

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Aboubakr Belkaid Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme
de Master en Génie Civil
Option : Construction Métallique.

Thème :

**INFLUENCES DES DÉFAUTS D'ALIGNEMENT ET DE VERTICALITÉ DES
POTEAUX SUR LA RÉPONSE D'UNE STRUCTURE**

Présenté le 12 juin 2016 par :

BENSARI YASSINE
HOULALA MOHAMMED EL AMIN

Devant le jury composé de :

Dr. MATALLAH.M
Mr. CHERIF. Z.E.A
Dr. BOURABAH.I
Dr. MISSOUM.A

Président
Examineur
Examinatrice
Encadrant

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents qui, de tout le temps, mobilisent tous leurs efforts matériels et moraux en vue de ma réussite.

Aucune dédicace ne serait exprimée à leur juste valeur, mon profond respect et ma gratitude pour tous les efforts que vous avez fournis pour moi.

Aux personnes qui m'ont toujours aimé, supporté, conseillé, poussé à m'améliorer, dont le mérite, les sacrifices et les qualités humaines, ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui et m'ont permis de vivre ce jour.

A l'ensemble de la promotion Construction Métallique 2016

Bensari Yassine

Dédicace

*C'*est grâce à ALLAH seul que j'ai pu achever ce travail.

Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie, que je dédie mon travail à mes très chers, respectueux et magnifique parents qui m'ont soutenu tout au long de ma vie ainsi qu'à mes frères et mes amis, et en particulier à mon binôme BENSARI YASSINE et à tous mes professeurs et à toutes les personnes qui m'ont encouragé ou aidé tout au long de mes études.

A toutes la promotion de génie civil 2016.

Houlala Med El Amine

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Dieu, notre créateur de nous avoir donné la force, la volonté et le courage afin d'accomplir ce travail modeste.

Nous adressons un grand remerciement à notre encadrant et chef de département de génie civil Dr. MISSOUM ABDELGHANI qui a proposé le thème de ce mémoire, pour ses conseils et ses dirigés du début à la fin de ce travail.

Nous remercions également tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé nos réflexions et ont accepté de nous rencontrer et répondre à nos questions durant cette période.

Merci aussi à l'équipe topographique pour leur disponibilité et l'attention qu'ils ont eu à notre égard tout le long des études du projet.

Nous souhaitons exprimer notre gratitude à messieurs les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de siéger à notre soutenance.

Au Dr. MATALLAH.M pour nous avoir fait l'honneur de présider le jury de ce mémoire.

Au Dr. BOURABAH.I et Monsieur CHERIF.Z.E.A auquel nous exprimons toute notre gratitude pour avoir accepté de juger ce travail.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours soutenu et encouragé au cours de la réalisation de ce mémoire.

Merci à toutes et à tous

Résumé

Nous nous intéressons dans ce mémoire de fin d'étude à l'influence des défauts d'alignement et de verticalités des poteaux sur la réponse d'une structure.

Le projet se divise en deux majeures parties. Dans la première se succèdent les chapitres sur l'étude de la structure, dans laquelle nous trouvons une présentation de l'ouvrage suivi de l'évaluation des charges et surcharge climatiques selon le règlement « RNV2013 », le pré-dimensionnement des éléments secondaires, puis une étude sismique. Vient ensuite le dimensionnement des éléments structuraux selon le règlement « CCM97 » ainsi que l'étude et la vérification des assemblages et le calcul des fondations.

Dans la seconde partie, nous avons étudié les poteaux avec défauts extérieurs et intérieurs (déplacement imposé) et leurs influences sur l'ensemble de la structure.

Mot clés : Dimensionnement, Construction métallique, Acier, Hall industriel, résistance, instabilité, défauts géométriques.

Abstract

We are interested in this final work study the influence of alignment defects and verticality of the column on the response of a structure.

The project is divided into two major parts. In the first one successive chapters on the study of the structure, in which we find a presentation of the structure followed by assessment loads and climate according to Regulation overload « RNV2013 » pre- sizing of secondary elements, and a seismic study . Then comes the design of structural elements according to the Algerians code « CCM97 » and the study and the verification of assemblies and the calculation of foundations.

In the second part, we studied the columns with external and internal defects' (imposed displacements) and their influence on the whole structure.

Keywords: Design, Steel structure, steel, industrial hall, Resistance, Instability, geometrical defects.

ملخص

في هذه المذكرة لنهاية الدراسات, نهتم إلى دراسة تأثير العيوب الهندسية العمودية للأعمدة علي إستجابة الهيكل.

المشروع ينقسم إلى قسمين أساسيين. في القسم الأول يتوالي دراسة الهيكل الذي من خلاله نجد تقديم المبني متنوع بتقديم الأحمال و التحميلات الزائدة وف قالا ل نظام RNV 2013 , قبل قياس الأبعاد للمواد الثانوية ثم دراسة أثر الزلازل علي الهيكل ثم يأتي من بعد التقييم للمواد الأساسية التشكيلية وف قالا ل نظام CCM 97 ,وما معها من دراسة و مراجعة التجميع الهندسي ودراسة الأساسات.

في الجزء الثاني , نقوم بدراسة الأعمدة بالعيوب الخارجية و الداخلية (تغيير موقعها المفروض) و تأثيرها على الشكل العام.

مفاتيح البحث : وضع الأبعاد , بناء حديدي , الصلب أو الحديد , موقع صناعي , المقاومة , غير الثباتي , العيوب هندسية.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION	13
CHAPITRE 1 : DESCRIPTION DU PROJET	14
Introduction	14
1.1 Présentation du projet	14
1.2 Données concernant le site du projet.....	15
1.3 Règlements utilisés	16
1.4 Logiciels utilisés.....	16
1.5 Matériaux utilisés	16
Acier	16
Béton.....	16
CHAPITRE 2 : CHARGES ET SURCHARGES.....	17
2.1 Introduction	17
2.2 Charge permanente	17
2.3 Surcharges d'exploitations	17
2.4 Charges climatiques.....	17
2.4.1 Effet de la neige.....	18
2.4.2 L'effet du vent	19
2.4.3 L'effet du frottement	30
CHAPITRE 3 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	31
3.1 Calcul des chéneaux	31
3.1.1 Introduction	31
3.1.2 Dimensionnement des chéneaux	31
3.2 Caractéristiques de la couverture.....	32
3.3 Calcul des pannes de la couverture.....	32
3.3.1 Charges à prendre en considération.....	33
3.3.2 Espacement entre pannes.....	33
3.3.3 Dimensionnement des pannes	34
3.3.4 Conditions de flèche à l'ELS.....	36
3.3.5 Condition de flèche avec poids propre inclus.....	37
3.3.6 Classe du profilé IPE140	37
3.3.7 Vérification des contraintes	38
3.3.8 Résistance de la panne au déversement.....	39
3.3.9 Résistance au voilement par cisaillement.....	40
3.3.10 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.....	40
3.4 Calcul des liernes.....	40
3.4.1 Dimensionnement des liernes.....	41
3.4.1 Dimensionnement des liernes.....	42
3.5 Calcul de l'échantignole	42
3.5.1 Dimensionnement de l'échantignole	42
3.5.2 Boulon d'attache.....	43
3.5.3 Cordon de soudure.....	45
3.6 Calcul des potelets	46
3.6.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé	46
3.6.2 Dimensionnement du potelet	47

3.6.3 Incidence de l'effort normal	47
3.6.4 Vérification des contraintes	48
3.6.5 Résistance à la compression et flexion	48
3.6.6 Résistance au voilement par cisaillement	50
3.6.7 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme	50
CHAPITRE 4 : ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE	52
4.1 Introduction	52
4.2 Principe de la méthode de calcul	52
4.3 Spectre de réponse de calcul	52
4.4 Analyse dynamique de la structure	54
4.5 Modélisation de la structure	54
4.6 Analyse modale	55
4.7 Vérification de la structure	56
4.7.1 Vérification de la période fondamentale de la structure	56
4.7.2 Vérification de la force sismique à la base	56
4.7.3 Vérification des déplacements	58
CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	59
5.1 Introduction	59
5.2 Justification de la traverse IPE 360	59
5.2.1 Charges réparties sur la traverse	59
5.2.2 Caractéristiques de la traverse IPE 360	59
5.2.3 Efforts sollicitant	59
5.2.4 Classe de la section transversale	60
5.2.5 Vérification de la flèche	60
5.2.6 Conditions de résistance	60
5.2.7 Vérification au déversement	61
5.3 Justification du poteau HEA 220	62
5.3.1 Caractéristiques du poteau HEA220	62
5.3.2 Efforts sollicitant	63
5.3.3 Classe de la section transversale	63
5.3.4 Conditions de résistance	63
5.4 Justification des poutres au vent	65
5.4.1 Les éléments comprimés	65
5.4.2 Les éléments tractés	66
5.5 Justification des stabilités	67
5.5.1 Les éléments comprimés	67
5.5.2 Les éléments tractés	68
CHAPITRE 6 : CALCUL DES ASSEMBLAGES	70
6.1 Introduction	70
6.2 Principaux modes d'assemblages	70
6.3 Classification des assemblages	70
6.4 Classes des boulons	70
6.5 Calcul des assemblages	70
6.5.1 Assemblage poteau – traverse (HEA 220 – IPE 360)	70
6.5.2 Assemblage traverse – traverse (IPE 360 – IPE 360)	74
6.5.3 Assemblage de pieds de poteau	77
CHAPITRE 7 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	81

7.1 Calcul des fondations	81
7.1.1 Introduction	81
7.1.2 Charges à prendre en considération.....	81
7.1.3 Dimensionnement des semelles pour les poteaux en HEA 220	82
7.1.4 Dimensionnement des semelles pour les potelets en IPE 240.....	86
7.2 Calcul des longrines	86
7.2.1 Introduction	86
7.2.2 Dimensionnement des longrines.....	86
7.2.3 Calcul du ferrailage	87
7.2.4 Condition de non fragilité.....	87
7.2.5 Calcul des armatures transversales	88
7.2.6 Calcul d'espacement des cadres	88
CHAPITRE 8 : DEFAUTS D'ALIGNEMENT.....	89
8.1 Imperfections géométriques.....	89
8.2 Disposition des poteaux	89
8.3 Récapitulatif des résultats de la structure saine (sans défauts)	90
8.4 Récapitulatif des résultats de la structure existante avec ses défauts	90
8.5 Justification du poteau (HEA 220) avec les nouvelles sollicitations.....	93
8.5.1 Caractéristiques du poteau (HEA220).....	93
8.5.2 Efforts sollicitant	93
8.5.3 Classe de la section transversale.....	93
8.5.4 Conditions de résistance	93
8.6 Structure avec des défauts simulés.....	96
8.6.1 Premier cas : (portique 2 uniquement).....	96
8.6.2 Deuxième cas : (portique 1 + portique 2 + portique 3).....	97
8.6.3 Troisième cas : (portique 1 – portique 2).....	98
8.7 Comparaison et analyse des différents cas.....	99
CONCLUSION.....	101
ANNEXES	
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	

LISTE DES NOTATIONS

Majuscules latines

- A : Section brute d'une pièce.
- A_{net} : Section nette d'une pièce.
- A_w : Section de l'âme.
- A_v : Aire de cisaillement.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- $C_{p,net}$: Coefficient de pression nette.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_d : Coefficient dynamique.
- E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2.1 \cdot 10^5$ MPa).
- F : Force en générale.
- G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G=81000$ MPa).
- G : Charge permanente.
- I : Moment d'inertie.
- K_t : Facteur de terrain.
- L : Longueur.
- M : Moment de flexion.
- M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.
- M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
- M_{Pl} : Moment plastique.
- $M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement .
- $N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
- $N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
- N_{sd} : Effort normal sollicitant.
- $N_{t, sd}$: Effort normal de traction.
- N_{csd} : Effort normal de compression.
- $N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
- Q : surcharge d'exploitation.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- S : La charge de la neige.
- V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.
- $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

L_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre.

t_w : Épaisseur de l'âme de poutre.

z : Hauteur au-dessus du sol.

z_0 : Paramètre de rugosité.

z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Vue en 3D de la structure.....	14
Figure 1.2 : Localisation du site du projet.....	15
Figure 1.3 : Localisation de la structure.....	15
Figure 2.1 : Cas de charges ponctuelles des pannes.....	17
Figure 2.2 : Coefficient de forme – toitures à versant multiples.....	18
Figure 2.3 : La géométrie de la structure.....	19
Figure 2.4 : Vent sur la paroi verticale du pignon.....	22
Figure 2.5 : Vent sur la paroi verticale du long pan.....	23
Figure 2.6 : Vent sur la toiture du pignon.....	23
Figure 2.7 : Légende pour les toitures à versant multiples.....	24
Figure 2.8 : Vent sur la toiture du long pan.....	24
Figure 2.9 : Répartition de pressions du vent sur la paroi verticale direction V1 et V3 pour $C_{pi} = +0,8$	25
Figure 2.10 : Répartition de pressions du vent sur la paroi verticale direction V1 et V3 pour $C_{pi} = -0,5$	25
Figure 2.11 : Répartition de pressions du vent sur la paroi verticale direction V2 et V4 pour $C_{pi} = +0,8$	26
Figure 2.12 : Répartition de pressions du vent sur la paroi verticale direction V2 et V4 pour $C_{pi} = -0,5$	26
Figure 2.13 : Répartition de pressions du vent sur la toiture direction V1 et V3 pour $C_{pi} = +0,8$	27
Figure 2.14 : Répartition de pressions du vent sur la toiture direction V1 et V3 pour $C_{pi} = -0,5$	27
Figure 2.15 : Répartition de pressions du vent sur la toiture direction V2 et V4 pour $C_{pi} = +0,8$	28
Figure 2.16 : Répartition de pressions du vent sur la toiture direction V2 et V4 pour $C_{pi} = -0,5$	28
Figure 3.1 : Chéneau d'eau et sa coupe transversale.....	31
Figure 3.2 : Moignon cylindrique.....	32
Figure 3.3 : Tôle nervurée type TN40.....	32
Figure 3.4 : Cas de l'effet de neige.....	33
Figure 3.5 : Cas de l'effet du vent.....	33
Figure 3.6 : Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture.....	34
Figure 3.7 : Composition des charges sur la panne.....	35
Figure 3.8 : Répartition de la charge suivant l'axe y-y.....	35
Figure 3.9 : Répartition de la charge suivant l'axe z-z.....	35
Figure 3.10 : Coupe transversale des liernes.....	41
Figure 3.11 : Répartition de la charge suivant l'axe y-y.....	41
Figure 3.12 : Position des liernes.....	41
Figure 3.13 : Schéma d'une échantignole.....	42
Figure 3.14 : Echantignolle.....	45
Figure 3.15 : Cordon de soudure.....	45
Figure 4.1 : Spectre de réponse de la structure.....	55

Figure 4.2 : Nouvelle conception de la structure.....	58
Figure 6.1 : Vue en 3D de l'assemblage poteau – traverse	71
Figure 6.2 : Détail d'assemblage poteau – traverse.....	71
Figure 6.3 : Vue en 3D de l'assemblage traverse – traverse	74
Figure 6.4 : Détail d'assemblage traverse – traverse.....	74
Figure 6.5 : Vue en 3D de l'assemblage de pieds de poteau	79
Figure 6.6 : Détail d'assemblage de pieds de poteau	79
Figure 7.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.....	81
Figure 7.2 : Ferrailage des semelles d'angles.....	84
Figure 7.3 : Ferrailage des semelles intermédiaires	85
Figure 7.4 : Ferrailage des semelles centrales	85
Figure 7.5 : Ferrailage des semelles des potelets	86
Figure 8.1 : Numérotation des poteaux	89
Figure 8.2 : Levé planimétrique de la structure existante.....	90
Figure 8.3 : Récapitulatif des défauts d'alignements des poteaux	91
Figure 8.4 : Représentation du premier cas simulé.....	96
Figure 8.5 : Représentation du deuxième cas simulé.....	97
Figure 8.6 : Représentation du troisième cas simulé.....	98

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Règlements techniques utilisés	16
Tableau 2.1 : Pression du vent sur la paroi verticale direction V1/V3	29
Tableau 2.2 : Pression du vent sur la paroi verticale direction V2/V4	29
Tableau 2.3 : Pression du vent sur la toiture direction V1/V3.....	29
Tableau 2.4 : Pression du vent sur la toiture direction V2/V4.....	29
Tableau 3.1 : Caractéristiques du profilé IPE 140	36
Tableau 3.2 : Caractéristiques du profilé IPE 240	47
Tableau 4.1 : Facteur de qualité	53
Tableau 4.2 : Eléments structuraux constituant la structure	54
Tableau 4.3 : Résultante des forces sismique à la base.....	57
Tableau 4.4 : Déplacements relatifs dans le sens (x-x).....	58
Tableau 4.5 : Déplacements relatifs dans le sens (y-y).....	58
Tableau 5.1 : Caractéristiques du profilé IPE 360	59
Tableau 5.2 : Caractéristiques du profilé HEA 220	62
Tableau 6.1 : Classe des boulons	70
Tableau 7.1 : Charges appliquées sur les fondations	81
Tableau 7.2 : Récapitulatif des résultats des semelles d'angles.....	84
Tableau 7.3 : Récapitulatif des résultats des semelles intermédiaires	84
Tableau 7.4 : Récapitulatif des résultats des semelles centrales	85
Tableau 7.5 : Récapitulatif des résultats des semelles des potelets	86
Tableau 8.1 : Les efforts des poteaux de la structure saine (sans défauts)	90
Tableau 8.2 : Les efforts des poteaux de la structure avec défauts	92
Tableau 8.3 : Comparaison des efforts les plus défavorables	92
Tableau 8.4 Caractéristiques du profilé HEA 220	93
Tableau 8.5 : Récapitulatif des efforts et vérification des profilés obtenus pour le premier Cas simulé par utilisation du logiciel Robot.....	96
Tableau 8.6 : Récapitulatif des efforts et vérification des profilés obtenus pour le deuxième Cas simulé par utilisation du logiciel Robot.....	97
Tableau 8.7 : Récapitulatif des efforts et vérification des profilés obtenus pour le troisième Cas simulé par utilisation du logiciel Robot.....	98

INTRODUCTION

Les études théoriques donnent la charge critique des structures considérées comme parfaites (c'est-à-dire des poutres bien droites et de section constante, des plaques uniformément planes, etc...). Les structures réelles, notamment en charpente métallique sont cependant loin de cette perfection et présentent des défauts de géométrie (variation locale de l'épaisseur, ovalisation, distance entre la ligne neutre théorique et réelle, discontinuité au droit des soudures, etc...

Ces défauts influencent la charge critique. Certaines structures sont particulièrement sensibles à la présence d'un défaut de forme ou d'alignement.

Les codes et règles de calcul tel que le CCM 97 ou l'EC3 proposent quelques recommandations. Cependant, ces derniers ne fournissent pas assez d'informations pour un calcul performant.

Dans ce mémoire nous allons procéder au dimensionnement d'un hall métallique existant, en suite par un levé topographique de précision nous allons essayer de refaire ce calcul tout en tenant compte des défauts géométriques existants.

La réalisation de cette étude nécessitera le travail théorique qui portera sur les chapitres suivants :

- Le premier chapitre comporte une présentation du projet.
- Dans le deuxième chapitre, le calcul des charges et surcharges d'après le D.T.R - B.C - 2.2 et le RNV/version2013.
- Dans le troisième chapitre, le calcul des éléments secondaires (les chéneaux, les pannes, les liernes, l'échantignole et les potelets).
- Dans le quatrième chapitre, la vérification de la structure sous l'effet du séisme selon le règlement (RPA 99-Version 2003).
- Dans le cinquième chapitre, l'étude et le comportement des poteaux, des traverses ainsi que celles des contreventements par rapport aux phénomènes d'instabilité (flambement et déversement).
- Dans le sixième chapitre, le calcul des assemblages.
- Dans le septième chapitre, l'étude infrastructure.
- Dans le huitième chapitre, les défauts d'alignement et de verticalité des poteaux et leurs incidences.

Nous terminons par une conclusion générale et perspective.

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET

1.1 INTRODUCTION

Ce projet consiste à se concentrer en premier lieu sur l'étude et le dimensionnement d'une structure de type hall métallique avec ses données géométriques proposées dans la phase étude. Puis en second lieu, à se déplacer sur chantier et reprendre cette même structure avec ses défauts géométriques issus d'un relevé topographique tels que les défauts d'inclinaison et d'alignement des poteaux, et voir l'incidence de ces défauts sur sa réponse.

1.2 DESCRIPTION DU PROJET

Ce hall métallique est destiné pour stockage et est implanté sur une surface de 266,76 m².

Les données géométriques de l'ouvrage sont :

- Longueur totale : 22,8 m
- Largeur totale : 11,7 m
- Hauteur totale : 7 m
- Pente des quatre versants : 10,1°
- Nombre de portique : 3

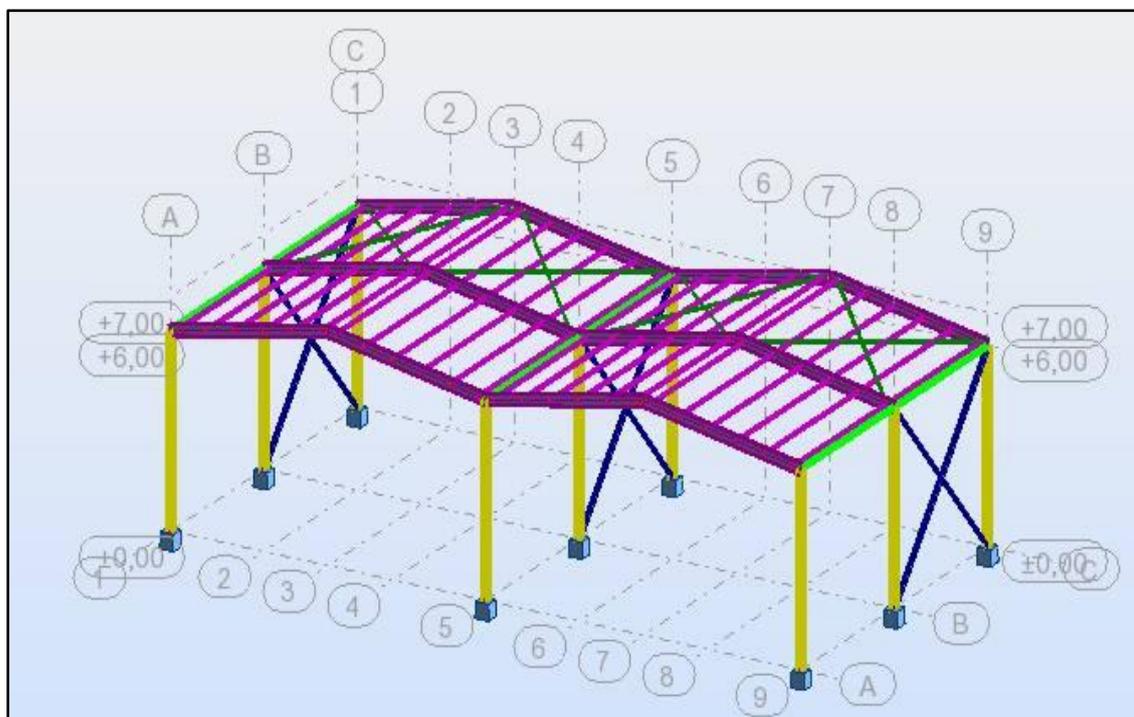


Figure 1.1 : Vue en 3D de la structure

1.3 DONNEES CONCERNANT LE SITE DU PROJET

La structure se situe à la zone industrielle de chetouane dans la wilaya de Tlemcen, qui est une zone de faible sismicité classée dans la zone I.

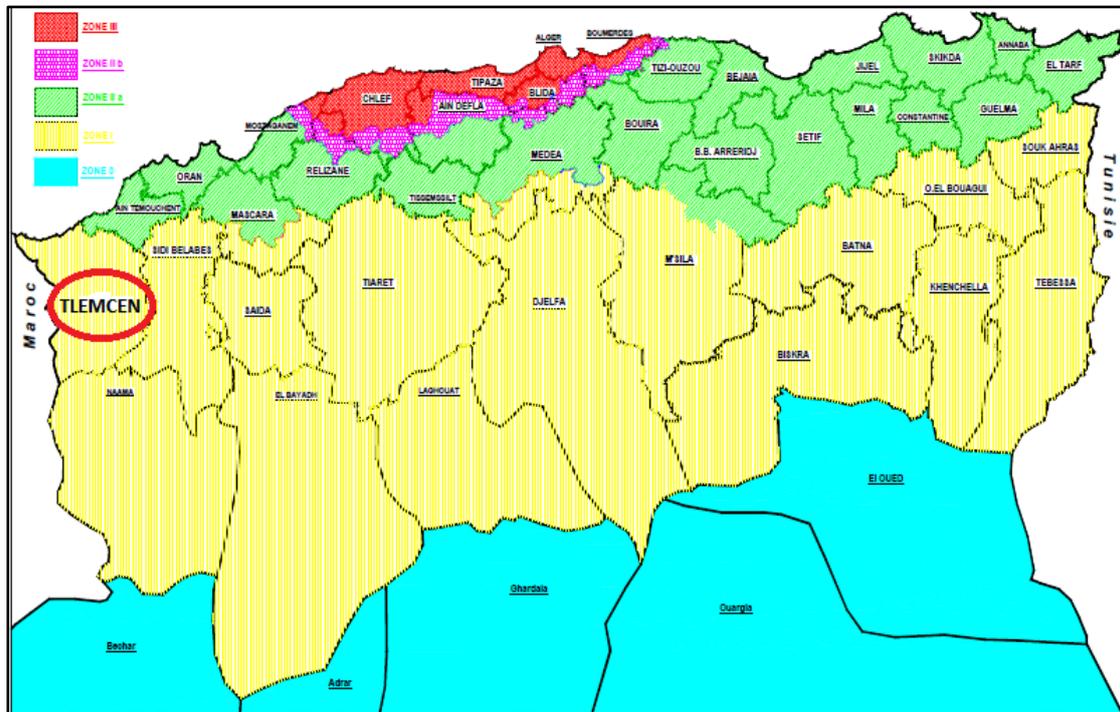


Figure 1.2 : Localisation du site du projet



Figure 1.3 : Localisation de la structure

1.4 REGLEMENTS UTILISES

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

Type de règlement	Intitulé
D.T.R - B.C - 2.2	Charges permanentes et charges d'exploitations
RNV 2013	Règlement neige et vent version 2013
CCM 97	Conception et calcul des structures en acier
RPA99-V2003	Règles parasismiques Algériennes version 2003
EUROCODE 3	Calcul des structures en acier
BAEL 91	Béton armé aux états limites
CBA 93	Règles de conception et de calcul des structures en béton armé

Tableau 1.1 : Règlements techniques utilisés

1.5 LOGICIELS UTILISES

- RDM 6
- Autodesk Robot structural analysis 2014
- Autocad 2008

1.6 MATERIAUX UTILISES

1.6.1 Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

- Résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa
- Limite élastique : $f_y = 235$ MPa
- Module de Young : $E = 210000$ MPa
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$

1.6.2 Béton

Le béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3

Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3 dont les caractéristique sont les suivant :

- Résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa
- Résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1$ MPa
- Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$
- Module d'élasticité : $E = 14000$ MPa

CHAPITRE 2 : CHARGES ET SURCHARGES

2.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitations des effets climatiques, ainsi que du séisme. Ces charges ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

2.2 LES CHARGES PERMANENTES

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments structuraux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : la couverture, le bardage et autres.

- Bardage : en maçonnerie 2,60 kN/m²
- Toiture : en tôle nervurée de type TN40 0,11 kN/m²

2.3 LES SURCHARGES D'EXPLOITATION

Les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent des locaux, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal d'occupation. Dans notre cas on admet une charge d'exploitation statique de 3.5 KN/m² dans la zone de dépôts d'après le (D.T.R - B.C - 2.2) [1].

Pour la couverture sur charpente, les charges d'entretien sont conventionnellement assimilées à deux charges concentrées de 1KN appliquées au 1/3 et 2/3 des portées.

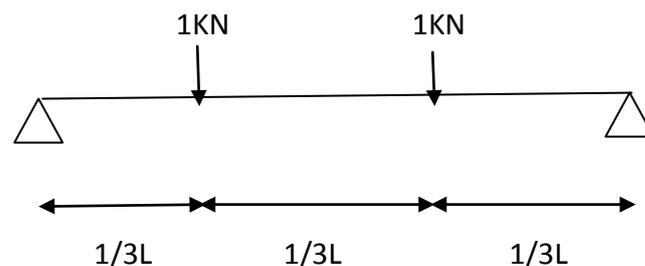


Figure 2.1 : Cas de charges ponctuelles des pannes

2.4 LES CHARGES CLIMATIQUES

Dans cette partie, on s'intéresse aux effets climatiques pour le but de déterminer les différentes sollicitations produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage.

Cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV/version2013) [2].

2.4.1 Effet de la neige

La neige n'a qu'un effet vertical, les valeurs des surcharges sont en fonction de :

- La région
- L'altitude

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

2.4.1.1 Calcul de la charge de la neige

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

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

Où :

- S_k en (kN/m^2) est la charge de neige sur le sol.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

a. Calcul de la charge de neige sur le sol S_k

La charge caractéristique de neige sur le sol S_k par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Notre projet se situe à la zone industrielle chetouane dans la wilaya de Tlemcen classe I zone A. l'altitude du site par rapport au niveau de la mer est à $H= 600$ m.

$$\begin{aligned} \text{Zone A} &\rightarrow S_k = \frac{0,07H+15}{100} \\ &\rightarrow S_k = \frac{0,07(600)+15}{100} \\ &\rightarrow S_k = 0,57 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

b. Coefficient de forme de toiture μ

Dans notre cas, on a une toiture à versant multiples où :

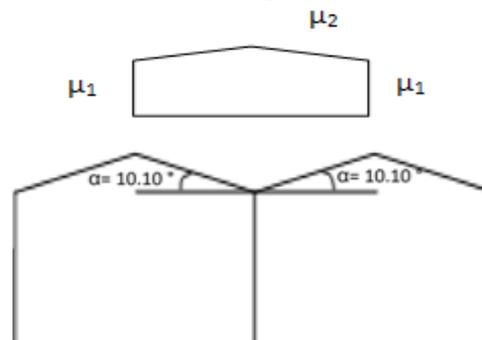


Figure 2.2 : Coefficient de forme-toitures à versant multiples

$$0 \leq \alpha = 10,10^\circ \leq 30^\circ \begin{cases} \mu_1 = 0,8 \\ \mu_2 = 0,8 + 0,8 \left(\frac{\alpha}{30} \right) \rightarrow \mu_2 = 0,8 + 0,8 \left(\frac{10,1}{30} \right) \\ \rightarrow \mu_2 = 1,069 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } S_1 = \mu_1 \cdot S_k = 0,8 \times 0,57 = 0,456 \text{ kN/m}^2$$

$$S_2 = \mu_2 \cdot S_k = 1,069 \times 0,57 = 0,609 \text{ kN/m}^2$$

2.4.2 L'effet du vent

L'action du vent étant la sollicitation la plus importante des surcharges appliquées, relativement aux autres surcharges, et a une grande influence sur la stabilité de la structure. Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation.
- La forme géométrique et la surface des ouvertures de la structure.

a. Les données relatives au site

Notre projet se situe à la zone industrielle de CHETOUANE dans la wilaya de TLEMCEM.

- Le site est plat $C_t(z) = 1$
- Catégorie du terrain III : $\left\{ \begin{array}{l} K_t = 0,215 \text{ Facteur du terrain} \\ Z_0 = 0,3 \text{ m Paramètre de rugosité} \\ Z_{\min} = 5 \text{ m hauteur minimale} \\ \varepsilon = 0,61 \text{ coefficient utilisé pour le calcul du} \\ \text{coefficient } C_d \end{array} \right.$
- La zone du vent est la zone II (Tlemcen)

→ La pression dynamique de référence est : $q_{\text{ref}} = 435 \text{ N/m}^2 = 0,435 \text{ kN/m}^2$

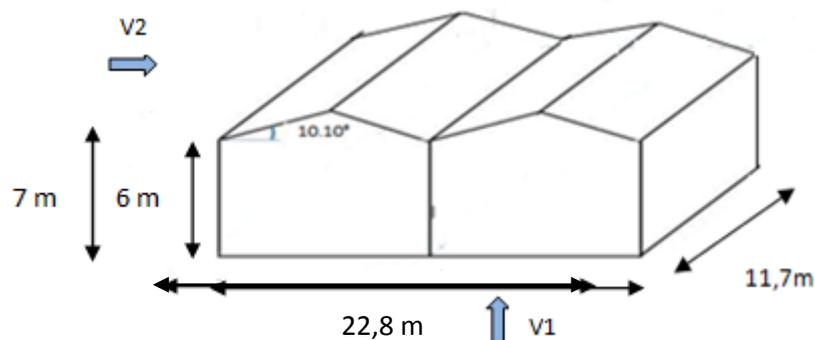


Figure 2.3 : Géométrie de la structure

b. Calcul de la pression due au vent

La pression du vent est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \cdot q_p(Z_e) \cdot (C_{p_e} - C_{p_i})$$

Où :

- C_d : Coefficient dynamique.
- $q_p(Z_e)$: Pression dynamique de pointe.
- C_{p_e} : Coefficients de pressions extérieures.
- C_{p_i} : Coefficients de pressions intérieures.

b.1 Détermination du coefficient dynamique C_d

$$C_d = 1 \quad h = 7 \text{ m} < 15 \text{ m}$$

b.2 détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(Z_e)$

La pression dynamique de pointe $q_p(Z_e)$, à la hauteur de référence Z_e est donnée par :

$$q_p(Z_e) = q_{\text{ref}} \times C_e(Z_e)$$

Où :

q_{ref} (en N/m^2) est la pression dynamique de référence.

C_e est le coefficient d'exposition au vent.

❖ q_{ref} ?

Dans notre cas la structure se situe à la zone industrielle de chetouane dans la wilaya de Tlemcen, zone II.

$$\Rightarrow q_{\text{ref}} = 435 \text{ N/m}^2$$

❖ C_e ?

$C_e(Z)$ est donné par :

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

Où:

C_r est le coefficient de rugosité.

C_t est le coefficient de topographie.

$I_v(Z)$ est l'intensité de la turbulence.

Z (en m) est la hauteur considérée.

$C_t(Z) = 1$ (site plat).

$C_r(Z)$: le coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité $C_r(Z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$\begin{cases} C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) & \text{pour } Z < Z_{\min} \end{cases}$$

Où :

K_t est le facteur du terrain.

Z_0 (en m) est le paramètre de rugosité.

Z_{\min} (en m) est la hauteur minimale.

Z (en m) est la hauteur considérée.

On calculera :

- Pour $Z = 7\text{m}$ (Toiture).
- Pour $Z = 3\text{m}$ (Paroi verticale à mi-hauteur).

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_r(7) = 0,215 \times \ln\left(\frac{7}{0,3}\right) & \text{pour } Z_{\min} = 5\text{m} \leq Z = 7\text{m} \leq 200\text{m} \\ C_r(3) = 0,215 \times \ln\left(\frac{5}{0,3}\right) & \text{pour } Z = 3\text{m} < Z_{\min} = 5\text{m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(7) = 0,677 \\ C_r(3) = 0,605 \end{array} \right.$$

$I_v(Z)$: Intensité de turbulence

L'intensité de turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisée par la vitesse moyenne du vent et elle est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{ll} I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z > Z_{\min} \\ I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{array} \right.$$

$$C_t(Z) = 1 \text{ (site plat)} \quad \Phi < 0,05$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} I_v(Z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{7}{0,3}\right)} = 0,317 & \text{pour } Z > Z_{\min} \\ I_v(Z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{5}{0,3}\right)} = 0,355 & \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{array} \right.$$

Alors le coefficient d'exposition est égale à :

- **Pour la toiture :**

$$C_e(7) = (1)^2 \times (0,677)^2 \times [1 + 7 \times (0,317)]$$

$$C_e(7) = 1,475$$

- **Pour la paroi verticale :**

$$C_e(3) = (1)^2 \times (0,605)^2 \times [1 + 7 \times (0,355)]$$

$$C_e(3) = 1,276$$

Donc $q_p(Z)$ est égale à :

- **Pour la toiture :**

$$q_p(7) = 435 \times 1,475$$

$$q_p(7) = 641,625 \text{ N/m}^2$$

- **Pour la paroi verticale :**

$$q_p(3) = 435 \times 1,276$$

$$q_p(3) = 555,06 \text{ N/m}^2$$

b.3 Coefficient de pression extérieure

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} sont définis pour des surfaces chargées de 1 m^2 et 10 m^2 , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1}$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(s)$$

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

si : $S \leq 1 \text{ m}^2$

si : $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$

si : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Où :

S désigne la surface chargée de paroi considérée (en m^2)

Pour notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$

- **Pour la paroi verticale**

➤ Vent sur pignon

$$b = 11,70 \text{ m}$$

$$d = 22,8 \text{ m}$$

$$h = 6 \text{ m}$$

$$e = \min(b, 2h)$$



$$e = \min(11,70 ; 2 \times 6) = 11,70 \text{ m}$$

Cas $d = 22,8 \text{ m} > e = 11,70 \text{ m}$

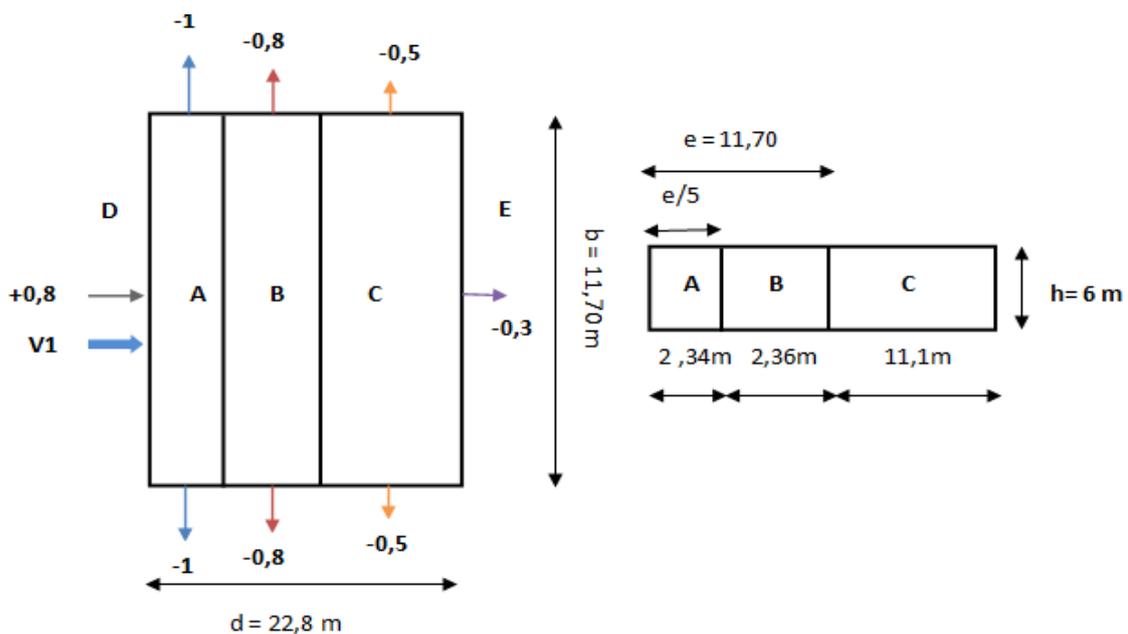


Figure 2.4 : Vent sur la paroi verticale du pignon

➤ Vent sur long pan

$b = 22,8 \text{ m}$ $d = 11,70 \text{ m}$ $h = 6 \text{ m}$
 $e = \min(b, 2h)$ \longrightarrow $e = \min(22,8 ; 2 \times 6) = 12 \text{ m}$
 Cas $d = 11,70 \text{ m} < e = 12 \text{ m}$

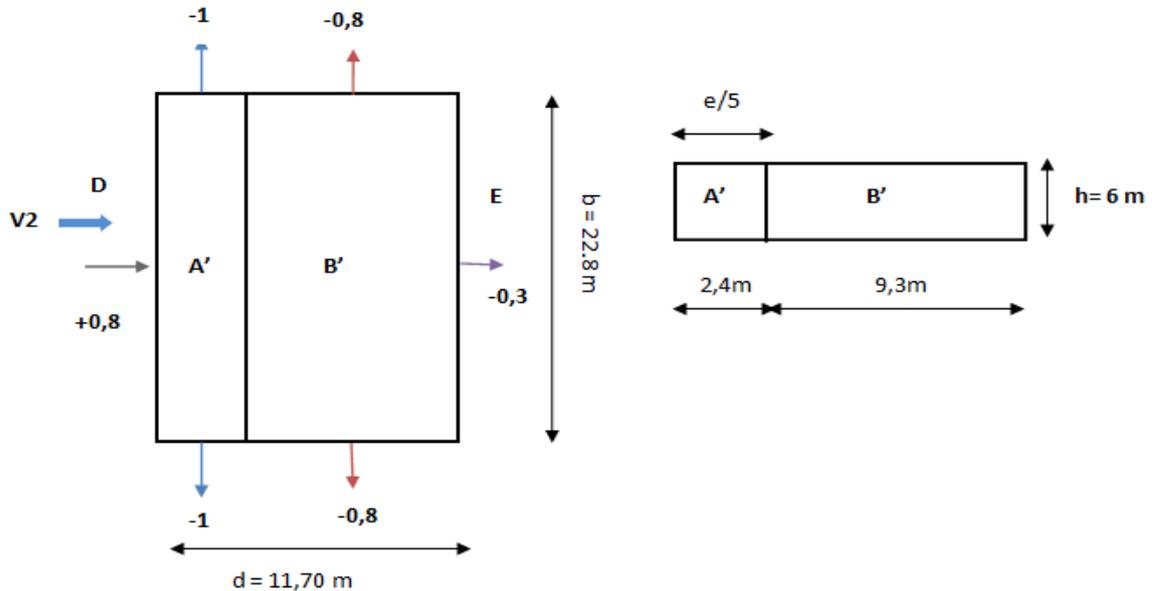


Figure 2.5 : Vent sur la paroi verticale du long pan

• Pour la toiture

Pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour : $\theta = 90^\circ$ et $\theta = 0^\circ$ (RNV2013) [2].

➤ Vent sur pignon

$\theta = 90^\circ$ $\alpha = 10,1$
 $b = 5,70 \text{ m}$ $d = 22,8 \text{ m}$ $h = 7 \text{ m}$
 $e = \min(b, 2h)$ \longrightarrow $e = \min(5,70 ; 14) = 5,70 \text{ m}$

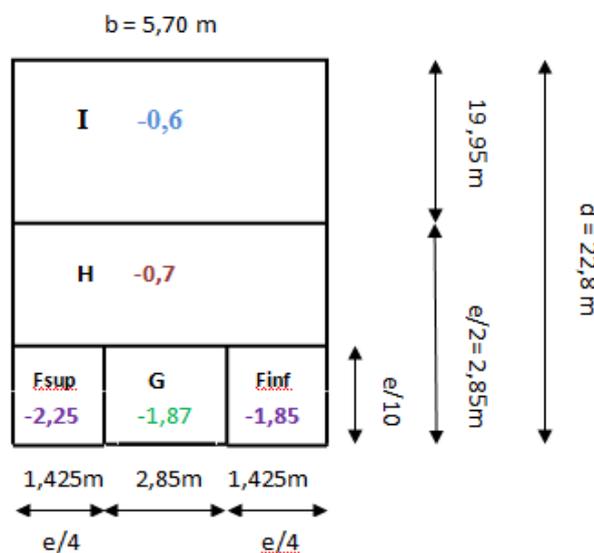


Figure 2.6 : Vent sur la toiture du pignon

➤ Vent sur long pan

Pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, on prendra les valeurs de C_{pe} des toitures à deux versants.

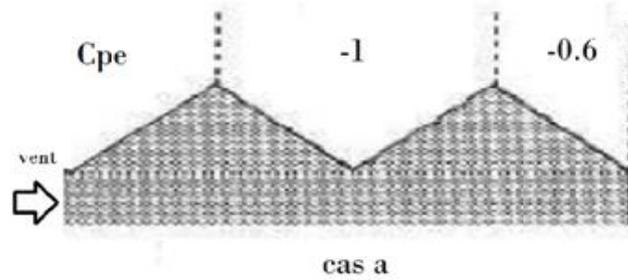


Figure 2.7 : Légende pour les toitures à versant multiples

$\theta = 0^\circ$

$b = 22,8 \text{ m}$

$d = 5,70 \text{ m}$

$h = 7 \text{ m}$

$e = \min(b, 2h)$



$e = \min(22,8 ; 14) = 14 \text{ m}$

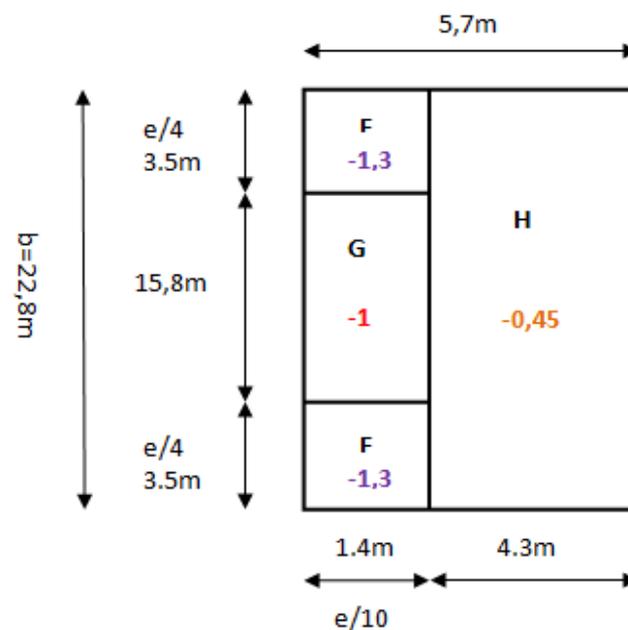


Figure 2.8 : Vent sur la toiture du long pan

b.4 Coefficient de pression intérieure

$C_{pi} = +0,8$ et $C_{pi} = -0,5$

Finalement, les pressions dues au vent sont égales :

- pour la parois verticale $q_j = C_d \cdot q_p(Z=3) \cdot (C_{pe} - C_{pi})$ (N/m²)

➤ Vent sur pignon

Pour $C_{pi} = +0,8$ → $q_j = 1 \times 555,06 \times (C_{pe} - 0,8)$

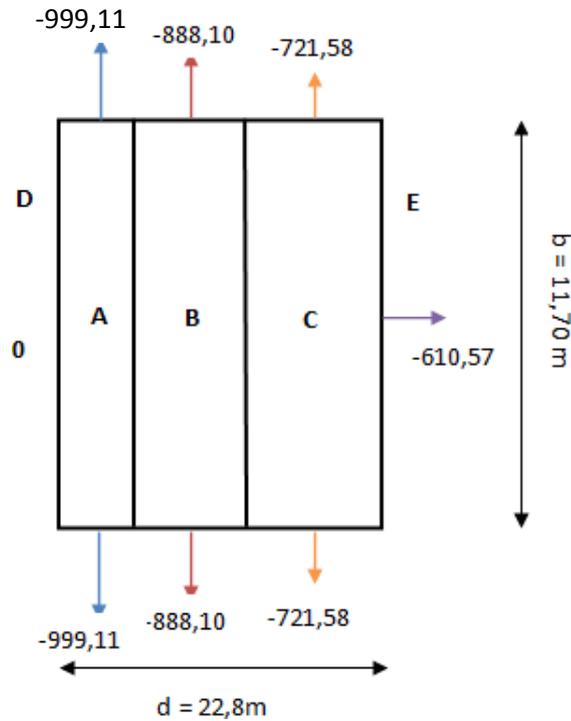


Figure 2.9 : Répartition de pressions du vent sur la paroi verticale direction V1 et V3 pour $C_{pi} = +0,8$

Pour $C_{pi} = -0,5$ → $q_j = 1 \times 555,06 \times (C_{pe} + 0,5)$

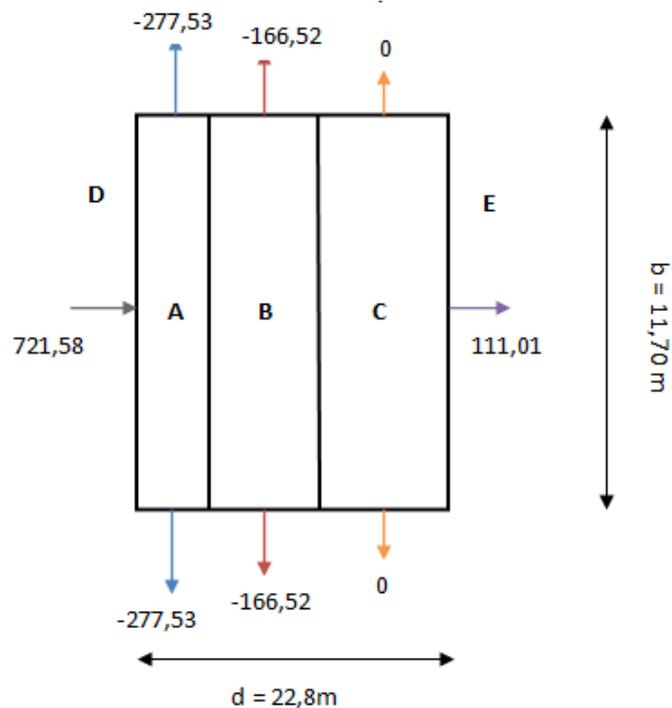


Figure 2.10 : Répartition de pressions du vent sur la paroi verticale direction V1 et V3 pour $C_{pi} = -0,5$

➤ Vent sur long pan

Pour $C_{pi} = +0,8$ → $q_j = 1 \times 555,06 \times (C_{pe} - 0,8)$

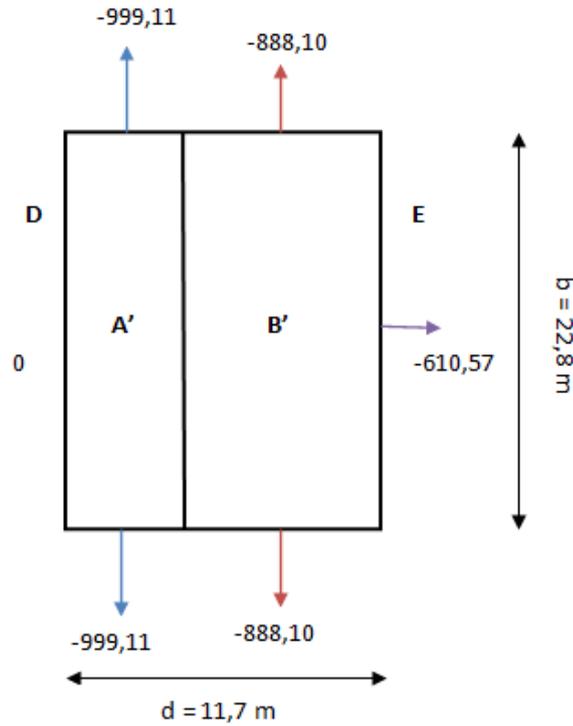


Figure 2.11 : Répartition de pressions du vent sur la paroi verticale direction V2 et V4 pour $C_{pi} = +0,8$

Pour $C_{pi} = -0,5$ → $q_j = 1 \times 555,06 \times (C_{pe} + 0,5)$

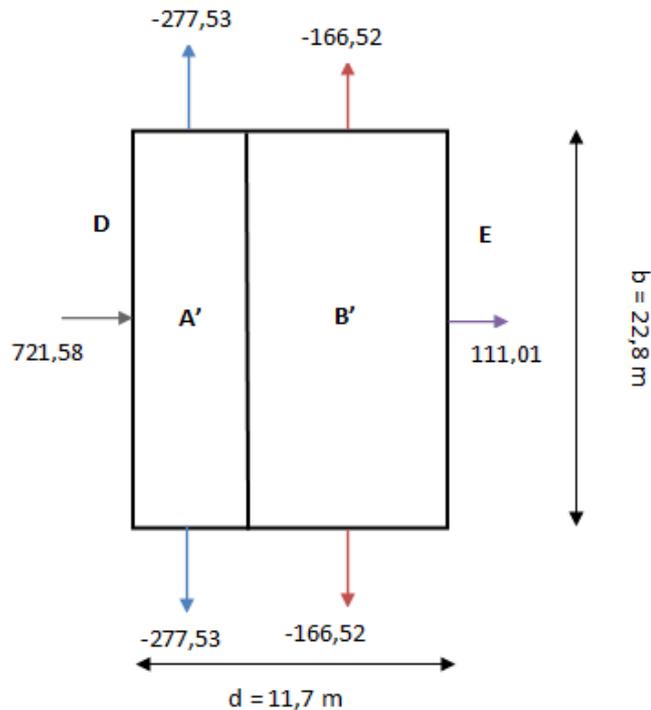


Figure 2.12 : Répartition de pressions du vent sur la paroi verticale direction V2 et V4 pour $C_{pi} = -0,5$

- Pour la toiture $q_j = C_d \cdot q_p(Z=7) \cdot (C_{pe} - C_{pi})$ (N/m²)

➤ Vent sur pignon

Pour $C_{pi} = +0,8$ → $q_j = 1 \cdot (641,625) \cdot (C_{pe} - 0,8)$

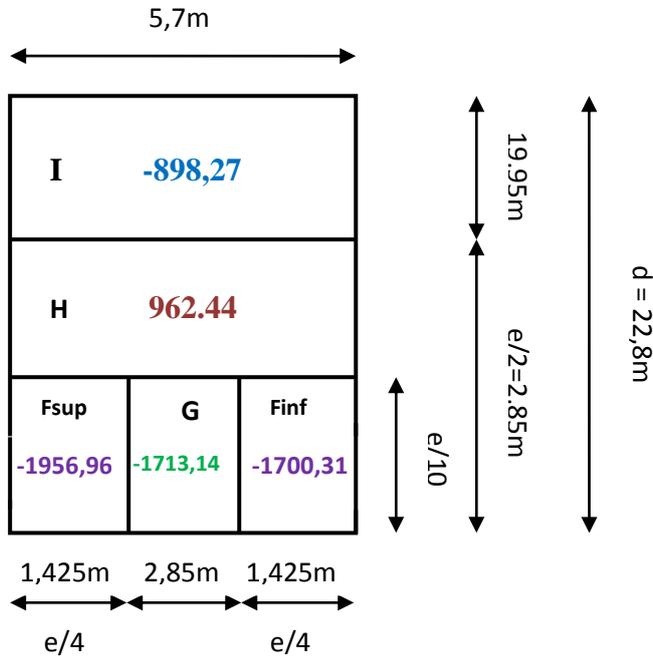


Figure 2.13 : Répartition de pressions du vent sur la toiture direction V1 et V3 pour $C_{pi} = +0,8$

Pour $C_{pi} = -0,5$ → $q_j = 1 \cdot (641,625) \cdot (C_{pe} + 0,5)$

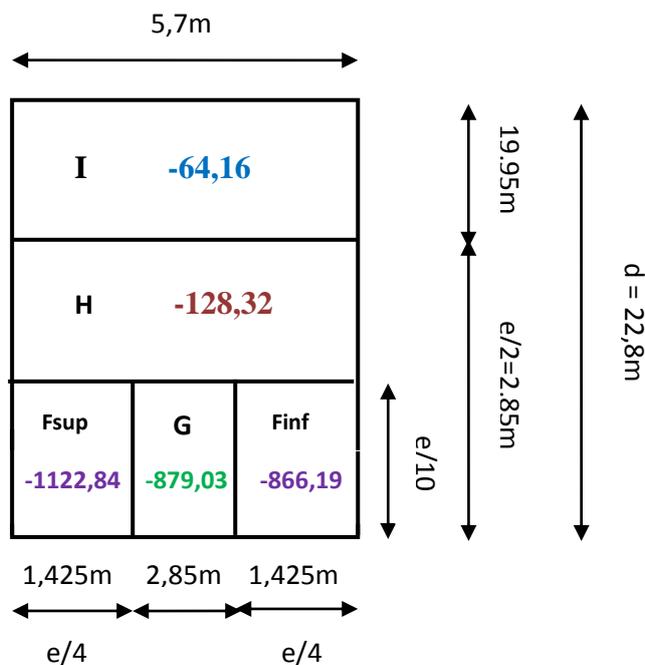


Figure 2.14 : Répartition de pressions du vent sur la toiture direction V1 et V3 pour $C_{pi} = -0,5$

➤ Vent sur long pan

Pour $C_{pi} = +0,8$ → $q_j = 1.(641,625).(C_{pe}-0,8)$

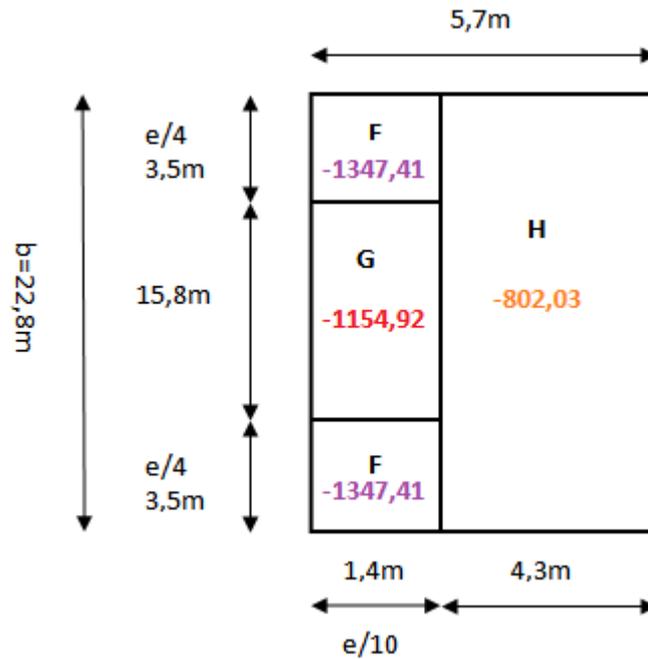


Figure 2.15 : Répartition de pressions du vent sur la toiture direction V2 et V4 pour $C_{pi} = +0,8$

Pour $C_{pi} = -0,5$ → $q_j = 1.(641,625).(C_{pe}+0,5)$

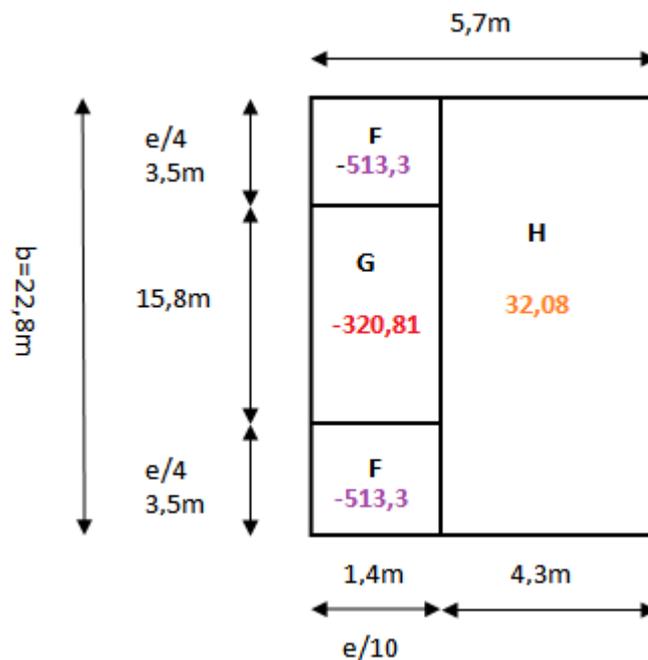


Figure 2.16 : Répartition de pressions du vent sur la toiture direction V2 et V4 pour $C_{pi} = -0,5$

- Pour la paroi verticale

- Vent sur pignon

Zone	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi1}	q _{j1} (N/m ²)	C _{pi2}	q _{j2} (N/m ²)
A	1	555,06	-1	0,8	-999,11	0,5	-277,53
B	1	555,06	-0,8	0,8	-888,10	0,5	-166,52
C	1	555,06	-0,5	0,8	-721,58	0,5	0
D	1	555,06	+0,8	0,8	0	0,5	721,58
E	1	555,06	-0,3	0,8	-610,57	0,5	111,01

Tableau 2.1 : Pression du vent sur la paroi verticale direction V1/V3

- Vent sur long pan

Zone	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi1}	q _{j1} (N/m ²)	C _{pi2}	q _{j2} (N/m ²)
A'	1	555,06	-1	0,8	-999,11	-0,5	-277,53
B'	1	555,06	-0,8	0,8	-888,10	-0,5	-166,52
D	1	555,06	+0,8	0,8	0	-0,5	721,58
E	1	555,06	-0,3	0,8	-610,57	-0,5	111,01

Tableau 2.2 : Pression du vent sur la paroi verticale direction V2/V4

- Pour la toiture

- Vent sur pignon

Zone	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi1}	q _{j1} (N/m ²)	C _{pi2}	q _{j2} (N/m ²)
I	1	641,625	-0,6	0,8	-898,27	-0,5	-64,16
H	1	641,625	-0,7	0,8	962,44	-0,5	-128,32
G	1	641,625	-1,87	0,8	-1713,14	-0,5	-879,03
F _{sup}	1	641,625	-2,25	0,8	-1956,96	-0,5	-1122,84
F _{inf}	1	641,625	-1,85	0,8	-1700,31	-0,5	-866,19

Tableau 2.3 : Pression du vent sur la toiture direction V1/V3

- Vent sur long pan

Zone	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi1}	q _{j1} (N/m ²)	C _{pi2}	q _{j2} (N/m ²)
H	1	641,625	-0,45	0,8	-802,03	-0,5	32,08
G	1	641,625	-1	0,8	-1154,92	-0,5	-320,81
F _{sup}	1	641,625	-1,3	0,8	-1347,41	-0,5	-513,30
F _{inf}	1	641,625	-1,3	0,8	-1347,41	-0,5	-513,30

Tableau 2.4 : Pression du vent sur la toiture direction V2/V4

2.4.3 Effet du frottement

Les effets du frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaire au vent.

➤ Vent sur pignon :

$$S1+S3 \leq 4 (S2+S4)$$

$$(22,8 \times 7) \times 2 \leq 4(11,70 \times 7 \times 2)$$

$$319,2 \leq 655,2$$

Condition vérifiée

➤ Vent sur long pan

$$S2+S4 \leq 4 (S1+S3)$$

$$(11,70 \times 14) \leq 4 (22,8 \times 7 \times 2)$$

$$163,8 \leq 1276,8$$

Condition vérifiée

CHAPITRE 3 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

3.1 CALCUL DES CHENEAUX

3.1.1 Introduction

Le chéneau représente un conduit servant à recueillir les eaux de pluie à la base des toitures et à les diriger vers les tuyaux de descente.

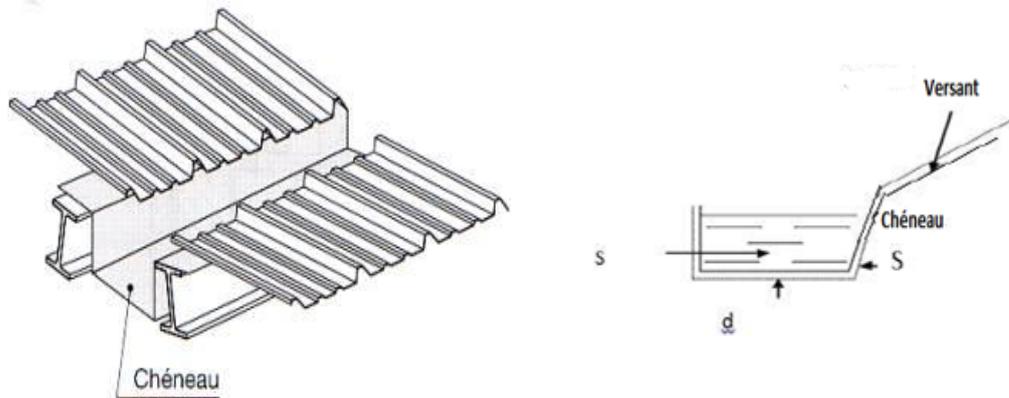


Figure 3.1 : chéneau d'eau et sa coupe transversale

3.1.2 Dimensionnement des chéneaux

La forme des chéneaux est trapézoïdale. La section du chéneau sera déterminée comme suite :

$$\frac{s}{S} \geq \frac{63}{\sqrt{\frac{s}{d} p}}$$

Avec : s : Section transversale du chéneau en cm^2 .

S : Surface couverte du chéneau en m^2 .

d : Périmètre de la section mouillée du chéneau en cm .

p : Pente du chéneau.

3.1.2.1 Chéneau de rive

a. Calcul de la surface couverte du chéneau

On suppose que la pente des chéneaux à exécuter est $p = 2 \text{ mm/m}$ (2‰)

S : la surface en plan des combles desservis en m^2 .

$$S = 5,79 \times 11,7 = 67,74 \text{ m}^2$$

On tire la section nécessaire des chéneaux à partir de [l'abaque P 261 calcul pratique des structures métallique]. Suivant les abaques, la section transversale du chéneau $s = 130 \text{ cm}^2$ (voir Annexe B.1).

b. Calcul du diamètre des descentes des eaux pluviales

Le chéneau est de type moignon cylindrique, sans trop plein.

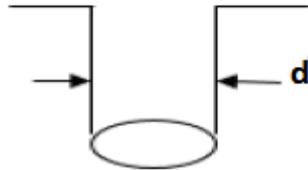


Figure 3.2 : Moignon cylindrique

A partir de l'abaque page 262 [l'abaque P261 calcul pratique des structures métallique] Voir (Annexe B.2). On tire le diamètre minimal du tuyau de descente d'eau : $d = 12,5 \text{ cm}$

3.1.2.2 Chéneau intermédiaire

$$p = 2 \text{ mm/m (2‰)}$$

$$S = 67,74 \times 2 = 135,48 \text{ m}^2$$

Suivant les abaques : $\begin{cases} s = 200 \text{ cm}^2 \text{ Voir (Annexe B. 1)} \\ d = 15,5 \text{ cm Voir (Annexe B. 2)} \end{cases}$

3.2 CARACTERISTIQUES DE LA COUVERTURE

La couverture est en tôle nervurée type TN40 d'épaisseur $10/10^{eme}$, de longueur 6 m et de largeur 0,726 m.

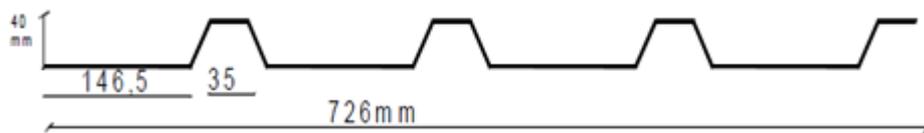


Figure 3.3 : Tôle nervurée type TN40

- Poids propre de la tôle TN40 : $PP = 0,11 \text{ kN/m}^2$.
- Limite de rupture $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$.
- Contrainte élastique $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$.
- Flèche admissible $f_{max} = 1/200$.
- Module de résistance $w = 9,24 \text{ cm}^3$.
- Moment d'inertie $I = 27,21 \text{ cm}^4/\text{m}$.

3.3 CALCUL DES PANNES DE LA COUVERTURE

Les pannes sont des poutres le plus souvent en I ou U permettant de supporter la toiture. Elles sont fixées par échantignolles sur les fermes (portiques), auxquelles elles transmettent les charges de la toiture. Leur dimensionnement se fait en flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques et sont calculées suivant le "CCM97" [3].

3.3.1 Charges à prendre en considération

- Charges permanentes (poids propre de la tôle nervurée type TN40) : $G = 0,11 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'entretien : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$
- Action de la neige : $S = (0,609 \cos 10,1^\circ) = 0,6 \text{ kN/m}^2$
- Action du vent : $W = -1,95 \text{ kN/m}^2$

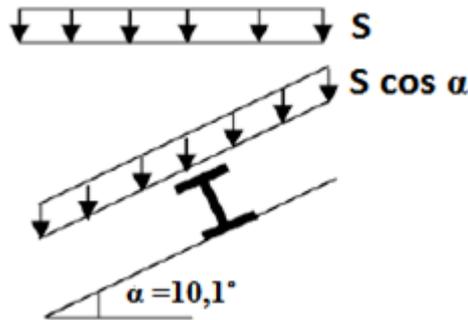


Figure 3.4 : Cas de l'effet de la neige

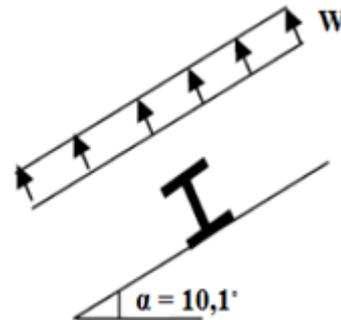


Figure 3.5 : Cas de l'effet du vent

3.3.2 Espacement entre pannes

L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture. La couverture est d'une longueur de 5,79 m, et posée sur 6 appuis ce qui donne un espacement moyen de 1,05m.

a- Combinaison des charges et actions

- ✓ $q_1 = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 0,11 \times 1,05) + (1,5 \times 1 \times 1,05) = 1,73 \text{ kN/m}$
 - ✓ $q_2 = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 0,11 \times 1,05) + (1,5 \times 0,6 \times 1,05) = 1,1 \text{ kN/m}$
 - ✓ $q_3 = 1,35 G + 1,5 W = (1,35 \times 0,11 \times 1,05) + (1,5 \times (-1,95) \times 1,05) = -2,91 \text{ kN/m}$
- $q = \max(q_1, q_2, q_3) = 2,91 \text{ kN/m}$

b- Verification de l'espacement

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} \leq f_y \quad \longrightarrow \quad M_{max} \leq f_y \times W$$

b-1 Calcul du moment maximum pour une poutre sur 6 appuis simples

Le moment maximum est déterminé suivant les formulaires de la RDM par le logiciel RDM 6. Le diagramme résultant des moments fléchissant est présenté ci-après :

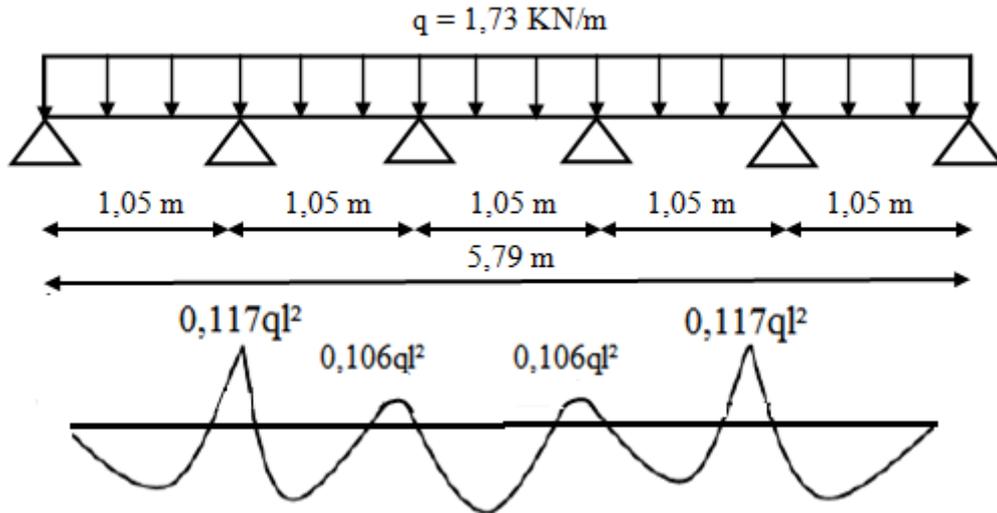


Figure 3.6 : Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture

- ❖ $M_{\max} = 0,117 ql^2$
- ❖ $q = 2,91 \text{ kN/m}$
- ❖ $l = 1,05 \text{ m}$ (l'espace entre chaque panne)

$$0,117ql^2 \leq y \times w \quad \rightarrow l \leq \sqrt{\frac{fy \times w}{0,117q}}$$

$$l \leq \sqrt{\frac{235 \times 9,24 \times 10^{-3}}{0,117 \times 2,91}}$$

$$l \leq 2,52 \text{ m}$$

$$l = 1,05 \text{ m} \leq 2,52 \text{ m}$$

Condition vérifiée

3.3.3 Dimensionnement des pannes

- $G = 0,11 \times 1,05 = 0,11 \text{ kN/m}$
- $Q_{\text{entr}} = 1 \times 1,05 = 1,05 \text{ kN/m}$
- $S = 0,6 \times 1,05 = 0,63 \text{ kN/m}$
- $W = -1,95 \times 1,05 = -2,05 \text{ kN/m}$

a. Combinaison des charges

À L'ELU

- ✓ $q_1 = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 0,11 \times 1,05) + (1,5 \times 1 \times 1,05) = 1,73 \text{ kN/m}$
- ✓ $q_2 = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 0,11 \times 1,05) + (1,5 \times 0,6 \times 1,05) = 1,1 \text{ kN/m}$
- ✓ $q_3 = 1,35 G + 1,5 W = (1,35 \times 0,11 \times 1,05) + (1,5 \times (-1,95) \times 1,05) = -2,91 \text{ kN/m}$
 - $q = \max(q_1, q_2, q_3) = 2,91 \text{ kN/m}$
- ✓ $q_y = q \sin \alpha = 2,91 \sin(10,1^\circ) = 0,51 \text{ kN/m}$
- ✓ $q_z = q \cos \alpha = 2,91 \cos(10,1^\circ) = 2,86 \text{ kN/m}$

À L'ELS

- ✓ $qs1 = G + Q_{entr} = 0,11 + 1,05 = 1,16 \text{ kN/m}$
- ✓ $qs2 = G + S = 0,11 + 0,63 = 0,74 \text{ kN/m}$
- ✓ $qs3 = G + W = 0,11 + (-2,05) = -1,94 \text{ kN/m}$
 - $q = \max (qs1, qs2, qs3) = 1,94 \text{ kN/m}$
- ✓ $qsy = q \sin \alpha = 1,94 \sin (10,1^\circ) = 0,34 \text{ kN/m}$
- ✓ $qs_z = q \cos \alpha = 1,94 \cos (10,1^\circ) = 1,91 \text{ kN/m}$

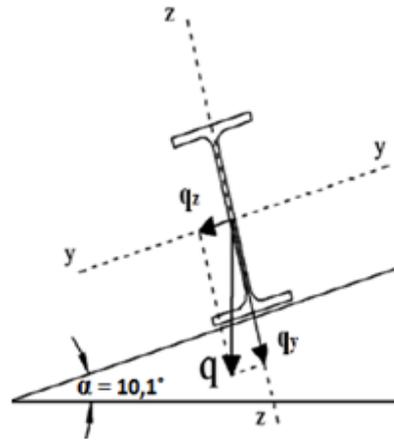


Figure 3.7 : Composition des charges sur la pannes

b. Calcul des moments sollicitant à l'ELU

L'espacement entre deux traverses est de 5,85 m. Les vérifications suivantes sont imposées par le **CCM 97** :

Plan (y-y)

$$M_{z,sd} = qy \frac{lz^2}{8} = 0,51 \frac{(5,85)^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 2,18 \text{ KN.m}$$

$$W_{plz} \geq \frac{M_{z,sd} \times \gamma m_0}{f_y}$$

$$W_{plz} \geq \frac{2,18 \times 1,1 \times 10^3}{235}$$

$$W_{plz} \geq 10,2 \text{ cm}^3$$

Plan (z-z)

$$M_{Y,sd} = qz \frac{ly^2}{8} = 2,86 \frac{(2,925)^2}{8}$$

$$M_{Y,sd} = 3,06 \text{ KN.m}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{Y,sd} \times \gamma m_0}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{3,06 \times 1,1 \times 10^3}{235}$$

$$W_{ply} \geq 14,32 \text{ KN.m}$$

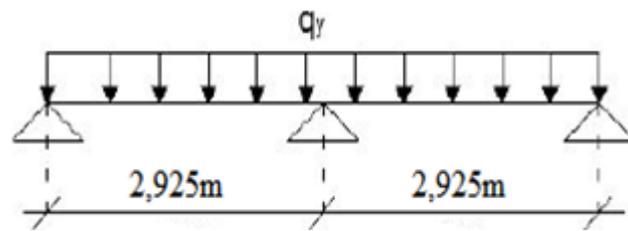


Figure 3.8 : Répartition de la charge suivant l'axe y-y

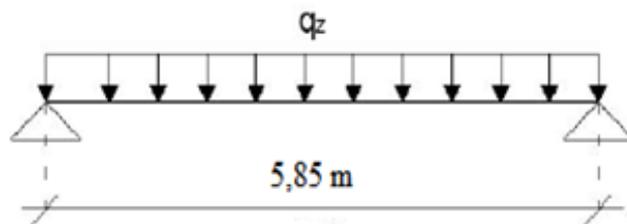


Figure 3.9 : Répartition de la charge suivant l'axe z-z

3.3.4 Condition de flèche à l'ELS

Plan (y-y)

$$\begin{cases} \delta = \frac{5 \times q_{sz} \times (Ly)^4}{384 \times E \times I_y} \\ \delta_{\max} = \frac{Ly}{200} = \frac{585}{200} = 2,92 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \quad \longleftrightarrow \quad \delta = \frac{5 \times q_{sz} \times (Ly)^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{\max}$$

$$\longrightarrow \quad I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times (Ly)^4}{384 \times E \times \delta_{\max}}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1,91 \times 10^{+1} \times (585)^4}{384 \times 2,1 \times 10^7 \times 2,92}$$

$$I_y \geq 475 \text{ cm}^4$$

Plan (z-z)

$$\begin{cases} \delta = 0,415 \times \frac{5 \times q_{sy} \times (Lz)^4}{384 \times E \times I_z} \\ \delta_{\max} = \frac{Lz}{200} = \frac{585}{200} = 2,92 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \quad \longleftrightarrow \quad \delta = 0,415 \times \frac{5 \times q_{sy} \times (Lz)^4}{384 \times E \times I_z} \leq \delta_{\max}$$

$$\longrightarrow \quad I_z \geq 0,415 \times \frac{5 \times q_{sy} \times (Lz)^4}{384 \times E \times \delta_{\max}}$$

$$I_z \geq 0,415 \times \frac{5 \times 0,34 \times 10^{+1} \times (585)^4}{384 \times 2,1 \times 10^7 \times 2,92}$$

$$I_z \geq 35,09 \text{ cm}^4$$

❖ Choix du profilé

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE 140 présentant les caractéristiques suivantes :

profilé	Section	Dimensions				Caractéristiques			
		A	h	b	t _f	t _w	I _y	I _z	W _{ply}
	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
IPE 140	16,4	140	73	6,9	4,7	541,2	44,92	88,34	19,25

Tableau 3.1 : Caractéristiques du profilé IPE 140

3.3.5 Condition de flèche avec poids propre inclus

- ✓ $q_1 = G + Q = (0,11 \times 1,05 + 0,129) + (1 \times 1,05) = 1,29 \text{ kN/m}$
 - ✓ $q_2 = G + S = (0,11 \times 1,05 + 0,129) + (0,6 \times 1,05) = 0,87 \text{ kN/m}$
 - ✓ $q_3 = G + W = (0,11 \times 1,05 + 0,129) + (-1,95 \times 1,05) = -1,8 \text{ kN/m}$
- $q = \max(q_1, q_2, q_3) = 1,8 \text{ kN/m}$
- ✓ $q_y = q \sin \alpha = 1,8 \sin(10,1^\circ) = 0,31 \text{ kN/m}$
 - ✓ $q_z = q \cos \alpha = 1,8 \cos(10,1^\circ) = 1,77 \text{ kN/m}$

Plan (y-y)

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{5 \times q_z \times (Ly)^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,77 \times 10^{+1} \times (585)^4}{384 \times 2,1 \times 10^7 \times 541,2} = 2,37 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = \frac{Ly}{200} = \frac{585}{200} = 2,92 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\delta = 2,37 \text{ cm} \leq \delta_{\max} = 2,92 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

Plan (z-z)

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = 0,415 \times \frac{5 \times q_y \times (Lz)^4}{384 \times E \times I_z} = 0,415 \times \frac{5 \times 0,31 \times 10^{+1} \times (585)^4}{384 \times 2,1 \times 10^7 \times 44,92} = 2,08 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = \frac{Lz}{200} = \frac{585}{200} = 2,92 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\delta = 2,08 \text{ cm} \leq \delta_{\max} = 2,92 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

3.3.6 Classe du profilé IPE140

a. Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{avec : } d = 112,2 \text{ mm ; } t_w = 4,7 \text{ mm ; } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{112,2}{4,7} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \quad \longrightarrow \quad 23,87 < 72 \quad \longrightarrow \quad \text{l'âme est de classe 1}$$

b. Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec : } c = \frac{b}{2} = 36,5 \text{ mm ; } t_f = 6,9 \text{ mm ; } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{36,5}{6,9} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \quad \longrightarrow \quad 5,29 < 10 \quad \longrightarrow \quad \text{la semelle est de classe 1}$$

3.3.7 Vérification des contraintes

Les pannes sont posées inclinées d'un angle α et de ce fait fonctionnent en flexion biaxiale (déviée).

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

Pour un profilé laminé en I :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 2 \\ \beta = 5n \text{ avec: } n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \text{ mais } \beta \geq 1 \end{array} \right.$$

$$N_{sd} = 0 \text{ (pas d'efforts horizontaux)} \longrightarrow n = 0$$

donc on prend : $\alpha = 2$; $\beta = 1$

$$\left\{ \begin{array}{l} n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \text{ avec } N_{sd} = 0 \text{ donc } n = 0 \\ a = \frac{A - (2b \times t_f)}{A} = \frac{16,4 \times 10^2 - (2 \times 73 \times 6,9)}{16,4 \times 10^2} = 0,38 \end{array} \right.$$

$$n \leq a \longrightarrow M_{Nz,Rd} \leq M_{plz,Rd} = W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{plz} = 19,25 \text{ cm}^3 \text{ (Tableau des sections pour le profilé IPE140)}$$

$$M_{Nz,Rd} = 19,25 \times 10^{-6} \times \frac{235 \times 10^3}{1,1} = 4,11 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \times \left[\frac{1-n}{1-0,5a} \right] = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \left[\frac{1-n}{1-0,5a} \right]$$

$$M_{Ny,Rd} = 88,34 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} \times \left[\frac{1}{1-0,5 \times (0,38)} \right]$$

$$M_{Ny,Rd} = 23,3 \text{ kN.m}$$

- ✓ $q_1 = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 [(0,11 \times 1,05) + 0,129] + [1,5 \times (1 \times 1,05)] = 1,9 \text{ kN/m}$
- ✓ $q_2 = 1,35 G + 1,5 S = 1,35 [(0,11 \times 1,05) + 0,129] + [1,5 \times (0,6 \times 1,05)] = 1,27 \text{ kN/m}$
- ✓ $q_3 = 1,35 G + 1,5 W = 1,35 [(0,11 \times 1,05) + 0,129] + [1,5 \times (-1,95 \times 1,05)] = -2,74 \text{ kN/m}$
- $q_u = \max(q_1, q_2, q_3) = 2,74 \text{ kN/m}$
- ✓ $q_{uy} = q_u \sin \alpha = 2,74 \sin(10,1^\circ) = 0,48 \text{ kN/m}$
- ✓ $q_{uz} = q_u \cos \alpha = 2,74 \cos(10,1^\circ) = 2,69 \text{ kN/m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{y,sd} = q_{uz} \frac{l_y^2}{8} = 2,69 \times \frac{(2,925)^2}{8} = 2,88 \text{ kN/m} \\ M_{z,sd} = q_{uy} \frac{l_z^2}{8} = 0,48 \times \frac{(5,85)^2}{8} = 2,05 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

AN ;

$$\left(\frac{2,88}{23,3}\right)^2 + \left(\frac{2,05}{4,11}\right)^1 = 0,51 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les pannes en IPE140 vérifient les contraintes de la flexion déviée.

3.3.8 Résistance de la panne au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale des parties comprimées de la section de la panne sous l'action du vent en soulèvement.

Le moment résistant de déversement est donné par la relation suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ (pour les sections transversales de classe 1)

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \chi_{LT} \leq 1$$

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

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,3 \varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,3 \times (1) = 93,3 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{cr} = C \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_y^2} \times \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} \right]^{0,5}$$

$$C_1 = 1,132 \text{ (cas d'une charge uniformément répartie)}$$

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \quad \text{avec : } \begin{cases} E = 21 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \text{ (coefficient de poisson)} \end{cases}$$

$$G = \frac{21 \times 10^6}{2 \times (1 + 0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 44,92}{(585)^2} \times \left[\frac{1,98 \times 10^3}{44,92} + \frac{(585)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 2,45}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 44,92} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr} = 855518,52 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left[1 \times 88,34 \times \frac{235 \times 10^2}{855518,52} \right]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,56$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (1,56 - 0,2) + 1,56^2]$$

$$\phi_{LT} = 1,86$$

$$\text{donc : } \chi_{LT} = \frac{1}{1,86 + [1,86^2 - 1,56^2]^{0,5}} = 0,35 \leq 1$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{b,Rd} = 0,35 \times 1 \times 88,34 \times \frac{235 \times 10^2}{1,1}$$

$$M_{b,Rd} = 660542,27 \text{ N.cm}^2 = 6,6 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 2,88 \text{ kN.m} \leq M_{b,Rd} = 6,6 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

3.3.9 Résistance au voilement par cisaillement

si $\frac{d}{t_w} \leq 69 \varepsilon \rightarrow$ il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

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

$$\text{On a : } \frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 \leq 69 \varepsilon = 69$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement

3.3.10 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

La stabilité au flambement est assurée si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec : $A_w = t_w \times (h - 2 t_f) = 593,14 \text{ mm}^2$ (l'aire de l'âme)

$A_{fc} = b \times t_f = 73 \times 6,9 = 503,7 \text{ mm}^2$ (l'aire de la semelle comprimée)

$f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$ (limite d'élasticité de la semelle comprimée)

$E = 21. 10^4 \text{ N/mm}^2$ (module d'élasticité)

$K =$ Coefficient pris égal à 0,3 (semelle de classe 1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = 23,87 \\ K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{593,14}{503,7}} = 290,91 \end{array} \right.$$

$$23,87 \leq 290,91$$

Condition vérifiée

Conclusion

La section en IPE 140 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité. Donc elle est convenable pour les pannes de notre structure.

3.4 CALCUL DES LIERNES

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

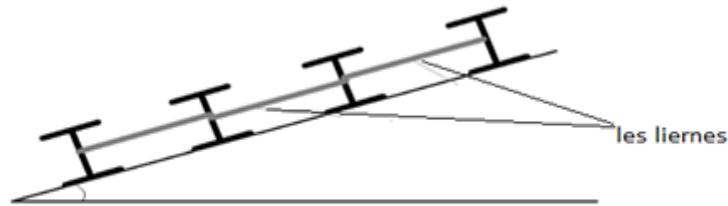


Figure 3.10 Coupe transversale des liernes

3.4.1 Dimensionnement des liernes des pannes

Dans le plan (y-y), on considère les pannes sur 3 appuis dont l'appui central est un appui élastique.

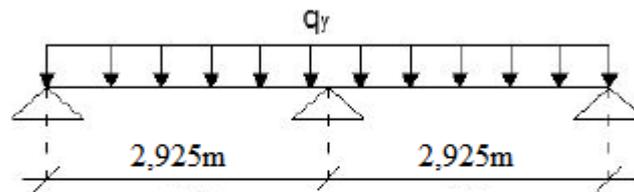


Figure 3.11 Répartition de la charge suivant l'axe y-y

La réaction au droit de cet appui est : $R = 1,25 \times q_y \times L_y$

Avec : $q = 1,35 G + 1,5Q$

$$q = 1,35 [(0,11 \times 1,05) + 0,129] + [1,5 \times (1 \times 1,05)] = 1,9 \text{ kN/m}$$

$$q_y = q \sin \alpha = 1,9 \sin (10,1^\circ) = 0,33 \text{ kN/m}$$

Donc : $R = 1,25 \times 0,33 \times 2,925 = 1,20 \text{ kN}$

On a 6 pannes par versant donc les efforts dans les tronçons de liernes sont de L_1 à L_5 et sont les suivant :

Effort de traction dans le tronçon de lierne L_1 prévenante de la panne sablière

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1,20}{2} = 0,6 \text{ kN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L_2

$$T_2 = R + T_1 = 1,20 + 0,6 = 1,8 \text{ kN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L_3

$$T_3 = R + T_2 = 1,2 + 1,8 = 3 \text{ kN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L_4

$$T_4 = R + T_3 = 1,2 + 3 = 4,2 \text{ kN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L_5

$$2 T_5 \cos \theta = T_4$$

$$\arctg \theta = \frac{1,05}{2,925} = 19,75^\circ$$

$$\rightarrow T_5 = \frac{T_4}{2 \cos \theta} = \frac{4,2}{2 \cos 19,75} = 2,23 \text{ kN}$$

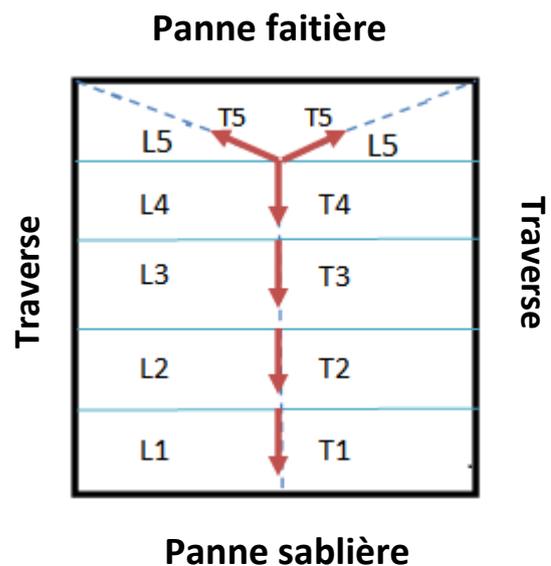


Figure 3.12 Position des liernes

3.4.2 Dimensionnement des liernes

Pour le dimensionnement des liernes tendus, les règles du CCM97 imposent la vérification suivante :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$$

Avec : N_{sd} : Effort normal sollicitant

$$N_{sd=T_{max}} = 4,2 \text{ kN}$$

$N_{pl,Rd}$: Effort normal résistant

$$N_{pl,Rd} = A_s \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$N_{sd} \leq A_s \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right) \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{4,2 \times 1,1}{235 \times 10^{-3}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq 19,66 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s \text{ min}} = 19,66 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\pi \times \sigma_{min}^2}{4} \Rightarrow \sigma_{min}^2 = \frac{4 \times A_{s \text{ min}}}{\pi} = \frac{4 \times 19,66}{\pi} = 25,05 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{min}^2 = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{min} = 0,5 \text{ cm}$$

Conclusion : on choisira donc un diamètre de $\phi 10$ pour les liernes des pannes.

3.5 CALCUL DE L'ÉCHANTIGNOLE

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

3.5.1 Dimensionnement de l'échantignole

a. L'excentrement

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

$$2 \times \left(\frac{b_f}{2} \right) \ll t \ll 3 \times \left(\frac{b_f}{2} \right)$$

Pour un IPE140 :

$$\begin{cases} b_f = 73 \text{ mm} \\ h = 140 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow 73 \text{ mm} \ll t \ll 109,5 \text{ mm}$$

Donc on prend : $t = 90 \text{ mm} = 9 \text{ cm}$

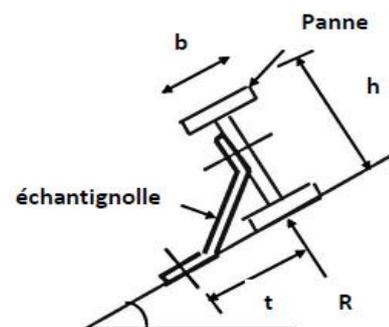


Figure 3.13 : Schéma d'une échantignolle

b. Calcul du moment de renversement M_r

M_r sera déterminé par rapport à la section d'encastrement

$$M_r = F_y \times t + F_z \times \frac{h}{2}$$

- $F_y = [1,35 G_y + 1,5 W] \times \frac{1}{2}$
- $F_z = [1,35 G_z] \times \frac{1}{2}$

$$\begin{cases} G_y = G \cos \alpha = [(0,11 \times 1,05) + 0,129] \cos 10,1 = 0,24 \text{ kN/m} \\ G_z = G \sin \alpha = [(0,11 \times 1,05) + 0,129] \sin 10,1 = 0,042 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow F_y = [1,35 \times (0,24 - 1,5 \times 1,95)] \times \frac{1}{2} = -1,81 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F_z = (1,35 \times 0,042) \times \frac{1}{2} = 0,028 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } M_r = (-1,81) \times 0,09 + 0,028 \times \left(\frac{0,14}{2}\right)$$

$$M_r = -0,16 \text{ kN.m}$$

c. Module de résistance de l'échantignole

$$W = \frac{I}{V} \text{ avec : } \begin{cases} I = \frac{L \times e^3}{12} \\ V = \frac{e}{2} \end{cases} \Rightarrow W = \frac{L \times e^2}{6}$$

d. Calcul de l'épaisseur de l'échantignole « e »

$$\frac{M_r}{W} \ll f_y \iff \frac{6 \times M_r}{L \times e^2} \ll f_y \rightarrow e_{min} = \sqrt{\frac{6 \times M_r}{L \times f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,16}{0,17 \times 235 \times 10^3}}$$

avec :

$$L = b = 170 \text{ mm}$$

$$\rightarrow e_{min} = 0,004 \text{ cm} = 0,04 \text{ mm}$$

On prend une échantignole d'épaisseur $e = 10 \text{ mm}$

3.5.2 Boulon d'attache

Le boulon d'attache est sollicité par deux efforts combinés de traction et de cisaillement. Il sera dimensionné de telle façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \ll 1$$

Avec :

- ✓ $F_{v,sd}$: Effort de cisaillement
- ✓ $F_{t,Rd}$: Effort de traction

$F_{v,sd}$ & $F_{t,sd}$ représentent F_y et F_z respectivement qui sont déjà calculés

- ✓ $F_{v,Rd}$: Résistance de calcul au cisaillement par boulon
- ✓ $F_{t,Rd}$: Résistance de calcul à la traction par boulon

Prenons un boulon de classe 4.6 de caractéristiques suivantes :

- $F_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{Mb} = \begin{cases} 1,25 & \text{boulon sollicité en cisaillement} \\ 1,5 & \text{boulon sollicité en traction} \end{cases}$

$F_{v,Rd}$ & $F_{t,Rd}$ sont données en fonction de l'aire de la section résistance A_s du boulon

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 0,4 \times A_s}{1,25} = 0,16 A_s$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 0,4 \times A_s}{1,5} = 0,24 A_s$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \ll 1 \leftrightarrow \frac{1,31}{0,16 A_s} + \frac{0,026}{1,4 \times 0,24 A_s} \ll 1$$

$$\frac{0,444}{0,074 A_s} \ll 1 \Rightarrow A_s = 6 \text{ mm}^2$$

On prend un boulon de diamètre $\phi 12$ d'une section résistante $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$ pour la précision. Le règlement CCM97 impose d'autres vérifications qui sont :

➤ **1^{ere} Vérification**

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} = \frac{1,31}{0,16 A_s} \leq 1 \leftrightarrow \frac{1,31}{0,16 \times 84,3} = 0,1 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **2^{eme} Vérification**

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,Rd}} \leq 1$$

Avec :

- $F_{b,Rd}$: (Résistance à la pression diamétrale)

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{400}{360}, 1\right) = 1$$

- d : Diamètre du boulon $\phi 12$
- t : Epaisseur de l'échantignole $t = 10 \text{ mm}$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 0,012 \times 0,01}{1,25} = 86,4 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,Rd}} = \frac{1,31}{86,4} = 0,015 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **3^{eme} Vérification**

$$\frac{F_{t,sd}}{B_{p,Rd}} \leq 1$$

Avec :

- $B_{p,Rd}$: Résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon ou de l'écrou

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{Mb}}$$

- t_p : Epaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou de l'écrou

$$t_p = t_w \text{ (IPE140)} = 4,7 \text{ mm}$$

- d_m : diamètre moyen de la tête du boulon de l'écrou (M12)

$$d_m = 12 \text{ mm}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times 0,012 \times 4,7 \times 10^{-3} \times 360 \times 10^3}{1,25}$$

$$B_{p,Rd} = 30,62 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{t,sd}}{B_{p,Rd}} = \frac{0,028}{30,62} = 0,0009 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Les conditions imposées par le CCM97 sont vérifiées pour le boulon M12

3.5.3 Cordon de soudure

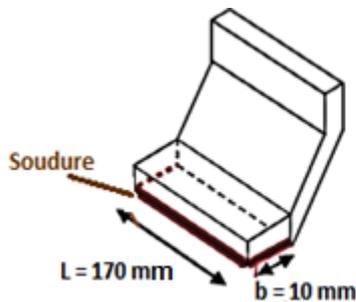


Figure 3.14 : Echantignole

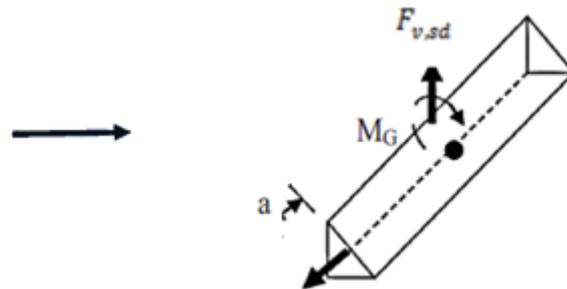


Figure 3.15 : Cordon de soudure

❖ Vérification de la soudure

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \frac{f_y}{B_w \times \gamma_{M_w}}$$

Pour $t_{max} \leq 17 \text{ mm} \longrightarrow a_{min} = 4 \text{ mm}$

$$\sigma_{\perp} = \frac{F_{v,sd}}{2 \times (b + l) \times a} = \frac{1,81 \times 10^3}{2 \times (10 + 170) \times 4} = 1,26 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{//} = \frac{F_{t,sd}}{2 \times (b \times a)} = \frac{0,028 \times 10^3}{2 \times (10 \times 4)} = 0,35 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\perp} = \frac{M_G}{b \cdot (2 \times l) \times a}$$

Avec :

$$M_G = F_{v,sd} \times (b + c) + F_{t,sd} \times \left(\frac{h}{2}\right)$$

$$M_G = 1,81 \times 10^3 \times (10 + 80) + 0,028 \times 10^3 \times \left(\frac{140}{2}\right)$$

$$M_G = 164860 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\tau_{\perp} = \frac{164860}{10 \times (2 \times 160) \times 4} = 12,87 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \frac{f_y}{B_w \times \gamma_{M_w}}$$

Avec :

- $f_y = 360 \text{ N/mm}^2$
- $B_w = 0,8$
- $\gamma_{M_w} = 1,25$

$$\sqrt{(1,26)^2 + 3 \times (12,87^2 + 0,35^2)} \leq \frac{360}{0,8 \times 1,25}$$

$$22,33 \text{ N/mm}^2 < 360 \text{ N/mm}^2$$

Condition vérifiée

Conclusion : Le cordon de soudure d'épaisseur 4 mm est suffisant

3.6 CALCUL DES POTELETS

Les potelets sont le plus souvent des profilés en **I** ou **H** destinés à rigidifier la structure et à 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.

3.6.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé

a. Charge permanente G (poids propre)

- Poids du bardage (en maçonnerie) : 2,6 kN/m²
- Poids du potelet : 0,307 kN/m²
- Longueur du potelet le plus chargé : 6,59 m
- L'entre axe des potelets :

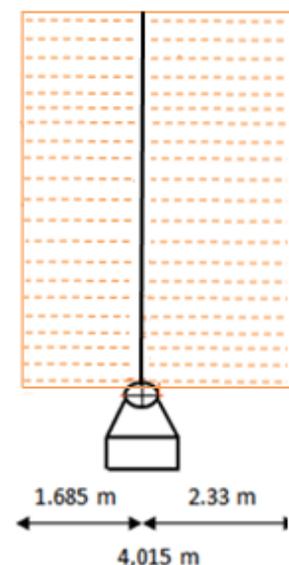
$G = \text{poids propre du potelet} + \text{poids propre du bardage}$

$$G = (0,307 \times 6,59) + (0,26 \times 6,59 \times 4,015) = 8,9 \text{ kN}$$

b. Surcharges climatiques du vent W1

- Action du vent sur le pignon (0,72158 kN/m²)

$$W = 0,72158 \times 4,015 = 2,9 \text{ kN/ml}$$



3.6.2 Dimensionnement du potelet

a. Condition de flèche

Plan (y-y)

$$\begin{cases} \delta = \frac{5 \times W \times (L)^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{\max} \\ \delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{659}{200} = 3,295 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \quad \longrightarrow \quad I_y \geq \frac{5 \times W \times (L)^4}{384 \times E \times \delta_{\max}} = \frac{5 \times 29 \times (659)^4}{384 \times 2,1 \times 10^7 \times 3,295}$$

$$\longrightarrow \quad I_y \geq 1029,21 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux des sections ayant au moins la valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée. Ce qui correspond à un profilé **IPE 240**.

profilé	Section	Dimensions				Caractéristiques			
		A	h	B	t _f	t _w	I _y	I _z	W _{ply}
	cm ²	mm	Mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
IPE 240	39,1	240	120	9,8	6,2	3892	283,6	366,6	73,92

Tableau 3.2 : Caractéristiques du profilé IPE 240

b. Classe du profilé IPE 240

❖ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{avec : } d = 190,4 \text{ mm ; } t_w = 6,2 \text{ mm ; } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{190,4}{6,2} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \quad \longrightarrow \quad 30,7 < 72 \quad \longrightarrow \quad \text{l'âme est de classe 1}$$

❖ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec : } c = \frac{b}{2} = 60 \text{ mm ; } t_f = 9,8 \text{ mm ; } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{60}{9,8} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \quad \longrightarrow \quad 6,12 < 10 \quad \longrightarrow \quad \text{la semelle est de classe 1}$$

3.6.3 Incidence de l'effort normal

$$N_{sd} \leq \min \left(0,25 N_{pl,rd} , 0,5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

$$N_{sd} = 1,35 G = 1,35 \times 8,9 = 12,015 \text{ kN (effort normal sollicitant)}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3910 \times 235}{1,1} = 835,32 \text{ kN (effort normal plastique résistant)}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 3910 - [(2 \times 120) \times 9,8] = 1558 \text{ mm}^2$$

$$N_{sd} = 12,015 \text{ kN} \leq \min(208,83 ; 332,84) = 208,83 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.6.4 Vérification des contraintes

Les potelets sont soumis à la flexion composée, il faut donc vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{N,Rd}$$

Avec :

- M_{sd} : Moment sollicitant

$$M_{sd} = \frac{Q \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 2,9 \times 6,59^2}{8} = 23,61 \text{ kN.m}$$

- $M_{N,Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial

$$M_{N,Rd} = \frac{M_{ply,Rd} \times (1 - n)}{(1 - 0,5a)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply,Rd} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{366600 \times 235}{1,1} = 78,31 \text{ kN.m} \\ n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{12,015}{835,32} = 0,014 \\ a = \frac{A - (2b \times t_f)}{A} = \frac{3910 - (2 \times 120 \times 9,8)}{3910} = 0,4 \end{cases}$$

Donc :

$$M_{N,Rd} = \frac{78,31 \times (1 - 0,014)}{1 - (0,5 \times 0,4)} = 96,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 23,61 \text{ kN.m} \leq M_{N,Rd} = 96,52 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.6.5 Résistance à la compression et flexion

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

- $k_{LT} = 1 - \frac{\eta_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A \cdot f_y}$ mais $k_{LT} \leq 1$;
- $\eta_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_Z \cdot \beta_{M,LT} - 0,15$ mais $\eta_{LT} \leq 0,9$;
- $\beta_{M,LT} = 1,80$
- $\gamma_{M1} = 1,1$
- χ : coefficient de réduction
- $\bar{\lambda}_Z$: élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\epsilon}$$

- λ : Elancement pour le mode de flambement considéré calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 > 1,2 \\ t_f = 9,8 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \rightarrow \begin{cases} (y - y) \\ (z - z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \rightarrow \begin{cases} a \\ b \end{cases} \end{cases}$$

Plan (z - z) :

Axe (z-z) \rightarrow courbe (b) $\rightarrow \alpha = 0,34$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{L}{i_z} = \frac{659}{2,69} = 244,98$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} = \frac{244,98}{93,9} = 2,6$$

$$\chi_z = \frac{1}{\left(\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2} \right)} \leq 1$$

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

$$\phi_z = 0,5 [1 + 0,34 (2,6 - 0,2) + 2,6^2] = 4,29$$

$$\chi_z = \frac{1}{\left(4,29 + \sqrt{4,29^2 - 2,6^2} \right)} = 0,13$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = (0,15 \times 2,6 \times 1,80) - 0,15 = 0,55 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{(0,55) \times (12,015)}{0,13 \times 3910 \times 235 \times 10^{-3}} = 0,94 < 1,5$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \times W_{ply} \times \frac{F_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times (\beta_w)^{0,5}$$

Avec :

$\beta_w = 1$ (pour les sections transversales de classe 1).

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_y^2} \times \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} \right]^{0,5}$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$ (charge uniformément répartie)
- $G = \frac{E}{2 \times (1 - \nu)} \rightarrow \begin{cases} E = 21 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \text{ (coefficient de poisson)} \end{cases}$
- $G = \frac{21 \times 10^6}{2 \times (1 + 0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 12,88 \text{ cm}^4$)

- I_W : Moment d'inertie de gauchissement ($I_W = 37,39 \times 10^3 \text{ cm}^6$)
- I_Z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie
($I_Z = 283,6 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 283,6}{(659)^2} \times \left[\frac{37,39 \times 10^3}{283,6} + \frac{(659)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 12,88}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 283,6} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr} = 4595677,48 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[1 \times 366,6 \times \frac{235 \times 10^2}{4595677,48} \right]^{0,5} = 1,37$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \leq 1$$

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

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ (pour les profilés laminés)}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (1,37 - 0,2) + (1,37)^2] = 1,56$$

$$\text{Donc : } \chi_{LT} = \frac{1}{1,56 + [1,56^2 - 1,37^2]^{0,5}} = 0,43 < 1$$

D'où :

$$\frac{12,015}{0,13 \times \frac{3910 \times 235}{1,1}} + \frac{0,94 \times 23,61 \times 10^6}{0,43 \times \frac{366,6 \times 10^3 \times 235}{1,1}} = 0,61 < 1$$

Condition vérifiée

3.6.6 Résistance au voilement par cisaillement

Si $\frac{d}{t_w} \leq 69 \varepsilon \rightarrow$ il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

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

$$\text{On a : } \frac{d}{t_w} = \frac{190,4}{6,2} = 30,71 \leq 69 \varepsilon = 69$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement

3.6.7 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{F_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{f_c}}}$$

Avec :

- A_w : Aire de l'âme $A_w = t_w \times d = 6,2 \times 190,4 = 1180,48 \text{ mm}^2$
- A_{f_c} : Aire de la semelle comprimée $A_{f_c} = b_f \times t_f = 120 \times 9,8 = 1176 \text{ mm}^2$
- F_{yt} : Limite d'élasticité de la semelle comprimée
- K : Coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe 1

$$K \frac{E}{F_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{f_c}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{1180,48}{1176}} = 268,59$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{190,4}{6,2} = 30,71$$

$$\frac{d}{t_w} = 30,71 \leq K \frac{E}{F_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 268,59$$

Condition vérifiée

CHAPITRE 4 : ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

4.1 INTRODUCTION

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans les structures.

Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leurs distributions dans le système de stabilité.

Ce présent chapitre est consacré à la détermination de ces différents efforts que la structure est susceptible de subir. Il est nécessaire de faire appel à l'une des trois méthodes de calcul préconisées par le « Règlement Parasismique Algérien (RPA 99-Version 2003) » [6].

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse).
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Notre choix s'est porté sur la méthode d'analyse modale spectrale.

- Conditions d'application

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

4.2 PRINCIPE DE LA METHODE DE CALCUL

Dans cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.3 SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Tlemcen (zone I)} \rightarrow \text{sismicité faible (tableau 4.1 RP199V2003)} \\ \text{Classification d'ouvrage : Groupe 1B (ouvrage de grande importance)} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,10$$

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7$$

Où : ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour l'acier dense $\rightarrow \varepsilon = 5\% \rightarrow \eta = 1$ d'après le tableau 4.2 (RPA99V2003)

- R : Coefficient de comportement global de la structure donné par le tableau 4.3 (RPA99 V2003) en fonction du système de contreventement

On a des ossatures contreventées par palées triangulées en X $\longrightarrow R = 4$

- Q : Facteur de qualité de la structure qui est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

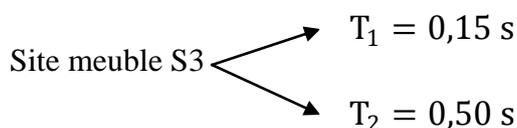
Où : p_q est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q « est satisfait ou non » d'après le tableau 4.4 (RPA99V2003)

Critère Q	Observation	p_q
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non observé	0,05
Redondance en plan	Non observé	0,05
Régularité en plan	Observé	0
Régularité en élévation	Observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0,10

Tableau 4.1 : Facteur de qualité

$$\sum_1^6 p_q = 0,25 \longrightarrow Q = 1 + \sum_1^6 p_q = 1,25$$

- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site d'après le tableau 4.7 (RPA99V2003)



4.4 ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

Elle permet de déterminer les efforts et les déplacements maximums d'une structure lors d'un séisme par l'étude de son comportement en vibrations libres non amorties en tenant compte de ces caractéristiques dynamiques propres.

4.5 MODELISATION DE LA STRUCTURE

Dans notre cas, on a fait appel pour la modélisation de notre structure à un logiciel de calcul « ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS ». Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et de charpente métallique.

❖ Etapes de la modélisation de la structure

1. Opter pour un système d'unités (kN et m).
2. Définition de la géométrie de base.
3. Définition des matériaux.
4. Définition des sections (après plusieurs simulations).

Elements De La Structure	Profils
Les pannes	IPE 140
Les pannes sablières	HEA 140
Les traverses	IPE 360
Les poteaux	HEA 220
Les potelets	IPE 240
Les contreventements de palée de stabilité	2L90× 90 × 9
Les contreventements de poutre au vent	2L70× 70 × 7

Tableau 4.2 : Eléments structuraux constituant la structure

5. Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
6. Définition des charges à appliquer.
7. Introduction du spectre de réponse.
8. Définition des combinaisons de charges.
9. Définition des conditions aux limites.
10. Lancer l'analyse de la structure.

4.6 ANALYSE MODALE

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tout types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique I (Tlemcen)
- Groupe d'usage 1B (ouvrages de grande importance)
- Site meuble (S3).
- Facteur de qualité $Q = 1,25$
- Coefficient de comportement $R = 4$
- Pourcentage d'amortissement $\varepsilon = 5\%$

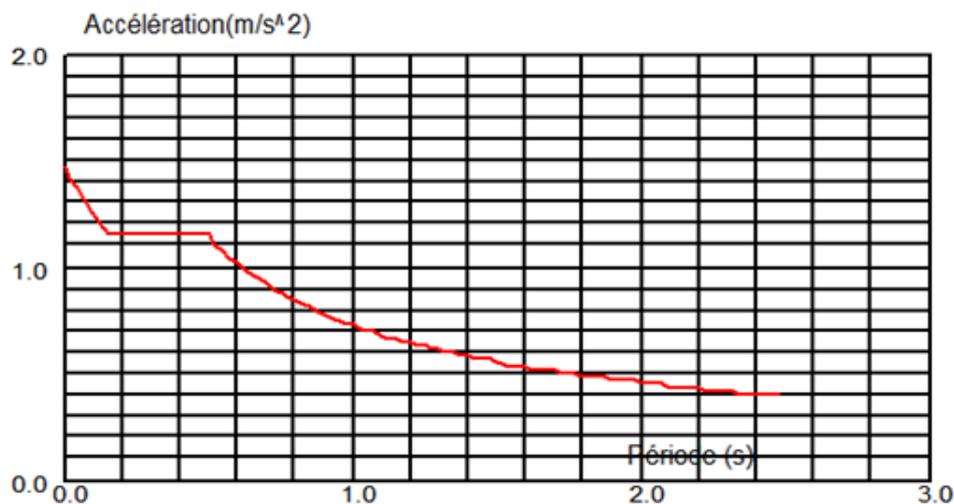


Figure 4.1 : Spectre de réponse de la structure.

Données:

Zone	:	I
Usage	:	1B
Assise	:	S3
Coefficient de qualité	:	1.250
Coefficient de comportement	:	4.000
Amortissement	:	X = 5.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement :	$\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} =$	1.000
A =	0.100	
T ₁ =	0.150	T ₂ = 0.500

❖ Nombre de modes à considérer

D'après le RPA99V2003 (article 4.3.4 –a), les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes des vibrations à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de 3 dans chaque direction considérée.

4.7 VERIFICATION DE LA STRUCTURE

4.7.1 Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est la suivante :

$$T = C_t \times h_N^{3/4}$$

Avec :

C_t : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

- Pour des portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie $\longrightarrow C_t = 0,050$ (tableau 4.6 RPA99V2003)

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 7\text{m}$$

D'où :

$$\left. \begin{array}{l} T = 0,050 \times (7)^{3/4} \\ T = 0,215 \text{ s} \end{array} \right\} \longrightarrow T + 30\% T = 0,279 \text{ s}$$

La valeur de T calculée par le logiciel $T = 0,28 \text{ s}$ ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique.

Donc : $0,28 \text{ s} < 0,279 \text{ s}$ **Condition vérifiée**

4.7.2 Vérification de la force sismique à la base

La résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0,8 V$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats calculés sont comme suit :

- Effort sismique dans le sens (X) : 48,15 kN
- Effort sismique dans le sens (Y) : 111,69 kN

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (A= 0,10)

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{Dans notre cas : } D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2,5 \cdot (1) \cdot \left(\frac{0,5}{0,45}\right)^{2/3}$$

$$\Rightarrow D = 2,68$$

Q : Facteur de qualité (Q = 1,25)

R : Coefficient de comportement global de la structure en fonction du système de contreventement (R = 4)

W : Le poids total de la structure calculé par ROBOT (W = 372,513 KN)

Donc :

$$V = \frac{0,10 \times 2,68 \times 1,25}{4} \times 372,513$$

$$V = 31,2 \text{ KN}$$

	V_t (KN)	V (KN)	80% V (KN)	$V_t > 80\% V$
V_x	48,15	31,2	24,96	Vérifiée
V_y	111,69	31,2	24,96	Vérifiée

Tableau 4.3 : Résultante des forces sismique à la base

4.7.3 Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau « K » est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement.

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage

Niveau	δ_{eK} (KN)	R	δ_K (KN)	1% h_k (cm)	Condition
Toiture	0,8	4	3,2	6	Vérifiée

Tableau 4.4 : Déplacements relatifs dans le sens (x-x)

Niveau	δ_{eK} (KN)	R	δ_K (KN)	1% h_k (cm)	Condition
Toiture	1,3	4	5,2	6	Vérifiée

Tableau 4.5 : Déplacements relatifs dans le sens (y-y)

Remarque : La conception des ossatures métalliques est souvent « flexible », ce qui peut s'accompagner sous séisme d'une instabilité de forme, alors que la capacité de résistance n'est pas épuisée. Afin de limiter ces déformations, on s'est amené à raidir les structures élancées par l'ajout des potelets et contreventements de stabilité appropriés (voir la figure ci-dessous)

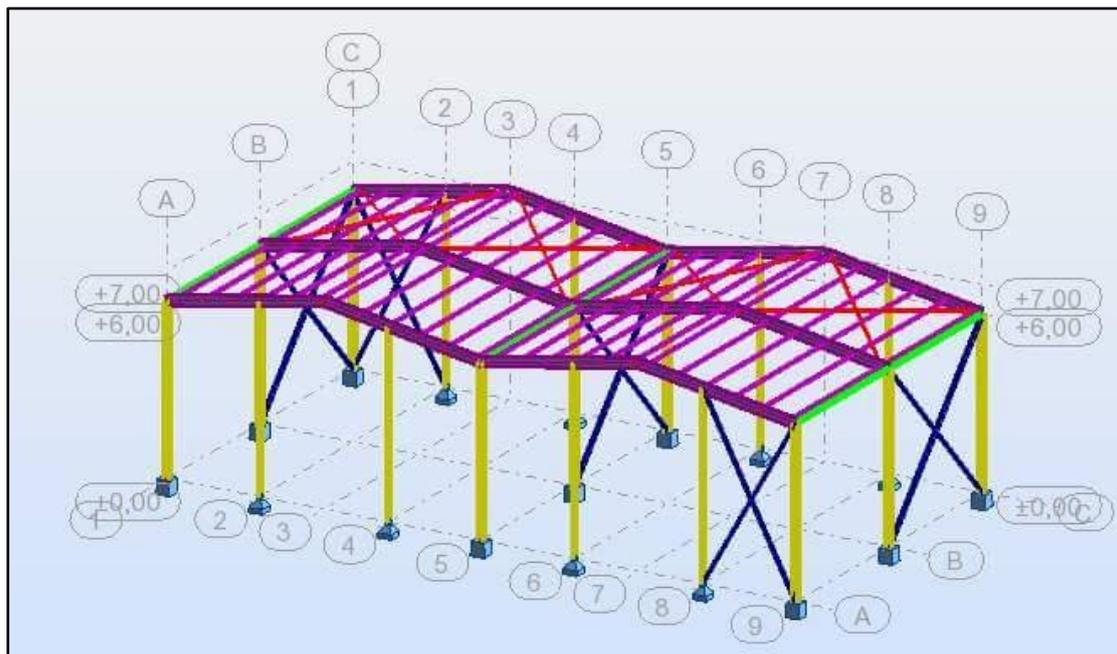


Figure 4.2 : Nouvelle conception de la structure

CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5.1 INTRODUCTION

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles Définies règlementairement, la stabilité statique soit assurée, tant globalement au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité et de vérifier que les contraintes et les déformations restent au delà des limites admissibles.

Et pour cela on va étudier dans ce chapitre deux types de comportement caractéristiques, dénommés phénomènes d'instabilité qui sont :

- **Le flambement** : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement flexion).
- **Le déversement** : qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement "CCM97" [3].

5.2 JUSTIFICATION DE LA TRAVERSE (IPE 360)

5.2.1 Charges réparties sur la traverse

- Poids de la tôle nervurée type TN40.
- Poids des pannes.
- Poids propre de la traverse estimée.
- Charge d'entretien.

5.2.2 Caractéristiques de la traverse (IPE 360)

Les caractéristiques de la traverse IPE 360 sont résumées dans le tableau ci-dessous :

profilé	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
IPE 360	72,7	360	170	12,7	8	16270	1043	1019	191,1

Tableau 5.1 Caractéristiques du profilé IPE 360

5.2.3 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables sont pris des résultats obtenus après introduction des données et passage du logiciel **ROBOT**.

- ❖ $M_{sd} = 152,16 \text{ kN.m}$
- ❖ $V_{sd} = 81,04 \text{ kN}$
- ❖ $N_{sd} = 119,15 \text{ kN}$

5.2.4 Classe de la section transversale

5.2.4.1 Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{avec : } d = 298,6 \text{ mm ; } t_w = 8 \text{ mm ; } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{298,6}{8} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \quad \longrightarrow \quad 37,325 < 72 \quad \text{l'âme est de classe 1}$$

5.2.4.2 Classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec : } c = \frac{b}{2} = \frac{170}{2} = 85 \text{ mm ; } t_f = 12,7 \text{ mm ; } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{255}} = 1$$

$$\frac{85}{12,7} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \quad \longrightarrow \quad 6,69 < 10 \quad \text{la semelle est de classe 1}$$

5.2.5 Vérification de la flèche

- ❖ Poids de la couverture : $0,11 \text{ kN/m}^2$
- ❖ Poids propre de la panne : $10,4 \times 10^{-2} \text{ kN/m}$
- ❖ Poids propre de la traverse : $57,1 \times 10^{-2} \text{ kN/m}$
- ❖ Espacement entre les traverses : $5,85 \text{ m}$
- ❖ Nombre des pannes : 6

$$G = (0,11 \times 5,85) + (10,4 \times 10^{-2} \times 6) + (57,1 \times 10^{-2})$$

$$G = 1,838 \text{ KN/m}$$

$$G + Q = 1,838 + 5,85 = 7,688 \text{ kN/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 7,688 \times 10^1 \times (579)^4}{384 \times 2,1 \times 10^7 \times 16270} = 0,329 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{579}{200} = 2,895 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\delta = 0,329 \text{ cm} < \delta_{\max} = 2,895 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

5.2.6 Conditions de résistance (moment fléchissant+effort axial+effort tranchant)

5.2.6.1 Cisaillement

Il faut également vérifier que : $V_{sd} \leq 50\% V_{pl,Rd}$

$$\text{Avec : } V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad \longrightarrow \quad \text{pour les profilés laminés en I ou H}$$

$$A_v = 7270 - (2 \times 170 \times 12,7) + (8 + 2 \times (18)) \times 12,7 = 3510,8 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times 3510,8 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 435,02 \text{ kN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 81,04 \text{ kN} < 50\% V_{pl,Rd} = 217,51 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

La valeur de V_{sd} ne dépasse pas 50% de la résistance plastique de calcul au cisaillement $V_{pl,Rd}$, donc il n'est pas nécessaire de prendre en compte son effet.

5.2.6.2 Flexion composée

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

Avec :

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 217,69 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7270 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 1553,14 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{152,16}{217,69} \right)^1 + \left(\frac{119,15}{1553,14} \right)^2 = 0,7 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

5.2.7 Vérification au déversement

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ (pour les sections transversales de classe 1).
- χ_{LT} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{m1} = 1,1$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \times W_{ply} \times \frac{F_y}{M_{cr}} \right]^{0,5}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_y^2} \times \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} \right]^{0,5}$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$
- $G = \frac{E}{2 \times (1 - \nu)} \rightarrow \begin{cases} E = 21 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \text{ (coefficient de poisson)} \end{cases}$
- $G = \frac{21 \times 10^6}{2 \times (1 + 0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 37,32 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 313,6 \times 10^3 \text{ cm}^6$)

- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie ($I_z = 1043 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 1043}{(579)^2} \times \left[\frac{313,6 \times 10^3}{1043} + \frac{(579)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 37,32}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 1043} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr} = 20218705,55 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[1 \times 1019 \times \frac{235 \times 10^2}{20218705,55} \right]^{0,5} = 1,088$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \leq 1$$

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

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ (pour les profilés laminés)}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (1,088 - 0,2) + (1,088)^2] = 2,37$$

$$\text{Donc : } \chi_{LT} = \frac{1}{2,37 + [2,37^2 - 1,088^2]^{0,5}} = 0,22 < 1$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{b,Rd} = 0,22 \times 1 \times 1019 \times \frac{235 \times 10^2}{1,1}$$

$$M_{b,Rd} = 4789300 \text{ N.cm} = 478,93 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 152,16 \text{ kN.m} < M_{b,Rd} = 478,93 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : La section choisie résiste.

5.3 JUSTIFICATION DU POTEAU (HEA 220)

5.3.1 Caractéristiques du poteau (HEA 220)

Les caractéristiques de la traverse HEA 220 sont résumées dans le tableau ci-dessous :

profilé	Section	Dimensions				Caractéristiques			
		A	h	b	t _f	t _w	I _y	I _z	W _{ply}
	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
HEA 220	64,3	210	220	11	7	5410	1955	568,5	270,6

Tableau 5.2 Caractéristiques du profilé HEA 220

5.3.2 Efforts sollicitant :

- ❖ $M_{sd} = 62,78 \text{ kN.m}$
- ❖ $V_{sd} = 31,09 \text{ kN}$
- ❖ $N_{sd} = 291,65 \text{ kN}$

5.3.3 Classe de la section transversale :**5.3.3.1 Classe de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \varepsilon \quad \text{avec : } d = 152 \text{ mm ; } t_w = 7 \text{ mm ; } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{152}{7} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \longrightarrow 21,77 < 33 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

5.3.3.2 Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec : } c = \frac{b}{2} = \frac{220}{2} = 110 \text{ mm ; } t_f = 11 \text{ mm ; } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{255}} = 1$$

$$\frac{110}{11} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \longrightarrow 10 \leq 10 \quad \text{La semelle est de classe 1}$$

5.3.4 Conditions de résistance**5.3.4.1 Cisaillement**

Il faut également vérifier que : $V_{sd} \leq 50\% V_{pl,Rd}$

$$\text{Avec : } V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad \rightarrow \quad \text{pour les profilés laminés en I ou H}$$

$$A_v = 6430 - (2 \times 220 \times 11) + (7 + 2 \times (18)) \times 11 = 2063 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times 2063 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 255,62 \text{ kN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 31,09 \text{ kN} < 50\% V_{pl,Rd} = 255,62 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

La valeur de V_{sd} ne dépasse pas 50% de la résistance plastique de calcul au cisaillement $V_{pl,Rd}$, donc il n'est pas nécessaire de prendre en compte son effet.

5.3.4.2 Résistance à la compression et flexion

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

- $k_{LT} = 1 - \frac{\eta_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A \cdot f_y}$ mais $k_{LT} \leq 1$;
- $\eta_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_Z \cdot \beta_{M,LT} - 0,15$ mais $\eta_{LT} \leq 0,9$;

- $\beta_{M,LT} = 1,80$
- $\gamma_{M_1} = 1,1$
- χ : coefficient de reduction
- $\bar{\lambda}_z$: élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\epsilon}$$

- λ : Elancement pour le mode de flambement considéré calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,95 < 1,2 \\ t_f = 11 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \rightarrow \begin{cases} (y - y) \\ (z - z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \rightarrow \begin{cases} b \\ c \end{cases} \end{cases}$$

Plan (z - z) :

Axe (z-z) \rightarrow courbe (c) $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{L/1,41}{i_z} = \frac{600/1,41}{5,51} = 77,23$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} = \frac{77,23}{93,9} = 0,82$$

$$\chi_z = \frac{1}{\left(\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}\right)} \leq 1$$

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

$$\phi_z = 0,5 [1 + 0,49 (0,82 - 0,2) + 0,82^2] = 0,99$$

$$\chi_z = \frac{1}{\left(0,99 + \sqrt{0,99^2 - 0,82^2}\right)} = 0,64$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = (0,15 \times 0,82 \times 1,80) - 0,15 = 0,07 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{(0,07) \times (291,65)}{0,64 \times 6430 \times 235 \times 10^{-3}} = 0,02 < 1,5$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \times W_{ply} \times \frac{F_y}{M_{cr}}\right]^{0,5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right] \times (\beta_w)^{0,5}$$

Avec :

$\beta_w = 1$ (pour les sections transversales de classe 1).

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = c_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_y^2} \times \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}\right]^{0,5}$$

Avec :

- $c_1 = 1,132$ (charge uniformément répartie)

- $G = \frac{E}{2 \times (1-\nu)} \rightarrow \begin{cases} E = 21 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \text{ (coefficient de poisson)} \end{cases}$
- $G = \frac{21 \times 10^6}{2 \times (1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 28,46 \text{ cm}^4$)
- I_W : Moment d'inertie de gauchissement ($I_W = 193,3 \times 10^3 \text{ cm}^6$)
- I_Z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie ($I_Z = 1955 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 1955}{(600)^2} \times \left[\frac{193,3 \times 10^3}{1955} + \frac{(600)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 28,46}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 1955} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr} = 22185085,54 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[1 \times 568,5 \times \frac{235 \times 10^2}{22185085,54} \right]^{0,5} = 0,6$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \leq 1$$

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

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ (pour les profilés laminés)}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (0,6 - 0,2) + (0,6)^2] = 0,72$$

$$\text{Donc : } \chi_{LT} = \frac{1}{0,72 + [0,72^2 - 0,6^2]^{0,5}} = 0,89 < 1$$

D'où :

$$\frac{291,65}{0,64 \times \frac{6430 \times 235}{1,1}} + \frac{0,02 \times 62,78 \times 10^6}{0,89 \times \frac{568,5 \times 10^3 \times 235}{1,1}} = 0,01 < 1$$

Condition vérifiée

Conclusion : La section choisie résiste.

5.4 JUSTIFICATION DES POUTRES AU VENT

On choisit une double cornière en $2 \times L70 \times 70 \times 7$, et on vérifie sa résistance:

$$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd}$$

Avec :

$$N_{c,sd} = 45,02 \text{ KN}$$

5.4.1 Les éléments comprimés :

5.4.1.1 Vérification au flambement

$$N_{c,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

- $\beta_A = 1$ (pour les sections transversales de classe 1)
- $\gamma_{m1} = 1,1$

- χ : Coefficient de réduction qui dépend de $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\epsilon}$$

- λ : Elancement pour le mode de flambement considéré calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{70}{70} = 1 < 1,2 \\ t_f = 7 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{axe de flambement} \rightarrow \begin{cases} (y - y) \\ (z - z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \rightarrow \begin{cases} b \\ c \end{cases} \end{array} \right.$$

Plan (y - y) :

Axe (y-y) \rightarrow courbe (b) $\rightarrow \alpha = 0,34$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{l}{i_y} = \frac{786}{4,24} = 185,37$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\epsilon} = \frac{185,37}{93,9} = 1,98$$

Plan (z - z) :

Axe (z-z) \rightarrow courbe (c) $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_z} = \frac{l}{i_z} = \frac{786}{4,24} = 185,37$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} = \frac{185,37}{93,9} = 1,98$$

$$\bar{\lambda} = \max (\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,98$$

χ est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement

Courbe (c) $\rightarrow \chi = 0,2141$

D'où :

$$N_{c,Rd} = 0,2141 \times 1 \times (2 \times 940) \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} = 85,99 \text{ kN}$$

$$N_{c,sd} = 45,02 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 85,99 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

5.4.1.2 Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{(2 \times 940) \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 401,63 \text{ kN}$$

$$N_{c,sd} = 45,02 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 401,63 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

5.4.2 Les éléments tractés

Il faut vérifier que :

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd}; N_{net,Rd}; N_{u,Rd})$$

$$N_{t,sd} = 43,76 \text{ kN (Calculé par logiciel)}$$

5.4.2.1 Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times \frac{A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec : $A_{net} = 1626 \text{ mm}^2$

D'où :

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = 0,9 \frac{1626 \times 360 \times 10^{-3}}{1,25} = 563,14 \text{ kN}$$

5.4.2.2 Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{1626 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 347,37 \text{ kN}$$

5.4.2.3 Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{(2 \times 940) \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 401,63 \text{ kN}$$

5.4.2.4 Vérification

$$\text{Min}(N_{pl,Rd} ; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd}) = 347,37 \text{ kN} \geq N_{t,sd} = 43,76 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

5.5 JUSTIFICATION DES STABILITES

On choisit une double cornière en $2 \times L90 \times 90 \times 9$, et on vérifie sa résistance:

$$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd}$$

Avec :

$$N_{c,sd} = 117,74 \text{ kN}$$

5.5.1 Les éléments comprimés :

5.5.1.1 Vérification au flambement

$$N_{c,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

- $\beta_A = 1$ (pour les sections transversales de classe 1)
- $\gamma_{m1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction qui dépend de $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\epsilon}$$

- λ : Elancement pour le mode de flambement considéré calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{90}{90} = 1 < 1,2 \\ t_f = 9 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \rightarrow \begin{cases} (y - y) \\ (z - z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \rightarrow \begin{cases} b \\ c \end{cases} \end{cases}$$

Plan (y - y) :

Axe (y-y) → courbe (b) → $\alpha = 0,34$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{l}{i_y} = \frac{838}{5,46} = 153,48$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} = \frac{153,48}{93,9} = 1,64$$

Plan (z - z) :

Axe (z-z) → courbe (c) → $\alpha = 0,49$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_z} = \frac{l}{i_z} = \frac{838}{5,46} = 153,48$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_z}{93,9\varepsilon} = \frac{153,48}{93,9} = 1,64$$

$$\bar{\lambda} = \max (\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,64$$

χ est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement

Courbe (c) → $\chi = 0,282$

D'où :

$$N_{c,Rd} = 0,282 \times 1 \times (2 \times 1550) \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} = 186,76 \text{ kN}$$

$$N_{c,sd} = 117,74 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 186,76 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

5.5.1.2 Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{(2 \times 1550) \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 662,27 \text{ kN}$$

$$N_{c,sd} = 117,74 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 662,27 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

5.5.2 Les éléments tractés

Il faut vérifier que :

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd} ; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd})$$

$$N_{t,sd} = 162,27 \text{ kN (Calculé par logiciel)}$$

5.5.2.1 Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times \frac{A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = 2636 \text{ mm}^2$$

D'où :

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = 0,9 \frac{2636 \times 360 \times 10^{-3}}{1,25} = 683,25 \text{ kN}$$

5.5.2.2 Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{2636 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 563,14 \text{ kN}$$

5.5.2.3 Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{(2 \times 1550) \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 662,27 \text{ kN}$$

5.5.2.4 Vérification

$$\text{Min}(N_{pl,Rd} ; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd}) = 563,14 \text{ kN} \geq N_{t,sd} = 162,27 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

CHAPITRE 6 : CALCUL DES ASSEMBLAGES

6.1 INTRODUCTION

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure. En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structurels. En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

6.2 LES PRINCIPAUX MODES D'ASSEMBLAGES

- Le rivetage.
- Le boulonnage.
- Le soudage.

6.3 CLASSIFICATION DES ASSEMBLAGES

Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

- Leur rigidité.
- Leur résistance.

6.4 LES CLASSES DES BOULONS

Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons								
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau 6.1 Classe des boulons

6.5 CALCUL DES ASSEMBLAGES

6.5.1 Assemblage poteau – traverse (HEA 220 – IPE 360)

Cette opération consiste à fixer par soudure une platine à l'extrémité d'une traverse pour permettre son assemblage à l'aile du poteau. Chacun de ces deux éléments, destinés à être solidariser l'un à l'autre.

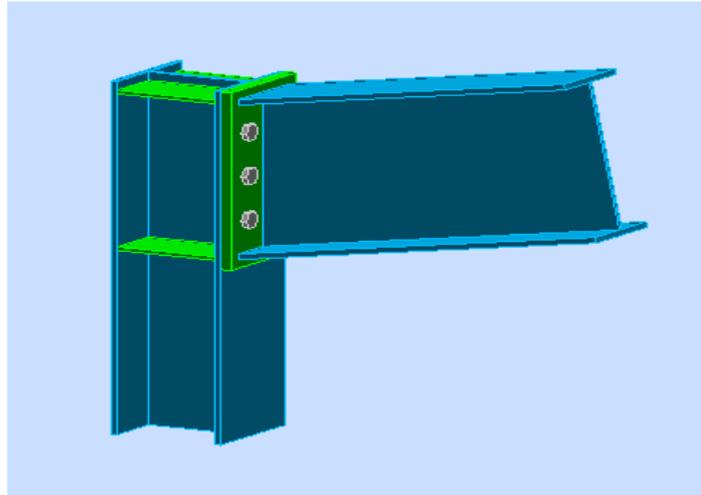


Figure 6.1 Vue 3D de l'assemblage poteau – traverse

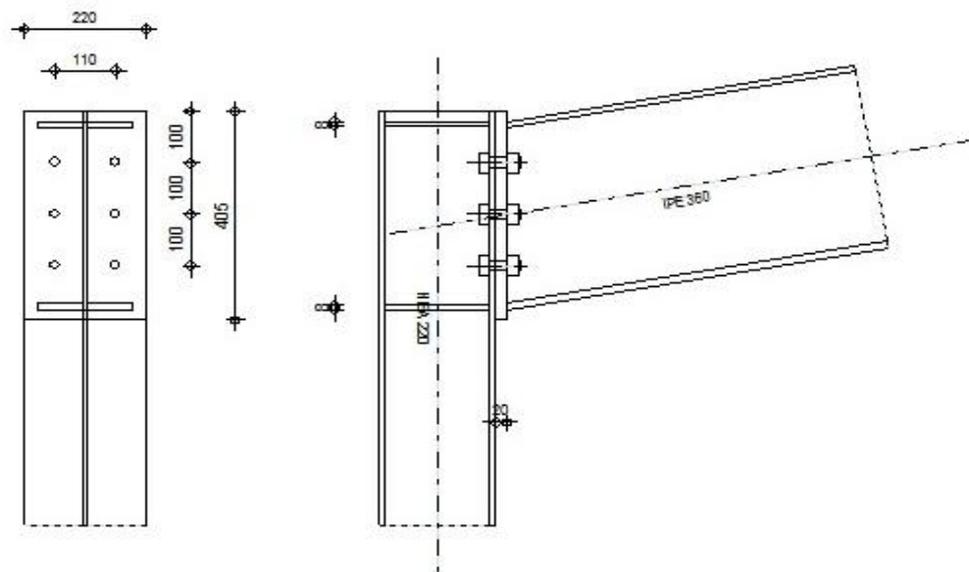


Figure 6.2 Détail d'assemblage poteau – traverse

6.5.1.1 Efforts sollicitant

Les efforts suivants sont calculés par le logiciel ROBOT

- ❖ $M_{sd} = 145,56 \text{ kN.m}$
- ❖ $V_{sd} = 77,05 \text{ kN}$
- ❖ $N_{sd} = 274,41 \text{ kN}$

6.5.1.2 Soudure de la platine

a. Cordon de soudure

Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$

$t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$

$t_{\text{poutre (IPE 360)}} = 12,7 \text{ mm}$

$$t_{max} = t_{platine} = 20 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0,7 t_{min} = 0,7 \times 12,7 = 8,89 \text{ mm}$$

$$a_{min} \leq a \leq a_{max} \leftrightarrow 5 \text{ mm} \leq a \leq 8,89 \text{ mm}$$

On prend donc : $a = 8 \text{ mm}$

b. Soudure de la semelle tendue

Il faut vérifier que : $N_d \leq \min(R_w ; R_s)$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{145,56}{360} + 274,41 = 678,74 \text{ kN}$$

$$R_w = \frac{0,5 \times f_u \times a \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,5 \times 360 \times 10^{-3} \times 8 \times 592}{1,1} = 774,98 \text{ kN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}}$$

$$\text{Avec : } l = 2 \times [b + b - 2r - t_w] = 2 \times [170 + 170 - 2(18 - 8)]$$

$$l = 592 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } R_s = \frac{0,7 \times 235 \times 10^{-3} \times 8 \sqrt{2} \times 592}{1,1} = 1001,61 \text{ kN}$$

$$N_d = 678,74 \text{ kN} \leq \min(774,98 ; 1001,61) = 774,98 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Soudure de l'âme

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq R_s$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}}$$

$$\text{Avec : } l = 2 \times h_i = 669,2 \text{ mm (IPE360} \rightarrow h_i = 334,6 \text{ mm)}$$

$$\text{Donc : } R_s = \frac{0,7 \times 235 \times 10^{-3} \times 8 \sqrt{2} \times 669,2}{1,1} = 1132,23 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 77,05 \text{ kN} \leq R_s = 1132,23 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

6.5.1.3 Disposition constructive

a. Le choix du diamètre des boulons

Pour des raisons pratiques, on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

- $t \leq 10 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \text{ mm} \leq t \leq 25 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t > 25 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On a l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm} \rightarrow 10 \text{ mm} \leq t \leq 25 \text{ mm}$

Après plusieurs simulations, on a pris 2 files de 3 boulons de diamètre $\varnothing 20$ classe 8.8

b. Pince longitudinale

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

$$- d_0 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$- t = 12,7 \text{ mm}$$

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 152,4 \text{ mm}$$

On prend donc : $e_1 = 80 \text{ mm}$

c. Pince transversale

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 152,4 \text{ mm}$$

On prend donc : $e_2 = 55 \text{ mm}$

d. Calcul des boulons sollicités en traction

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_R$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 800 \times 10^{-3} \times 245$$

$$T_R = 156,8 \text{ KN}$$

$$M_R = 2 T_R \times (80 + 180 + 280) \times 10^{-3}$$

$$M_R = 2 \times 156,8 \times 540 \times 10^{-3}$$

$$M_R = 169,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 145,56 \text{ KN.m} < M_R = 169,34 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

e. Calcul des boulons sollicités au cisaillement

Il faut vérifier que : $V_d \leq \frac{V_R}{\gamma_{M1}}$

$$V_R = 0,6 \times f_{ub} \times A_s = 0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 245$$

$$V_R = 117,6 \text{ kN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{77,05}{6} = 12,84 \text{ kN}$$

$$V_d = 12,84 \text{ kN} < \frac{117,6}{1,25} = 94,08 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

f. Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $V_d \leq \frac{L_R}{\gamma_{M1}}$

$$\frac{L_R}{\gamma_{M1}} = \frac{2,5}{1,25} \times f_u \times d \times a \times t = \frac{2,5}{1,25} \times 360 \times 20 \times 1 \times 11,5 \times 10^{-3} = 165,6 \text{ kN}$$

$$\text{Avec : } a = \min\left(\frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - 0,25; 1\right) = 1$$

$$V_d = 12,84 \text{ kN} \leq \frac{L_R}{\gamma_{M1}} = 165,6 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

6.5.2 Assemblage traverse – traverse (IPE 360 – IPE 360)

Le principe de cet assemblage est de souder une platine en bout de traverse. Elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur la platine soudée en bout de l'autre traverse, permettent de solidariser les deux éléments assemblés.

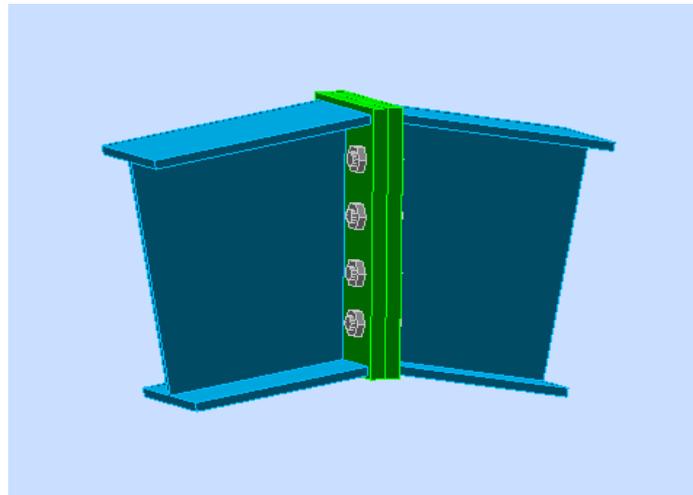


Figure 6.3 Vue 3D de l'assemblage traverse – traverse

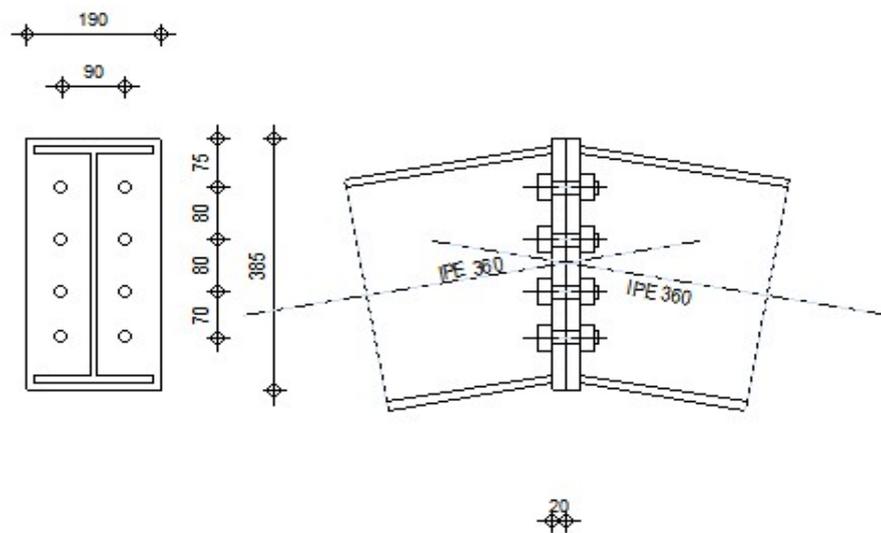


Figure 6.4 Détail d'assemblage traverse – traverse

6.5.2.1 Efforts sollicitant

Les efforts suivants sont calculés par le logiciel ROBOT

- ❖ $M_{sd} = 76,77 \text{ kN.m}$
- ❖ $V_{sd} = 73,39 \text{ kN}$
- ❖ $N_{sd} = 57,27 \text{ kN}$

6.5.2.2 Soudure de la platine

a. Cordon de soudure

Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$

$$t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$$

$$t_{\text{poutre (IPE 360)}} = 12,7 \text{ mm}$$

$$t_{\text{max}} = t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm} \rightarrow a_{\text{min}} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{\text{max}} = 0,7 t_{\text{min}} = 0,7 \times 12,7 = 8,89 \text{ mm}$$

$$a_{\text{min}} \leq a \leq a_{\text{max}} \leftrightarrow 5 \text{ mm} \leq a \leq 8,89 \text{ mm}$$

On prend donc : $a = 8 \text{ mm}$

b. Soudure de la semelle tendue

Il faut vérifier que : $N_d \leq \min(R_w ; R_s)$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{76,77}{360} + 57,27 = 57,48 \text{ kN}$$

$$R_w = \frac{0,5 \times f_u \times a \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,5 \times 360 \times 10^{-3} \times 8 \times 592}{1,1} = 774,98 \text{ kN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}}$$

$$\text{Avec : } l = 2 \times [b + b - 2r - t_w] = 2 \times [170 + 170 - 2(18 - 8)]$$

$$l = 592 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } R_s = \frac{0,7 \times 235 \times 10^{-3} \times 8 \sqrt{2} \times 592}{1,1} = 1001,61 \text{ kN}$$

$$N_d = 57,48 \text{ kN} \leq \min(774,98 ; 1001,61) = 774,98 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Soudure de l'âme

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq R_s$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}}$$

$$\text{Avec : } l = 2 \times h_i = 669,2 \text{ mm (IPE360} \rightarrow h_i = 334,6 \text{ mm)}$$

$$\text{Donc : } R_s = \frac{0,7 \times 235 \times 10^{-3} \times 8 \sqrt{2} \times 669,2}{1,1} = 1132,23 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 73,39 \text{ kN} \leq R_s = 1132,23 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

6.5.2.3 Disposition constructive

a. Le choix du diamètre des boulons

Pour des raisons pratiques, on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

- $t \leq 10 \text{ mm}$ \longrightarrow $d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \text{ mm} \leq t \leq 25 \text{ mm}$ \longrightarrow $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t > 25 \text{ mm}$ \longrightarrow $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On a l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm} \rightarrow 10 \text{ mm} \leq t \leq 25 \text{ mm}$

Après plusieurs simulations, on a pris 2 files de 3 boulons de diamètre $\emptyset 20$ classe 8.8

b. Pince longitudinale

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

- $d_0 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$
- $t = 12,7 \text{ mm}$

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 152,4 \text{ mm}$$

On prend donc : $e_1 = 65 \text{ mm}$

c. Pince transversale

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 152,4 \text{ mm}$$

On prend donc : $e_2 = 40 \text{ mm}$

d. Calcul des boulons sollicités en traction

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_R$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 800 \times 10^{-3} \times 245$$

$$T_R = 156,8 \text{ kN}$$

$$M_R = 2 T_R \times (75 + 145 + 225 + 305) \times 10^{-3}$$

$$M_R = 2 \times 156,8 \times 750 \times 10^{-3}$$

$$M_R = 235,2 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 76,7 \text{ kN.m} < M_R = 235,2 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

e. Calcul des boulons sollicités au cisaillement

Il faut vérifier que : $V_d \leq \frac{V_R}{\gamma_{M1}}$

$$V_R = 0,6 \times f_{ub} \times A_s = 0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 245$$

$$V_R = 117,6 \text{ kN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{73,39}{8} = 9,17 \text{ kN}$$

$$V_d = 9,17 \text{ kN} < \frac{117,6}{1,25} = 94,08 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

f. Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $V_d \leq \frac{L_R}{\gamma_{M1}}$

$$\frac{L_R}{\gamma_{M1}} = \frac{2,5}{1,25} \times f_u \times d \times a \times t = \frac{2,5}{1,25} \times 360 \times 20 \times 1 \times 11,5 \times 10^{-3} = 165,6 \text{ kN}$$

$$\text{Avec : } a = \min\left(\frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - 0,25; 1\right) = 1$$

$$V_d = 9,17 \text{ kN} < \frac{L_R}{\gamma_{M1}} = 165,6 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

6.5.3 Assemblage pieds de poteau

D'une manière générale, Pour maintenir sans danger le pied du poteau au sol, ce dernier est solidement encastré à la semelle par utilisation d'un ensemble d'éléments : une plaque d'assise, un scellement rempli de mortier de calage, des boulons d'ancrage, une fondation en béton, une bêche de cisaillement en I, une plaque de positionnement/nivellement en acier, une cavité à remplir de mortier après avoir positionné le poteau, une armature de fondation. Ce dispositif permet de contrecarrer l'effort vertical de compression et de soulèvement induit par la détermination de toutes les combinaisons possibles de cas de charges et de déterminer avec précision le moment fléchissant et de choisir l'option la plus défavorable.

6.5.3.1 Dimensionnement de la plaque d'assise

a. Estimation de l'aire de la plaque d'assise

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des valeurs suivante :

$$N_{sd} = 33,4767 \text{ kN}$$

$$A_{C0} = \frac{1}{h \times b} \left(\frac{N_{sd}}{f_c}\right)^2 \quad ; \quad A_{C0} = \frac{1}{210 \times 220} \left(\frac{33476,7}{16,7}\right)^2 = 86,97 \text{ mm}^2$$

$$A_{C0} = \frac{N_{sd}}{f_c} \quad ; \quad A_{C0} = \frac{33476,7}{16,7} = 2004,59 \text{ mm}^2$$

Avec : (h,b) les dimensions du poteau

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise sont choisies comme suite :

$$b_b > b + 2t_f = 220 + 2 \times (11) = 242 \text{ mm}$$

$$h_b > h + 2t_f = 210 + 2 \times (11) = 232 \text{ mm}$$

On prend donc : $b_b = 460 \text{ mm}$

$$h_b = 450 \text{ mm}$$

b. Cordons de soudure

La plaque d'assise est destinée à maintenir solidement le poteau à l'armature de fondation. Pour cela elle est soudée par le biais d'un cordon de soudure à la base du poteau sur tout le contour de la section transversale du profilé.

$$\text{Semelle : } a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 11 = 7,7 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend } a_s = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Ame : } a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 7 = 4,9 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend } a_a = 10 \text{ mm}$$

- La plaque d'assise en acier de nuance (Fe 360) : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Fondation en béton de classe C25/30 : $f_{cK} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Coefficients partiels de sécurité :
 Acier : $\gamma_{M0} = 1,1$; $\gamma_{M2} = 1,25$
 Béton : $\gamma_c = 1,5$
- Résistance du béton à la compression : $f_c = (\alpha \times f_{cK}) / \gamma_c$
 D'où : $\alpha = 1$
 La résistance de calcul du béton devient : $f_c = (1 \times 25) / 1,5 = 16,7 \text{ N/mm}^2$
- Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$F_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_c$$
 La valeur du coefficient du matériau de scellement est : $\beta_j = 2/3$
 Les dimensions de la fondation étant inconnues. on prend alors $\alpha = 1,5$

$$F_{jd} = 1,5 \times 2/3 \times 16,7 = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

c. L'épaisseur de la plaque

$$t \geq u \times \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}} \quad \text{avec} \quad \left\{ \sigma = \frac{N_{sd}}{a \times b} = \frac{3347,67}{460 \times 450} = 0,016 \text{ daN/m}^2 \right.$$

$$\text{Donc : } t \geq 120 \times \sqrt{\frac{3 \times (0,016)}{24}} = 5,36 \text{ mm}$$

L'épaisseur est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur $t = 20 \text{ mm}$

6.5.3.2 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle

$$\sigma < \bar{\sigma}_b$$

Béton dosé à $350 \text{ kg/m}^3 \rightarrow \bar{\sigma}_b = 80 \text{ daN/cm}^2$

$$\sigma = \frac{N_{sd}}{a \times b} = \frac{3347,67}{45 \times 46} = 1,62 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

6.5.3.3 Vérification des tiges d'ancrages

a. Choix du diamètre des boulons

L'effort admissible par tige est donné par la formule suivante :

$$N_\alpha = 0,1 \times \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \times \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d_1} \right)^2} (20\varphi + 19,2\varphi + 7\varphi) \geq \frac{N}{6}$$

Avec :

- $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$ (dosage du béton)
- $r = 3\varphi$
- $l_1 = 20\varphi$
- $l_2 = 2\varphi$
- d_1 : La distance la plus petite de l'axe de la tige à une paroi du massif en béton ($d_1 = 60 \text{ mm}$)

$$\rightarrow 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{60}\right)^2} (20\varphi + 19,2\varphi + 7\varphi) \geq \frac{N}{6} = \frac{33476,7}{6}$$

$$D'où l'on tire : 14,51\varphi^2 - 178,54\varphi - 5579,45 \geq 0$$

$$\varphi^2 - 12,3\varphi - 384,52 \geq 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 41,1 \Rightarrow \varphi \geq 26,7 \text{ mm}$$

$$t > 25m \rightarrow d = (24, 27; 30)\text{mm}$$

On choisit alors 6 tiges de $\varphi = 27\text{mm}$ classe 4.6

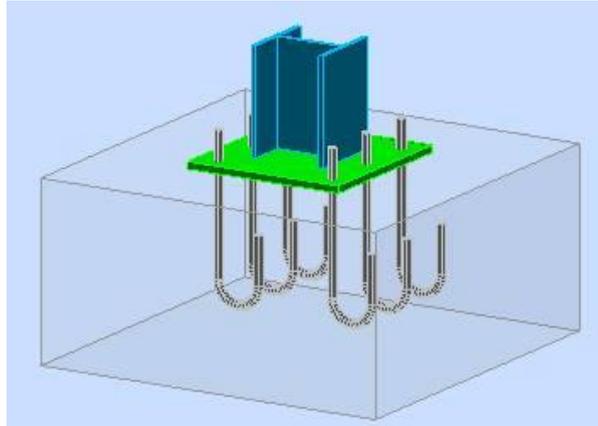


Figure 6.5 Vue 3D de l'assemblage de pieds de poteau

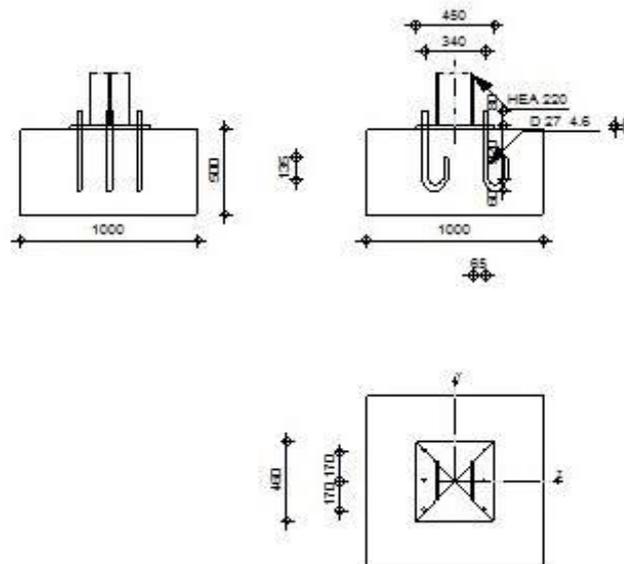


Figure 6.6 Détail d'assemblage pieds de poteau

b. Pince longitudinale e_1

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

- $d_0 = 27 + 2 = 29 \text{ mm}$
- $t = 11 \text{ mm}$

$$34,8 \text{ mm} \leq e_1 \leq 132 \text{ mm}$$

Alors on prend : $e_1 = 60 \text{ mm}$

c. Pince transversal e_2

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$43,5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 132 \text{ mm}$$

Alors on prend : $e_2 = 60 \text{ mm}$

6.5.3.4 Condition d'équilibre du B.A.E.L

$$\frac{N}{6} \leq F_A = \pi \times \tau_{su} \times \phi \times l_1$$

Avec :

- ϕ : Coefficient de scellement droit ($\phi_s = 1$ rond lisse)

- $\tau_{su} = 0,6 \times \phi_s^2 \times f_{tj}$

$$f_{tj} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPA}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \phi_s^2 \times f_{tj} = 0,6 \times 1^2 \times 2,1 = 1,26 \text{ MPA}$$

- $l_1 = 20 \phi$

$$F_A = \pi \times 1,26 \times 27 \times 20 \times 27 = 57684,31 \text{ N}$$

$$\frac{N}{6} = 5579,45 \text{ N} < F_A = 57684,31 \text{ N}$$

Condition vérifiée

CHAPITRE 7 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

7.1 CALCUL DES FONDATIONS

7.1.1 Introduction

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des charges de cette structure sur le sol:

- Charges permanentes.
- Charges d'exploitations.
- Charges climatiques.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La capacité portante admissible du terrain.
- La facilité de réalisation.

Mais on se limitera dans notre projet sur le choix du type de fondation essentiellement à la contrainte admissible du sol et sa nature. La capacité portante du sol est de 1,8 bars.

On choisit des semelles isolées comme type de fondation utilisé dans notre projet.

Chaque semelle est soumise à :

- Un effort normal.
- Un moment de flexion.

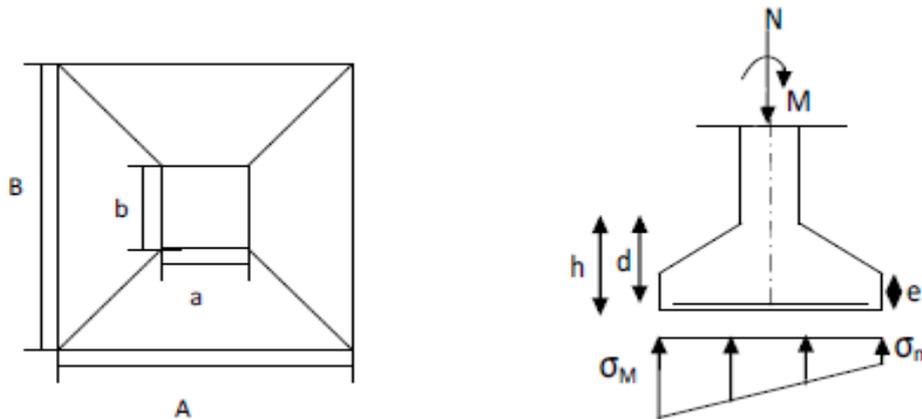


Figure 7.1 Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

7.1.2 Charges à prendre en considération

Les charges à prendre en considération sont représentées dans le tableau ci-dessous :

	N_{sd} ELU (kN)	N_{sd} ELS (kN)
Semelles d'angles	46,87	31,41
Semelles intermédiaires	40,95	27,5
Semelles centrales	62,92	43,24
Semelle des potelets	19,26	12,95

Tableau 7.1 : Charges appliquées sur les fondations**7.1.3 Dimensionnement des semelles pour les poteaux en HEA 220****7.1.3.1 Semelles d'angle**

$$a \geq a + 2t_f = 210 + 2 \times (11) = 232 \text{ mm}$$

$$b \geq b + 2t_f = 220 + 2 \times (11) = 242 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} a = 450 \text{ mm} \\ b = 460 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = B \frac{a}{b} \\ B = A \frac{b}{a} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{N_s}{A \times B} \rightarrow A \times B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}$$

$$\rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_s}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0,45}{0,46} \times \frac{31,41}{180}} \rightarrow A \geq 0,41 \text{ m}$$

$$\rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_s}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,46}{0,45} \times \frac{31,41}{180}} \rightarrow B \geq 0,42 \text{ m}$$

Donc on prend une semelle carrée de dimensions $(1 \times 1) \text{m}^2$.

a. Détermination de d et h

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$\rightarrow \frac{1-0,46}{4} \leq d \leq 1 - 0,45$$

$$\rightarrow 0,135 \text{ m} \leq d \leq 0,55 \text{ m}$$

On prend : $d = 40 \text{ cm}$

Ce qui donne : $h = d + 5 = 45 \text{ cm}$

b. Vérification des contraintes

$$\sigma_{\text{sol}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_s}{S} = \frac{31,41}{1 \times 1} = 31,41 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 31,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 180 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1,8 \text{ bars} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Détermination du ferrailage

- Ferrailage parallèle à A

➤ A l'ELU (Avec la méthode des bielles)

$$A_u = \frac{N_u \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPA}$$

$$N_u = 46,87 \text{ KN (calculé par Robot)}$$

$$A_u = \frac{46,87 \times 10^3 \times (1000 - 450)}{8 \times 400 \times 347,82} = 23,16 \text{ mm}^2 = 0,231 \text{ cm}^2$$

➤ **A P'ELS** (Avec la méthode des bielles)

$$A_u = \frac{N_s \times (A-a)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$N_s = 31,41 \text{ kN (calculé par Robot)}$$

$$A_u = \frac{31,41 \times 10^3 \times (1000 - 450)}{8 \times 400 \times 201,63} = 26,77 \text{ mm}^2 = 0,267 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage parallèle à B**➤ **A P'ELU** (Avec la méthode des bielles)

$$A_u = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$N_u = 46,87 \text{ kN (calculé par Robot)}$$

$$A_u = \frac{46,87 \times 10^3 \times (1000 - 460)}{8 \times 400 \times 347,82} = 22,74 \text{ mm}^2 = 0,227 \text{ cm}^2$$

➤ **A P'ELS** (Avec la méthode des bielles)

$$A_u = \frac{N_s \times (B-b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$N_s = 31,41 \text{ kN (calculé par Robot)}$$

$$A_u = \frac{31,41 \times 10^3 \times (1000 - 460)}{8 \times 400 \times 201,63} = 26,29 \text{ mm}^2 = 0,262 \text{ cm}^2$$

Remarque : Vue que la semelle de fondation est un massif, le ferraillage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferraillage minimal. Donc on adapte un ferraillage minimum selon le RPA99/V2003 [6] ($\emptyset 12$) avec un espacement min = (15 ; 25) cm.

d. Calcul du nombre des barres

On a un espacement $e = 15 \text{ cm}$

Enrobage $c = 3 \text{ cm}$

$$n_a = \frac{A - 2(\text{enrobage})}{\text{espacement}} = \frac{100 - 2 \times (3)}{15} = 6,27 \text{ cm}$$

$$n_b = \frac{B - 2(\text{enrobage})}{\text{espacement}} = \frac{100 - 2 \times (3)}{15} = 6,27 \text{ cm}$$

Donc on prend 7 barres de $\emptyset 12$.

e. Calcul d'ancrage

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_s}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6[\Psi^2 \times f_{c28}] = 0,6[1,5^2 \times 2,1^2] = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 25 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportées des ancrages courbes (crochets).

f. Détermination de la hauteur du patin « e »

$$e \geq \max (6\phi + 6\text{cm} ; 15 \text{ cm}; 12\phi + 6\text{cm})$$

$$e \geq \max (13,2\text{cm} ; 15 \text{ cm} ; 20,4 \text{ cm}) \rightarrow \text{on prend : } e = 21 \text{ cm}$$

	Nmax (kN)	Section (m ²)	$\frac{N}{S}$ (kN/m ²)	$\overline{\sigma}_{adm}$ (kN/m ²)	Ferrailage	$\frac{N}{S} < \overline{\sigma}_{adm}$
Semelles D'angles	46,87	1 × 1	46,87	180	7 T12	Condition vérifiée

Tableau 7.2 : Récapitulatif des résultats des semelles d'angles

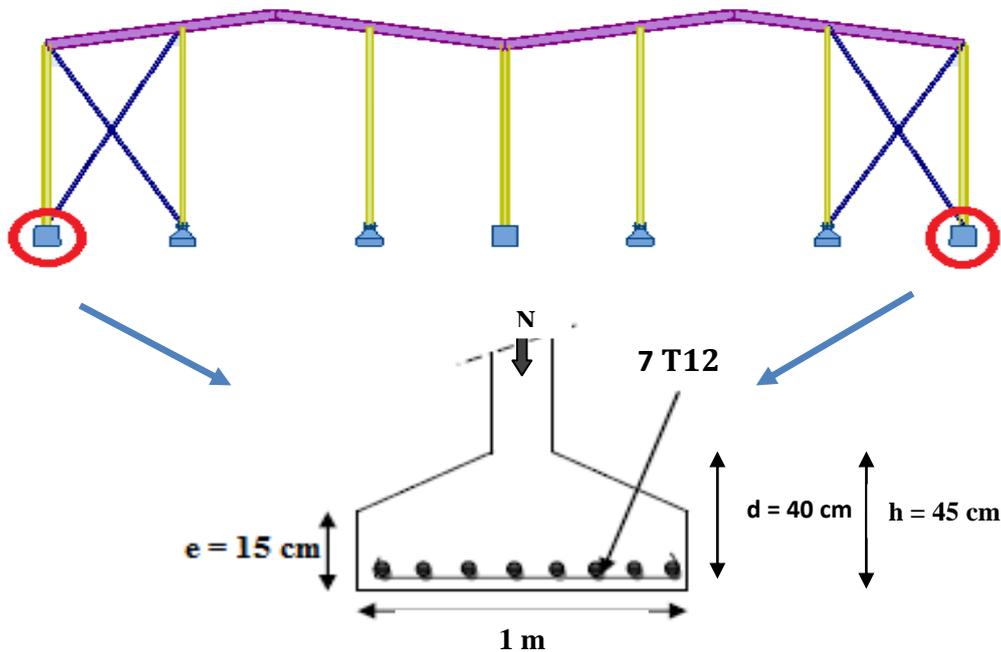


Figure 7.2 Ferrailage des semelles d'angles

7.1.3.2 Semelles intermédiaires

Le calcul des semelles intermédiaires se fait comme dans la méthode précédente.

	Nmax (kN)	Section (m ²)	$\frac{N}{S}$ (kN/m ²)	$\overline{\sigma}_{adm}$ (kN/m ²)	Ferrailage	$\frac{N}{S} < \overline{\sigma}_{adm}$
Semelles D'angles	40,95	0,8 × 0,8	63,98	180	6 T12	Condition vérifiée

Tableau 7.3 : Récapitulatif des résultats des semelles intermédiaires

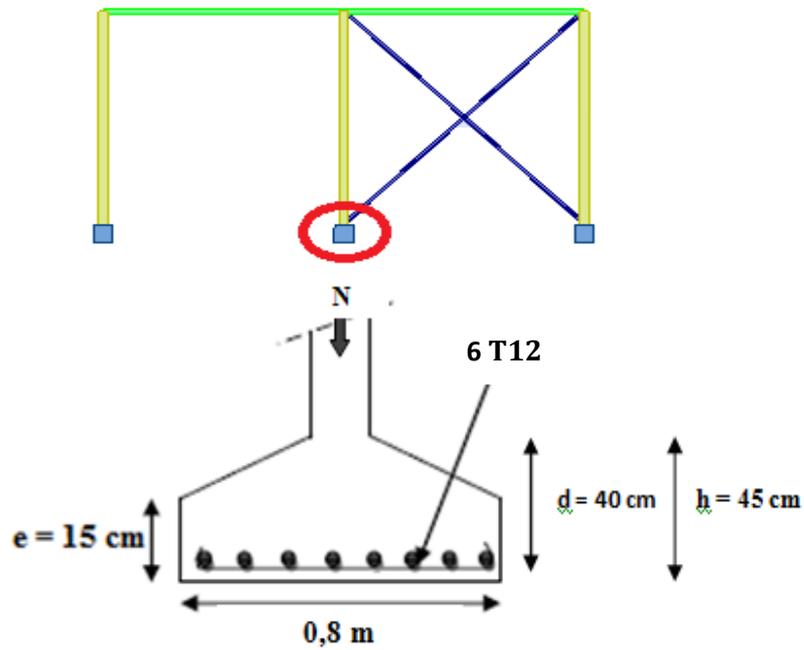


Figure 7.3 Ferrailage des semelles intermédiaires

7.1.3.3 Semelles centrales

Le calcul des semelles intermédiaires se fait comme dans la méthode précédente.

	Nmax (kN)	Section (m ²)	$\frac{N}{S}$ (kN/m ²)	$\overline{\sigma}_{adm}$ (kN/m ²)	Ferrailage	$\frac{N}{S} < \overline{\sigma}_{adm}$
Semelles D'angles	62,92	1 × 1	62,92	180	7 T12	Condition vérifiée

Tableau 7.4 : Récapitulatif des résultats des semelles centrales

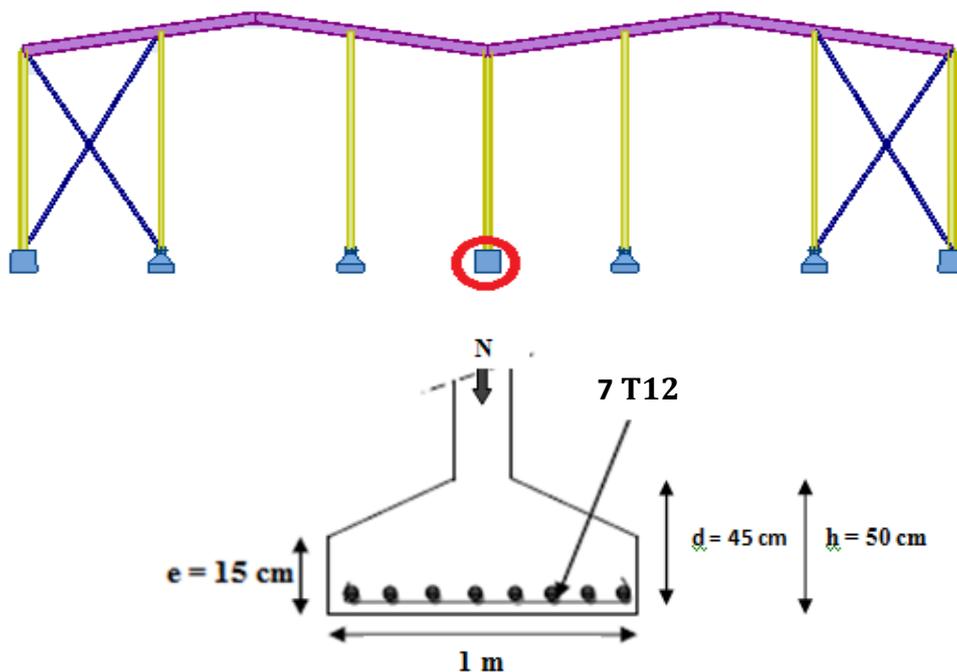


Figure 7.4 Ferrailage des semelles centrales

7.1.4 Dimensionnement des semelles pour les potelets en IPE 240

Le calcul des semelles intermédiaires se fait comme dans la méthode précédente.

$$a \geq a + 2t_f = 120 + 2 \times (9,8) = 139,6 \text{ mm}$$

$$b \geq b + 2t_f = 240 + 2 \times (9,8) = 259,6 \text{ mm}$$

On prend : $\begin{cases} a = 220 \text{ mm} \\ b = 340 \text{ mm} \end{cases}$ (dimensions de la plaque d'assise)

	Nmax (kN)	Section (m ²)	$\frac{N}{S}$ (kN/m ²)	$\overline{\sigma}_{adm}$ (KN/m ²)	Ferrailage	$\frac{N}{S} < \overline{\sigma}_{adm}$
Semelles D'angles	19,26	0,6 × 0,6	53,5	180	4 T12	Condition vérifiée

Tableau 7.5 : Récapitulatif des résultats des semelles des potelets

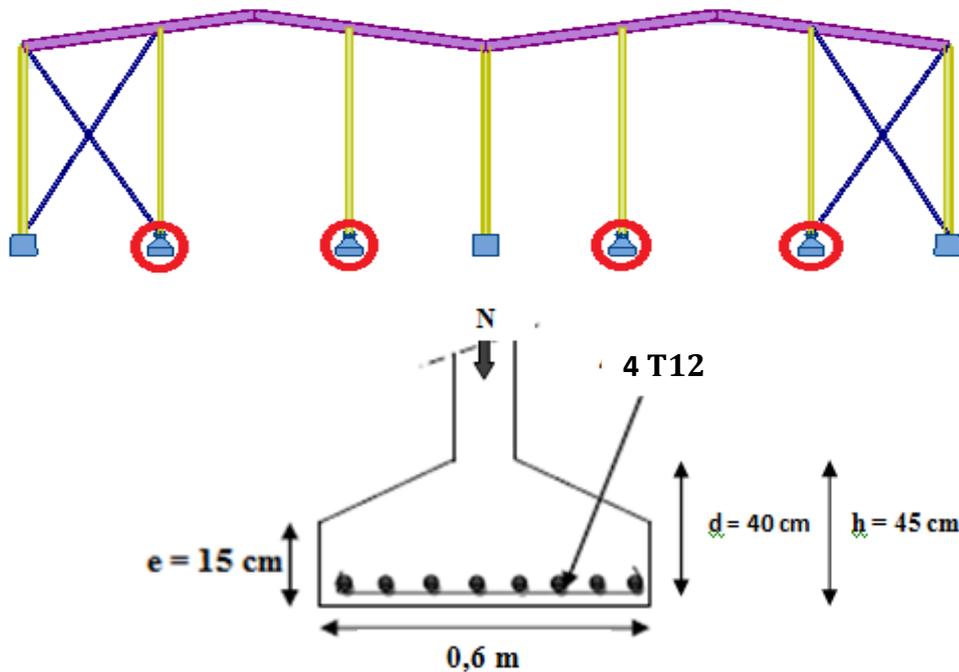


Figure 7.5 Ferrailage des semelles des potelets

7.2 CALCUL DES LONGRINES

7.2.1 Introduction

Les longrines sont des éléments d'infrastructure, qui ont pour rôle de relier les semelles entres elles. Elles sont sollicitées par un effort de traction.

7.2.2 Dimensionnement des longrines

Selon le RPA99 VERSION 2003 [6], les dimensions minimales de la section transversale des longrines pour un site de catégorie S3 sont : (25 cm × 30 cm)

7.2.3 Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max\left[\frac{N}{\alpha}; 20 \text{ kN}\right]$$

Avec :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Tlemcen (zone I) → sismicité faible }
Site meuble S3 } → $\alpha = 15$

➤ **A'ELU**

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{62,92}{15} = 4,19 \text{ kN}$$

➤ **A'ELS**

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{43,24}{15} = 2,88 \text{ kN}$$

$$F = \max\left[\frac{N_u}{\alpha}; \frac{N_s}{\alpha}; 20 \text{ kN}\right] = 20 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

➤ **A'ELU**

$$A_{st} = \frac{N_u}{\sigma_{st}} = \frac{62,94}{347,82} = 0,18 \text{ cm}^2$$

➤ **A'ELS**

$$A_{st} = \frac{N_s}{\sigma_{st}} = \frac{43,24}{347,82} = 0,12 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 VERSION 2003 exige que le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm ; 15 ϕ).

$$A_{\min} = 0,6\% (25 \times 30)$$

$$A_{\min} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend donc } A_{st} \text{ 6T12} = 6,79 \text{ cm}^2$$

7.2.4 Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} = 0,23 \times 25 \times 30 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \min} = 0,905 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{st \min} = 0,905 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

7.2.5 Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10} \right)$$

$$\phi_t = \phi 8$$

7.2.6 Calcul d'espacement des cadres

Le RPA 99 [6] exige des cadres avec un espacement qui ne dépasser $S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15\phi_t)$

$$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 12 \text{ cm})$$

On prend : $S_t = 12 \text{ cm}$

CHAPITRE 8 : DEFAUTS D'ALIGNEMENT ET DE VERTICALITE

8.1 IMPERFECTIONS GEOMETRIQUES

D'une manière générale, les défauts géométriques des éléments structuraux d'un ouvrage peuvent probablement créer des problèmes en ce qui concerne le comportement mécanique de cette structure et par conséquent sur sa réponse à des sollicitations. Probablement, ces défauts qu'ils soient de fabrication ou de montage peuvent avoir des conséquences fâcheuses sur la résistance ou sur l'instabilité d'une structure métallique,.

En ce qui concerne les poteaux d'une structure métallique sollicités en compression et qui risquent de flamber sont susceptibles aux défauts géométriques (chose qui va être étudiée dans ce chapitre). En effet, toute excentricité du point d'application de la force de compression induit des effets secondaires d'instabilité qui réduisent la capacité portante de cet élément par rapport à celui d'un élément parfait.

8.2 DISPOSITION DES POTEAUX

La disposition et la numérotation des poteaux de notre structure sont représentées dans la figure ci-dessous :

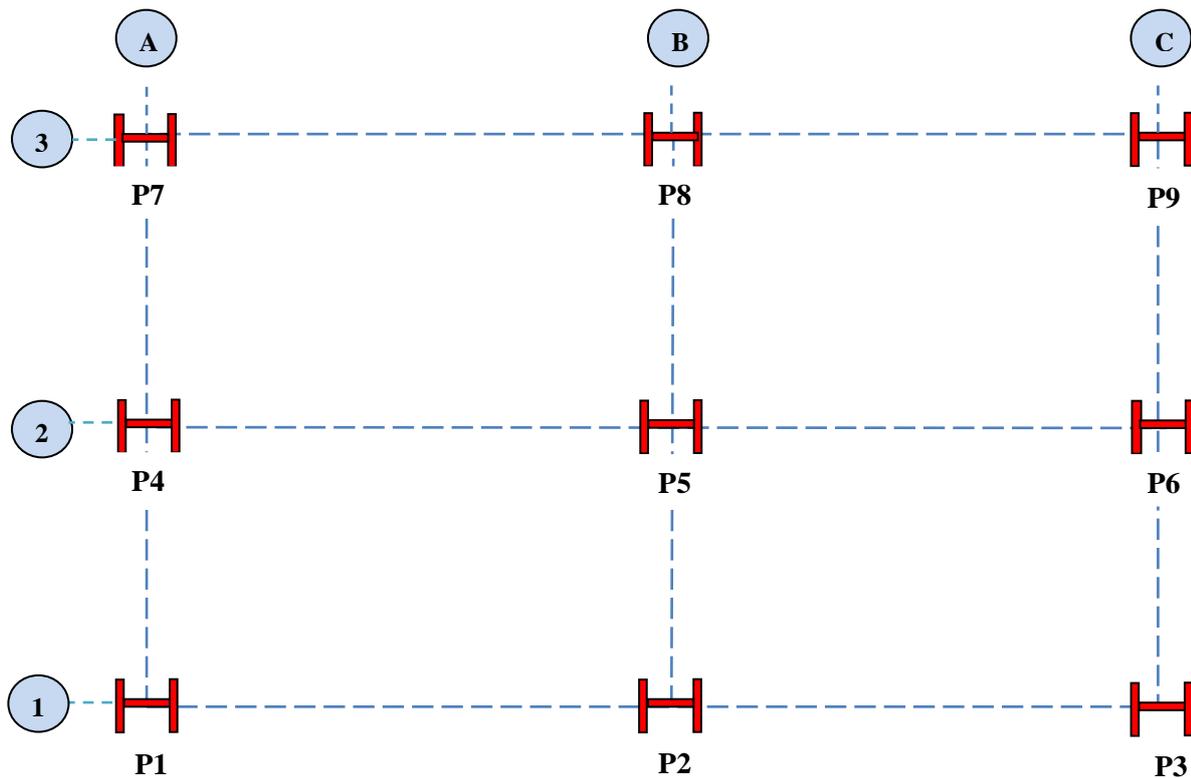


Figure 8.1 : Numérotation des poteaux

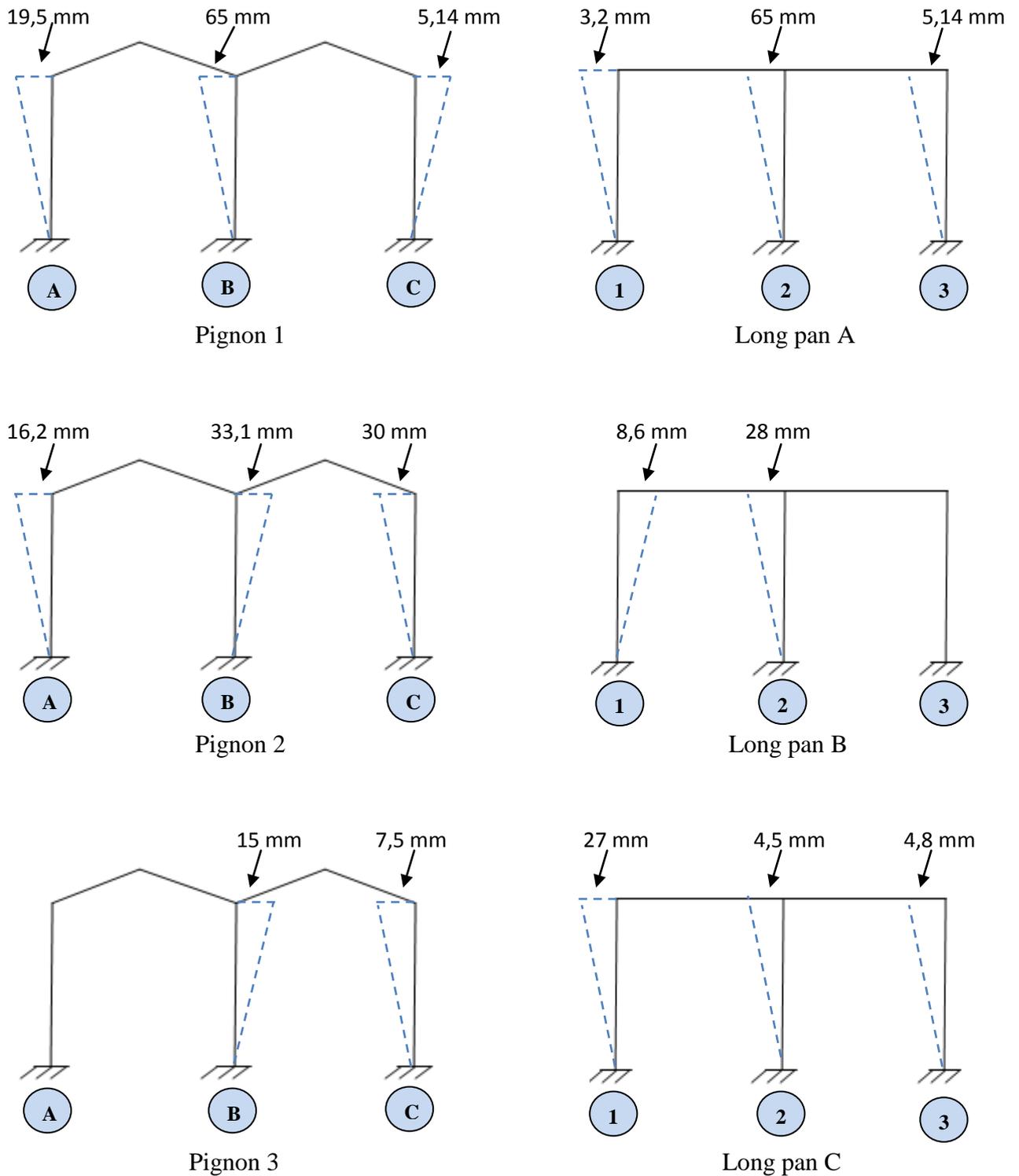


Figure 8.3 : Récapitulatif des défauts d'alignements des poteaux

Les valeurs limites recommandées de la flèche horizontale suivant le règlement CCM97 [3] sont :

$$\delta_{\max} = \frac{h}{125} = \frac{6000}{125} = 48 \text{ mm}$$

Où : h est la hauteur du poteau

On constate que les défauts d'inclinaison du poteau P2 ($\delta_{\max} = 65\text{mm}$) et le poteau P4 ($\delta_{\max} = 65\text{mm}$) dépassent les limites imposées par le règlement.

S'il y avait un contrôle rigoureux, le maître d'œuvre révérierait ces défauts pour respecter les recommandations imposées par le règlement CCM97.

Les coordonnées des points relevés ont été introduites à nouveau dans l'outil de calcul (ROBOT) puis on a recalculé à nouveau notre structure ce qui a donné les efforts suivants :

	N_{sd} (kN)	V_{sd} (kN)	M_{sd} (kN)
Poteau 1	7,67	6,27	20,25
Poteau 2	14,99	6,67	21,12
Poteau 3	9,38	2,14	11,15
Poteau 4	69,92	44,39	64,61
Poteau 5	19,95	0,21	1,34
Poteau 6	39,41	60,89	95,55
Poteau 7	15,11	2,15	7,74
Poteau 8	178,89	30,25	120,6
Poteau 9	9,54	3,2	11,79

Tableau 8.2 : Les efforts des poteaux de la structure avec défauts

	N_{sd} (kN)	V_{sd} (kN)	M_{sd} (kN)
Structure Saine (Sans Défauts)	291,65	31,09	62,78
Structure (Avec Défauts)	178,89	60,89	120,60
Pourcentage (%)	+ 38,66	+ 95,85	+92,09

Tableau 8.3 : Comparaison des efforts les plus défavorables

En analysant les résultats obtenus entre les sollicitations de la structure saine avec les sollicitations de la structure avec défauts, on remarque une diminution de l'effort de compression de **38,66%** par rapport à la structure saine, une augmentation de **95,85%** de l'effort tranchant et **92,09%** du moment fléchissant.

8.5 JUSTIFICATION DU POTEAU (HEA 220) AVEC LES NOUVELLES SOLlicitATIONS

8.5.1 Caractéristiques du poteau (HEA 220)

Les caractéristiques de la traverse HEA 220 sont résumées dans le tableau ci-dessous :

profilé	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
HEA 220	64,3	210	220	11	7	5410	1955	568,5	270,6

Tableau 8.4 Caractéristiques du profilé HEA 220

8.5.2 Efforts sollicitant :

- ❖ $M_{sd} = 120,60 \text{ kN.m}$
- ❖ $V_{sd} = 60,89 \text{ kN}$
- ❖ $N_{sd} = 178,89 \text{ kN}$

8.5.3 Classe de la section transversale :

8.5.3.1 Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \varepsilon \quad \text{avec : } d = 152 \text{ mm ; } t_w = 7 \text{ mm ; } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{152}{7} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \longrightarrow 21,77 < 33 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

8.5.3.2 Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec : } c = \frac{b}{2} = \frac{220}{2} = 110 \text{ mm ; } t_f = 11 \text{ mm ; } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{255}} = 1$$

$$\frac{110}{11} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \longrightarrow 10 \leq 10 \quad \text{La semelle est de classe 1}$$

8.5.4 Conditions de résistance

8.5.4.1 Cisaillement

Il faut également vérifier que : $V_{sd} \leq 50\% V_{pl,Rd}$

$$\text{Avec : } V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad \rightarrow \quad \text{pour les profilés laminés en I ou H}$$

$$A_v = 6430 - (2 \times 220 \times 11) + (7 + 2 \times (18)) \times 11 = 2063 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times 2063 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 255,62 \text{ kN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 60,89 \text{ kN} < 50\% V_{pl,Rd} = 255,62 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

La valeur de V_{sd} ne dépasse pas 50% de la résistance plastique de calcul au cisaillement $V_{pl,Rd}$, donc il n'est pas nécessaire de prendre en compte son effet.

8.5.4.2 Résistance à la compression et flexion

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M_1}}} \leq 1$$

Avec :

- $k_{LT} = 1 - \frac{\eta_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A \cdot f_y}$ mais $k_{LT} \leq 1$;
- $\eta_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_Z \cdot \beta_{M,LT} - 0,15$ mais $\eta_{LT} \leq 0,9$;
- $\beta_{M,LT} = 1,80$
- $\gamma_{M_1} = 1,1$
- χ : coefficient de réduction
- $\bar{\lambda}_Z$: élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\epsilon}$$

- λ : Elancement pour le mode de flambement considéré calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,95 < 1,2 \\ t_f = 11 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \rightarrow \begin{cases} b \\ c \end{cases} \end{cases}$$

Plan (z-z) :

Axe (z-z) \rightarrow courbe (c) $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\lambda_Z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{L/1,41}{i_z} = \frac{600/1,41}{5,51} = 77,23$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_Z = \frac{\lambda_Z}{93,9\epsilon} = \frac{77,23}{93,9} = 0,82$$

$$\chi_Z = \frac{1}{\left(\phi_Z + \sqrt{\phi_Z^2 - \bar{\lambda}_Z^2} \right)} \leq 1$$

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

$$\phi_Z = 0,5 [1 + 0,49 (0,82 - 0,2) + 0,82^2] = 0,99$$

$$\chi_Z = \frac{1}{\left(0,99 + \sqrt{0,99^2 - 0,82^2} \right)} = 0,64$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = (0,15 \times 0,82 \times 1,80) - 0,15 = 0,07 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{(0,07) \times (291,65)}{0,64 \times 6430 \times 235 \times 10^{-3}} = 0,02 < 1,5$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \times W_{ply} \times \frac{F_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times (\beta_w)^{0,5}$$

Avec :

$\beta_w = 1$ (pour les sections transversales de classe 1).

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_y^2} \times \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} \right]^{0,5}$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$ (charge uniformément répartie)
- $G = \frac{E}{2 \times (1 - \nu)} \rightarrow \begin{cases} E = 21 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \text{ (coefficient de poisson)} \end{cases}$
- $G = \frac{21 \times 10^6}{2 \times (1 + 0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 28,46 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 193,3 \times 10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie ($I_z = 1955 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 1955}{(600)^2} \times \left[\frac{193,3 \times 10^3}{1955} + \frac{(600)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 28,46}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 1955} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr} = 22185085,54 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[1 \times 568,5 \times \frac{235 \times 10^2}{22185085,54} \right]^{0,5} = 0,6$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \leq 1$$

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

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ (pour les profilés laminés)}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (0,6 - 0,2) + (0,6)^2] = 0,72$$

$$\text{Donc : } \chi_{LT} = \frac{1}{0,72 + [0,72^2 - 0,6^2]^{0,5}} = 0,89 < 1$$

D'où :

$$\frac{178,89}{0,64 \times \frac{6430 \times 235}{1,1}} + \frac{0,02 \times 120,60 \times 10^6}{0,89 \times \frac{568,5 \times 10^3 \times 235}{1,1}} = 0,02 < 1$$

Condition vérifiée

Conclusion : On voit bien que malgré ces défauts de réalisation, la structure résiste bien aux nouvelles sollicitations.

8.6 STRUCTURE AVEC DES DEFAUTS SIMULES

Dans cette partie, on va introduire des défauts géométriques tels que les défauts d'inclinaison vers l'intérieur ou vers l'extérieur, avec une valeur de flèche admissible

$$\delta_{\max} = \frac{h}{125} = \frac{6000}{125} = 48 \text{ mm et voir leur incidences sur la réponse de la structure.}$$

8.6.1 Premier cas : (portique 2 uniquement)

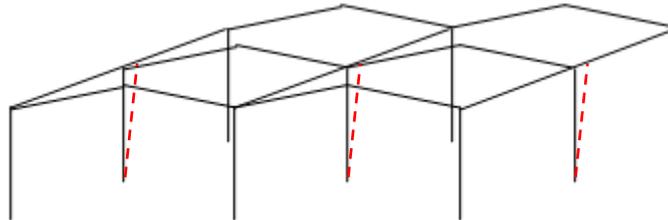


Figure 8.4 : Représentation du premier cas simulé

N Max (kN)	M Max (kN.m)	V Max (kN)	Profilé
15,42	11,01	9,14	HEA 220 (P1)
29,57	20,81	17,34	HEA 220 (P2)
18,52	3,35	2,27	HEA 220 (P3)
78,46	62,68	18,85	HEA 220 (P4)
299,53	4,55	0,93	HEA 220 (P5)
76,07	60,19	16,38	HEA 220 (P6)
39,17	1,96	2,27	HEA 220 (P7)
7,52	19,19	16,57	HEA 220 (P8)
32,26	10,95	9,13	HEA 220 (P9)

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des pièces (ELU) 1 3 5 8 10 12 29A31						
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1 POTEAUX_1	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.05	9 1,35G+1,5V2
3 POTEAUX_3	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.31	9 1,35G+1,5V2
5 POTEAUX_5	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.17	9 1,35G+1,5V2
8 POTEAUX_8	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.17	9 1,35G+1,5V2
10 POTEAUX_10	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.26	9 1,35G+1,5V2
12 POTEAUX_12	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.06	8 1,35G+1,5V1
29 POTEAUX_29	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.43	9 1,35G+1,5V2
30 POTEAUX_30	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.32	9 1,35G+1,5V2
31 POTEAUX_31	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.45	9 1,35G+1,5V2

Tableau 8.5 : Récapitulatif des efforts et vérification des profilés obtenus pour le premier cas simulé par utilisation du logiciel Robot

On observe que les dimensions des poteaux pour la structure avec défauts du double portique central n'ont pas changé par rapport à la structure saine.

8.6.2 Deuxième cas : (portique 1 + portique 2 + portique 3)

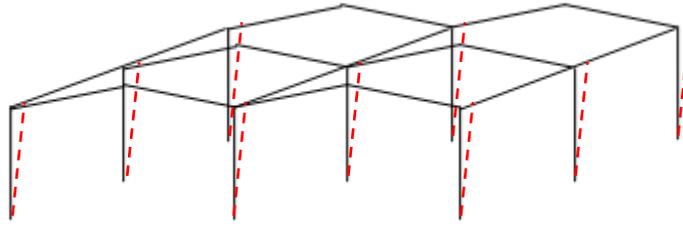


Figure 8.5 : Représentation du deuxième cas simulé

N Max (KN)	M Max (KN.m)	V MAX (KN)	Profilé
20,28	60,8	24,63	HEA 220 (P1)
36,02	68,67	35,44	HEA 220 (P2)
19,98	60,14	17,38	HEA 220 (P3)
35,53	58,62	33,55	HEA 220 (P4)
320,35	29,41	7,02	HEA 220 (P5)
45,97	43,39	22,96	HEA 220 (P6)
31,31	60,05	17,34	HEA 220 (P7)
206,56	61	34,51	HEA 220 (P8)
34,58	60,64	24,59	HEA 220 (P9)

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des pièces (ELU) 1A3 8A10 47A49

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1 POTEAUX_1	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.31	8 1,35G+1,5V1
2 POTEAUX_2	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.57	9 1,35G+1,5V2
3 POTEAUX_3	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.40	8 1,35G+1,5V1
8 POTEAUX_8	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.85	9 1,35G+1,5V2
9 POTEAUX_9	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.96	8 1,35G+1,5V1
10 POTEAUX_10	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.87	9 1,35G+1,5V2
47 POTEAUX_47	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.88	9 1,35G+1,5V2
48 POTEAUX_48	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.82	9 1,35G+1,5V2
49 POTEAUX_49	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.85	9 1,35G+1,5V2

Points de calcul
division: n = 7
extrêmes: aucun
additionnels: aucun

Tableau 8.6 : Récapitulatif des efforts et vérification des profilés obtenus pour le deuxième cas simulé par utilisation du logiciel Robot

On peut remarquer qu'il n'y a pas d'incidence des défauts géométriques dans les portiques sur le choix du profilé des poteaux.

8.6.3 Troisième cas : (portique 1 – portique 2)

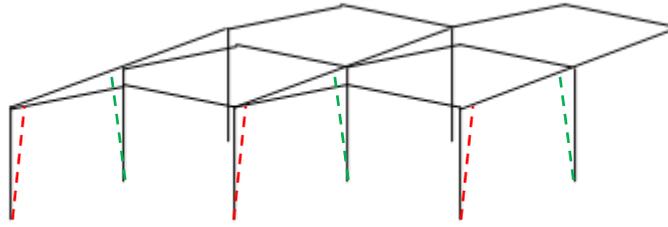


Figure 8.6 : Représentation du troisième cas simulé

N Max (KN)	M Max (KN.m)	V Max (KN)	Profilé
16,32	58,87	24,16	HEA 220 (P1)
19,76	80,54	39,38	HEA 240 (P2)
17,02	58,22	16,91	HEA 220 (P3)
60,04	61,89	16,89	HEA 220 (P4)
266,55	29,52	7,78	HEA 220 (P5)
49,1	35,14	9,49	HEA 220 (P6)
37,06	2,95	2,12	HEA 220 (P7)
147,41	24,25	14,11	HEA 220 (P8)
18,67	10,61	9	HEA 220 (P9)

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des pièces (ELU) 1 3 5 15A17 22A24

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1 POTEAUX_1	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.16	9 1,35G+1,5V2
3 POTEAUX_3	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.33	9 1,35G+1,5V2
5 POTEAUX_5	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.07	9 1,35G+1,5V2
15 POTEAUX_15	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.80	9 1,35G+1,5V2
16 POTEAUX_16	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	1.11	9 1,35G+1,5V2
17 POTEAUX_17	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.82	9 1,35G+1,5V2
22 POTEAUX_22	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.26	8 1,35G+1,5V1
23 POTEAUX_23	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.49	9 1,35G+1,5V2
24 璠 -n	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.44	8 1,35G+1,5V1

Note de calcul FERMER

Taux de travail Aide

Analyse Cartographie

Points de calcul
division: n = 7
extrêmes: aucun
additionnels: aucun

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des pièces (ELU) 1 3 5 15A17 22A24

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1 POTEAUX_1	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.16	9 1,35G+1,5V2
3 POTEAUX_3	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.33	9 1,35G+1,5V2
5 POTEAUX_5	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.07	9 1,35G+1,5V2
15 POTEAUX_15	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.80	9 1,35G+1,5V2
16 POTEAUX_16	HEA 240	ACIER E28	29.85	69.97	0.85	9 1,35G+1,5V2
17 POTEAUX_17	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.82	9 1,35G+1,5V2
22 POTEAUX_22	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.26	8 1,35G+1,5V1
23 POTEAUX_23	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.49	9 1,35G+1,5V2
24 璠 -n	HEA 220	ACIER E28	32.72	76.20	0.44	8 1,35G+1,5V1

Note de calcul FERMER

Taux de travail Aide

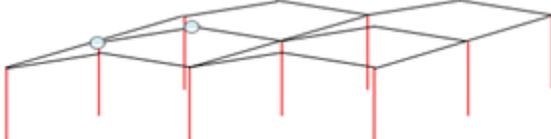
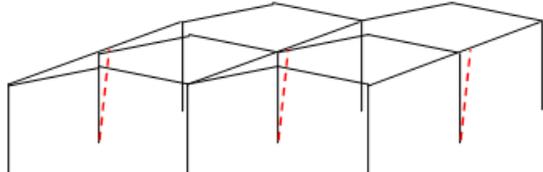
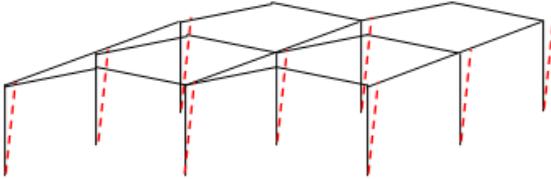
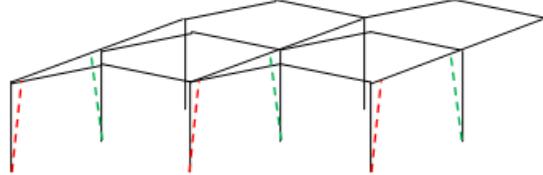
Analyse Cartographie

Points de calcul
division: n = 7
extrêmes: aucun
additionnels: aucun

Tableau 8.7 : Récapitulatif des efforts et vérification des profilés obtenus pour le troisième cas simulé par utilisation du logiciel Robot

Après analyse des résultats, on observe qu'uniquement le poteau n°02 qui doit reprendre les efforts et doit être un profilé de type HEA 240 au lieu d'un HEA 220 pour une structure sans défauts.

8.7 COMPARAISON ET ANALYSE DES DIFFERENTS CAS

Structure	Type de profilé
<ul style="list-style-type: none"> • Structure saine 	HEA 220
<ul style="list-style-type: none"> • Structure existante avec ces défauts de montage 	HEA 220
<ul style="list-style-type: none"> • Premier cas simulé : poteaux du portique central inclinés de 48mm 	HEA 220
<ul style="list-style-type: none"> • Deuxième cas simulé : Poteaux inclinés de 48mm 	HEA 220
<ul style="list-style-type: none"> • Troisième cas simulé : Poteaux du premier portique et du deuxième portique sont en opposition 	HEA 240

Ce qui sort de ce tableau est que quelque soit la structure (existante ou avec des défauts simulés par le règlement Algérien de la construction métallique), il n'y a pas une incidence considérable sur les efforts et par conséquent sur les dimensions des poteaux appart le dernier cas ou les défauts en opposition de deux portiques où cette fois-ci le poteau passe de HEA 220 à HEA 240. Ceci s'explique du fait que deux défauts opposés s'additionnent comme si c'était un portique avec un défaut amplifié deux fois.

CONCLUSION

Cette étude nous a appris à utiliser à intégrer les connaissances acquises lors de notre formation. Elle nous a permis de pré-dimensionner, calculer et vérifier des éléments d'une construction métallique tout en tenant compte des effets d'instabilité. Aussi nous avons mis à profit les connaissances apportées dans le cadre de la formation de Master Génie Civil et de mieux les intégrer dans un projet complet tout en mettant en application les différents règlements tels que le C.C.M. 97, le R.N.V 2013 et le R.P.A.99.

La modélisation de notre structure était la phase la plus difficile dans ce projet du fait qu'il fallait la faire à chaque fois que l'on introduit un défaut géométrique.

D'une manière générale, les défauts géométriques des éléments structuraux d'un ouvrage et plus particulièrement ceux affectant les poteaux créent des problèmes en ce qui concerne le comportement mécanique de cette structure et par conséquent sa réponse à des sollicitations. Ces défauts qu'ils soient de fabrication ou de montage peuvent avoir des conséquences fâcheuses sur la résistance ou l'instabilité d'une structure métallique, chose qui a été étudiée dans ce travail.

En ce qui concerne les poteaux d'une structure métallique sollicités en compression et qui risquent de flamber sont susceptibles aux défauts géométriques. En effet, toute excentricité du point d'application de la force de compression induit des effets secondaires d'instabilité qui réduisent la capacité portante de cet élément par rapport à celui d'un élément parfait.

Après avoir étudié notre structure métallique, nous avons recalculé cette même structure avec ces défauts de réalisation qui ont été relevés sur chantier. Après avoir réalisé un relevé topographique du squelette de la structure, on a déterminé les efforts dans les poteaux à nouveau.

Dans un dernier temps, on a simulé cette fois ci des défauts de conception ou de montage et voir leur incidence sur sa réponse (résistance et instabilité) en veillant à ce que ces défauts restent dans les limites du règlement Algérien.

Nous pouvons donc conclure que les défauts simulés (respectivement relevés après construction) à notre structure tout en restant dans les limites des normes augmentent les efforts dans les poteaux chose qui est évidente. Par contre cette augmentation n'a pas d'incidence sur le changement des profilés des poteaux.

Malgré ce surplus d'efforts, les poteaux qui ont été dimensionnés pour une structure sans défauts résistent bien à ces augmentations et restent stables.

En perspective, il serait aussi intéressant de voir l'incidence de défauts qui sont au delà de la norme. Aussi, voir l'influence des alignements des poteaux, leur rotation sur la résistance d'une structure. Et en fin, d'étudier l'incidence d'une instabilité d'un ou plusieurs éléments sur le comportement globale d'une structure métallique.

Annexe A

Chapitre 02 : Charges et surcharges

A.1 Effet de la neige :

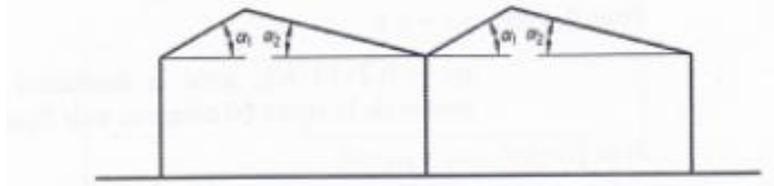


Figure 9 : Coefficients de forme – Toiture à versants multiples

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \leq 60^\circ$
Coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$	0.0
Coefficient μ_2	$0.8 + 0.8\left(\frac{\alpha}{30}\right)$	1.6	-

Tableau 3 : Coefficient de forme – Toiture à versants multiples

A.2 Effet du vent :

Zone	$q_{\text{rèf}}$
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	Kt	Z₀ (m)	Zmin (m)	ε
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,03	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontales à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines des forêts permanentes)	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Site	C_t(Z)
Site plat	1
Site aux alentours de vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours de vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
Site aux alentours des plateaux	1,15
Site aux alentours des collines	1,15
Site montagneux	1,5

Tableau 2.5 : Valeurs de C_t(Z)

A.3 Force de frottement :

Etat de surface	Coefficient de frottement
Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0,01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0,02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc.)	0,04

Tableau 2.8 : Valeurs des coefficients de frottement

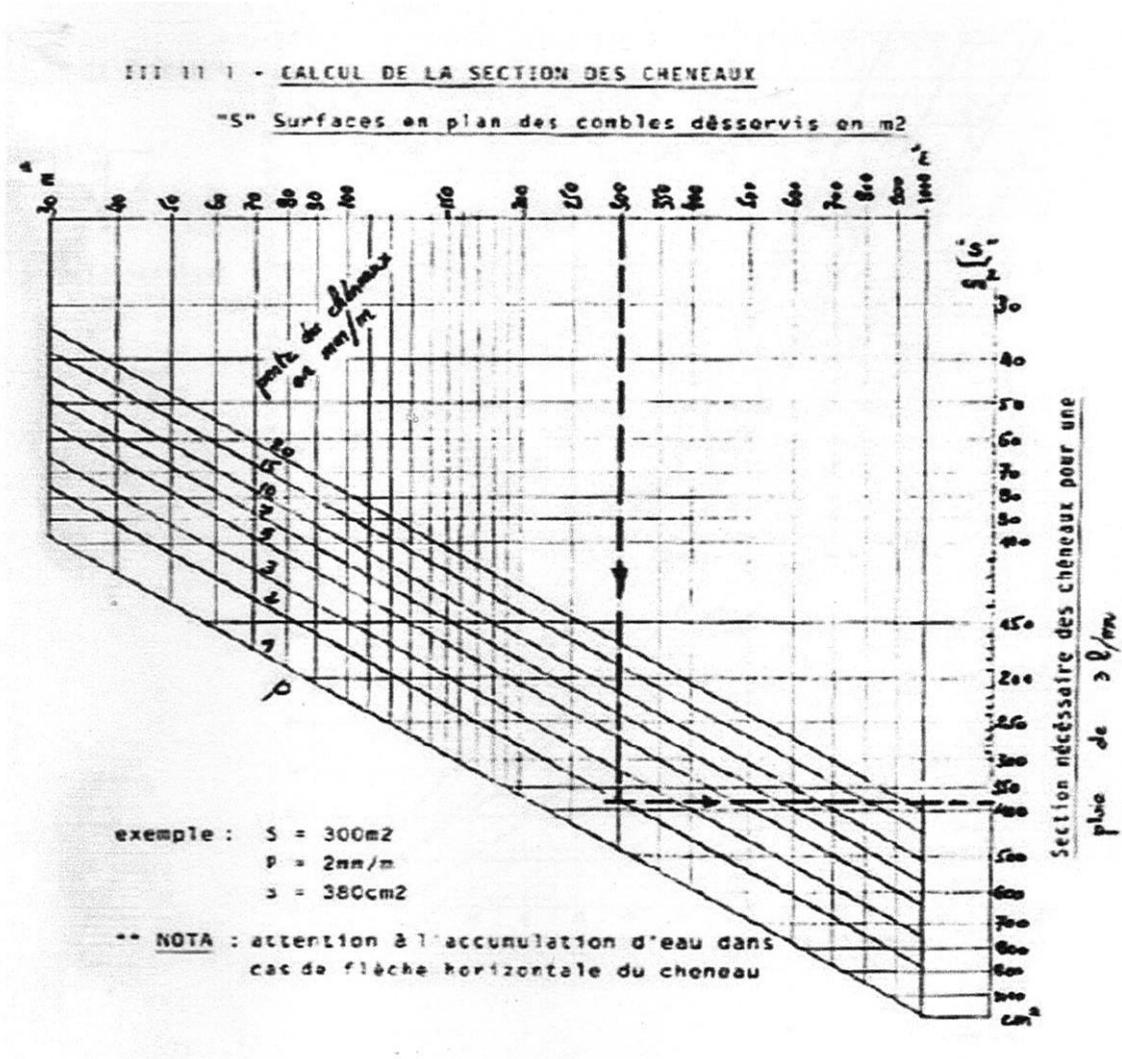
Type de paroi	Schéma	A_D ou A_{Dj} (en m ²)
Paroi verticale		$A_{Dj} = d \times h_j$ $A_D = d \times h$
Toiture plate ou couverture		$A_D = d \times b$
Toiture à deux versants Vent parallèle aux génératrices		$A_D = (\text{longueur ABC du développé}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent parallèle aux génératrices		$A_D = (\text{somme des longueurs des développés de la toiture}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent perpendiculaire aux génératrices		$A_D = (\text{longueur AB}) \times d$ AB est la longueur projetée en plan de la toiture sans considérer le premier et le dernier versant
Toiture en forme de voûte Vent parallèle aux génératrices		$A_D = (\text{longueur de l'arc AB}) \times d$

Tableau 2.9 : Aire de frottement A_{fr}

Annexe B

Chapitre 03 : Dimensionnement des éléments secondaires

B1 :



B2 :

III 11 2 - CALCUL DU DIAMETRE DES DESCENTES D'EAU

(écartement maxi des descentes = 30m)

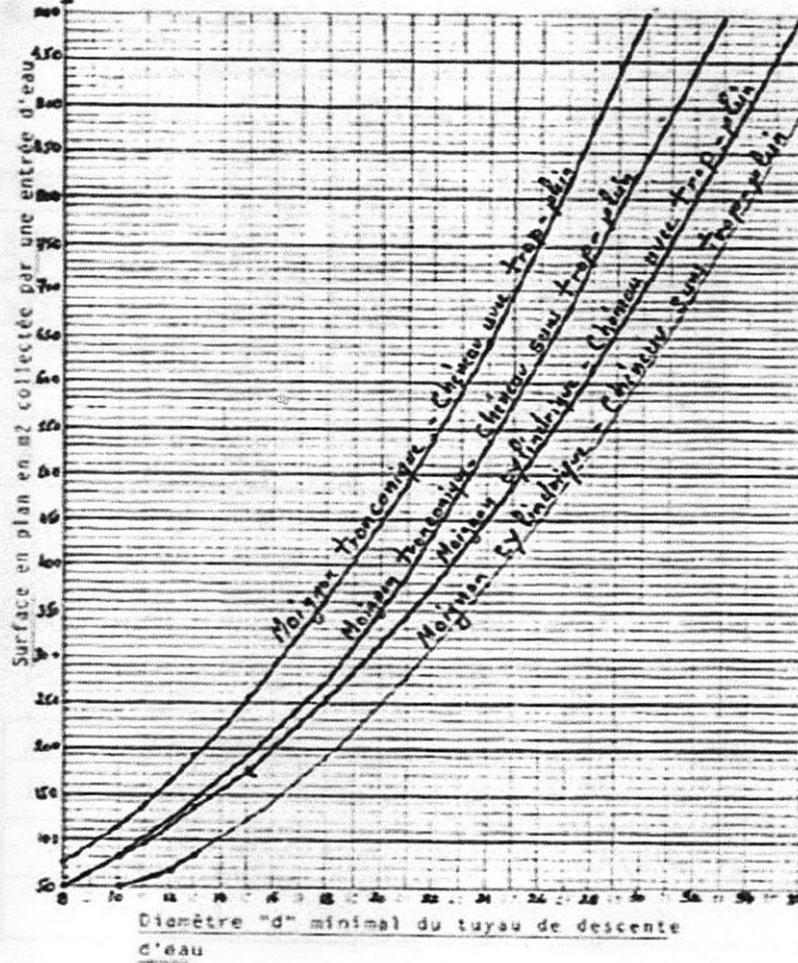
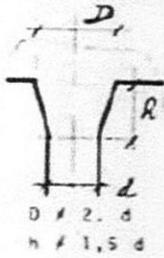
(d mini = 8cm)

S maxi = 1000m²

signon cylindrique



signon tronconique



Annexe C

Chapitre 04 : Etude sismique

Tableau 4.1. : Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Annexe D

Chapitre 05 : Etude des assemblages

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre Trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section Tige A (mm ²)	113	201	314	452	573
Section Résistance A _s	84	157	245	353	459

Caractéristique des boulons

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

Tableau : entraxe des boulons et pinces

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Charges permanente et charges d'exploitation** (DTR B.C 2.2) ministère de l'habitat et de l'urbanisme (Algérie).
- [2] **Règlement neige et vent « version 2013 »** (DTR C2-4.7) ministère de l'habitat, de l'urbanisme et de la ville.
- [3] **Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM 97 »** ministère de l'habitat et de l'urbanisme (Algérie).
- [4] **Calcul des éléments résistants d'une construction métallique.** DAHMANI Lahlou
- [5] **Calcul des éléments de construction métallique selon l'eurocode 3.** DAHMANI Lahlou (2^{ème} édition)
- [6] **Règles parasismiques algériennes « RPA 99 VERSION 2003 »** ministère de l'habitat et de l'urbanisme.
- [7] **Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton arme suivant la méthode des états limites « BAEL 91 »** ministère de l'habitat et de l'urbanisme.
- [8] **A.Boutasta, Med.Bourdim (2012) :** Etude et dimensionnement d'un bâtiment industriel à Arzew. Département de génie civil, faculté de technologie, université A.Belkaid, Tlemcen (Algérie).
- [9] **Med.Ouraghi, M.Dekhissi (2013) :** Etude et dimensionnement d'un marché couvert à Maghnia.
- [10] **Med.H.benyelles, Ch.M.Benyelles (2013) :** Etude et dimensionnement d'une piscine olympique à Sig. Département de génie civil, faculté de technologie, université A.Belkaid, Tlemcen (Algérie).
- [11] **M.Kerris, A.Benrabah (2015) :** Etude et dimensionnement d'un hall industriel de stockage en acier a deux nefs à Remchi.
- [12] **H.Mouna (2015) :** Etude et dimensionnement d'une salle de sport à Amieur (Tlemcen).
- [13] **I.Rahoui, Med.Ahmed Brahim (2015) :** Etude technico-économique de deux solutions d'un hangar métallique.
- [14] **Med.Benzerjeb (2015) :** Influences des défauts d'alignements, de verticalités et d'orientation des poteaux sur la réponse d'une structure et leur impacte économique.