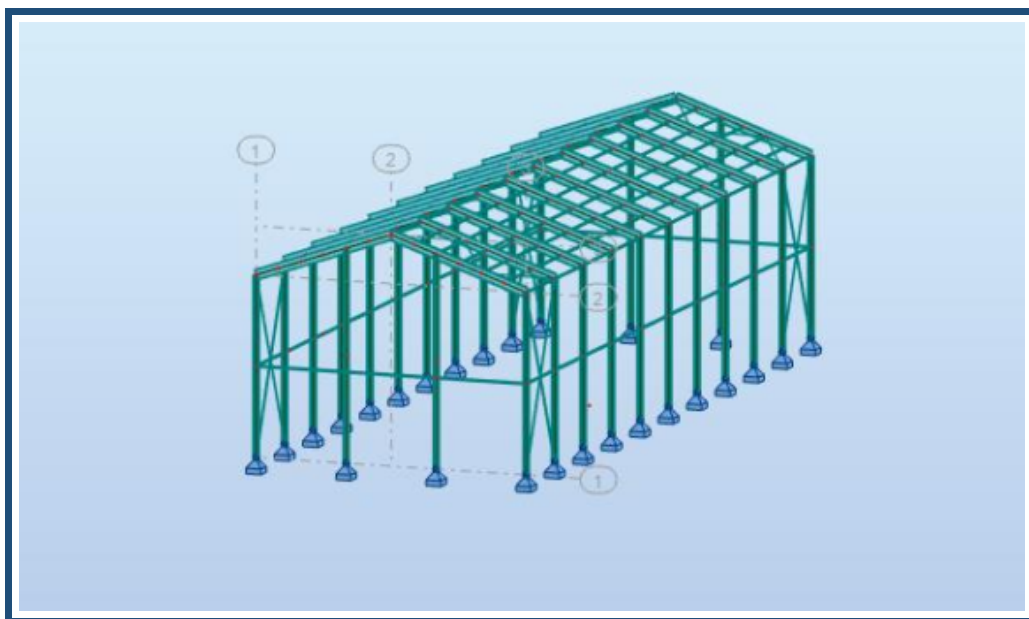


Figure 5.1: Modélisation 3D du bâtiment

5.3 Résultats

Dans ce projet on a dimensionné et vérifié les pannes et les poteaux par deux méthodes, le première en utilisant un simple calcul manuel et la deuxième en s'appuyant sur le logiciel Robot structural analysis et on a trouvé les différences suivantes :

Tableau 5.1: Comparaison des résultats

	Calcul Manuel	Calcul Robot
Panne	IPE120	IPE160
Poteau	HEA300	HEA320

On remarque une différence entre les résultats fournis par "Robot" et les résultats du calcul manuel. Les principales causes des différences de sont :

- L'utilisation de la méthode des éléments finis pour le logiciel par contre pour le calcul manuel on utilise des formules de l'Eurocode 3.
- Le calcul des charges et des sollicitations par le logiciel est plus précis que le calcul manuel.
- "Robot" utilise des normes de conception les plus développées alors que le calcul manuel est traité par des formules basées sur des résultats d'expérience et des statistiques.

5.4 Conclusion

Dans ce chapitre, on modéliser notre projet sur un logiciel 3D. Puis, j'ai donné les résultats donnés par ce logiciel et donné quelques remarques sur la différence des résultats.

Conclusion générale

Cette mémoire a consisté à l'étude et la conception d'un bâtiment industriel en charpente métallique à Bir Mchagua Zaghuan, à travers lequel nous avons pu appliquer le cours qu'on a étudié, la descente de charge, la conception, l'étude de la contrainte du vent, le dimensionnement des pannes des traverses et des poteaux manuellement et la modélisation l'aide du logiciel Robot.

Références bibliographiques

- [1] : NOTES SUR LES PRATIQUES TECHNIQUES, LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE,
[https ://notech.franceserv.com/](https://notech.franceserv.com/)
- [2] : Ramzi ZAKHMA, Polycopié du cours Construction Métallique II, "Charges de vent selon NV65",
ENIT, 2020
- [3] : PANNEAUX SANDWICH EN LAINE DE ROCHE, "Stunas industries".
- [4] : "MEMOTECH", structures métalliques, C. Hazard, F. Lelong, B. Quinzain.

