

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR-ANNABA
BADJI MOKHTAR- ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénierat

Département : Génie Civil

Domaine : Sciences et Techniques

Filière : Génie Civil

Spécialité : Constructions Métalliques et Mixtes

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**Étude d'un hangar en charpente métallique à usage de
stockage.**

Présenté par :

- ❖ MANSSAR Billel
- ❖ AMRO WALEED .M EID

Encadrant: OTMANI Nadia .M.C.A. Université Badji Mokhtar - ANNABA

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
FELLAH Farid	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Président
OTMANI Nadia	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
KUIDER Nadia	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

REMERCIEMENTS

Dieu tout puissant de nous avoir donné cette opportunité et de nous avoir aidé arriver us qu'au bout.

Tous les enseignants qui nous ont guidées le long de notre formation en particulier :

Mme OTHMANI NADIA, pour son suivi et ces conseils.

Nos très chères familles pour leur soutien moral et physique.

Les membres du jury, de s'être donné la peine d'examiner notre modeste travail.

Toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail



DÉDICACE

Pour que ma réussite soit complète c'est grâce à Allah, seul que j'ai pu achever ce modeste travail,

Je le dédie à :

Mes très chers parents en particulière ma mère ; pour leur soutien et aide durent toute ma période d'étude.

À mon grand père (ACHOUR) que Dieu le garde.

À toutes mes sœurs et mes frères

À Mon Neveu (MONJED ABDERAHMANE)

À mon cher binôme (Amro Waleed MOHAMMED EID)

À mon ami proche (MAALEM Samir) qui m'ont toujours encouragé et soutenu

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



À tous ceux que j'aime et qui m'aiment.

MANSSAR Billel

Dédicace

Pour que ma réussite soit complète je la partage avec tous les personnes que j'aime, je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents pour leur amour et pour le courage et la volonté qu'ils m'ont inculqués.

A l'âme de mon grand père et de ma grand mère Allah Ythamhom

A mes très chères sœurs et frères.

A mon encadrants OTMANI NADIA pour leur soutien, leur encouragement et leur support.

À mon cher binôme MANSSAR Billel

A tous mes amis et mes collègues, et copains de route éloignés

A mon frère qui me manque MUISLES MAJD

Enfin Je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.



Amro Waleed .M EID

Résumé :

Dans ce contexte, et dans le cadre de notre formation, notre projet de fin d'étude s'est porté sur l'étude d'un ouvrage en ossature métallique. Cet ouvrage est un hangar à usage de stockage, implanté à la commune d'El HADJJAR wilaya d'ANNABA.

L'étude est composée de sept chapitres, a commencé par la descente de la charge, puis le calcul des surcharges Neige et Vent. On a après le pré-dimensionnement des éléments secondaires (étude des pannes, lisses, potelets, et contreventement etc.) et enfin une étude sismique.

Toutes ces étapes ont été réalisées selon différentes réglementations telles que : (RNV 2013, EUROCODE 3, EUROCODE 4, D.T.R.B.C.2.2, BAEL 91-CBA93, et RPA 99 versions

2003). Enfin, une étude des fondations et réhabilitation de la structure. Le logiciel de modélisation et de calculs est ROBOT 2017.

Abstract

Our project is a sizing study; of a metal shed with multiple slopes. This structure is using to the stockage, located in the municipality of El HADJJAR wilaya of ANNABA. The study began with the descent of the load, then the calculation of the Snow and Wind overloads. We have after the pre-dimensioning of the secondary elements (study of purlins, rails, posts, and bracing etc.) and finally a seismic study. All these steps were carried out according to different regulations such as: (RNV 2013, EUROCODE 3, EUROCODE 4, D.T.R.B.C.2.2, BAEL 91-CBA93, and RPA 99 versions 2003). Finally, a study of the foundations and rehabilitation of the structure. The Modeling and calculations software is ROBOT 2017.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE..... P1

CHAPETRE I GÉNÉRALITÉ ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE

1. Introduction.....	P4
2. Schémas statiques	P5
3. Terminologie d'une ossature métallique	P6
4. Présentation du projet	P8
4.1 Données géométrique du projet.....	P8
4.2 Localisation et données concernant le site	P8
4.3 Règlements techniques.....	P9
4.4 Matériaux utilisés	P10
4.4.1 Acier.....	P10
4.4.2 Béton	P10
4.5 Les assemblages	P10
4.5.1 Le boulonnage.....	P10
4.5.2 Le soudage.....	P10
4.6 Conception structurale	P11
4.6.1 Structure verticale (les façades).....	P11
4.6.2 Structure horizontale (les toitures)	P11

4.7 Logicielsutilisée.....	P11
5- Généralités sur le logiciel Robot Structural Analysais.....	P11

CHAPITRE II : EVALUATION DES CHARGES

1. Introduction	P15
2. Charges permanentes	P15
3. Surcharges d'exploitation	P15
4. Surcharges climatiques	P15
4.1 Charges de neige	P15
4.2 Effet du vent.....	P17
5. Calcul de la force de frottement	P40
6. Conclusion.....	P41

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. Introduction.....	P43
2. Dimensionnement des panneaux de couverture.....	P43
2.1 Principe de choix d'un panneau sandwich	P43
2.2 Panneau couverture	P43
3. Etude des panes.....	P45
3.1 Définition.....	P45
3.2. Détermination des sollicitations.....	P46
3.2.1. Evaluation des charges et surcharges.....	P46
3.2.2 Décomposition des charges	P48
3.2.3 Les combinaisons d'actions.....	P49
3.3 Principe de pré dimensionnement.....	P50
3.3.1 Vérification à l'ELS (flèche).....	P50
3.3.2 Dimensionnement des pannes	P52

3.4.Calcul de l'échantignolle.....	P57
3.4.1.Introduction.....	P57
3.4.2 Dimensionnement l'échantignolle	P58
3.4.3 Conclusion.....	P 59
4. Calcul les liernes.....	P59
4.1 Introduction.....	P59
4.2 Les efforts dans les liernes.....	P 59
4.3 Dimensionnement des liernes tendus	P61
5. Calcul des lisses de bardage.....	p61
5.1 Détermination des charges et surcharges.....	p63
5.2 Condition de la flèche	p64
5.3 Dimensionnement des lisses (IPE 140)	p65
5. 3.1 Condition de la flèche.....	p65
5.3.2 Calcul de la résistance (ELU)	p65
6. ETUDE DES CONTREVENTEMENTS	P66
6.1 INTRODUCTION	P66
6.2 LES DIFFERENTS TYPES DE CONTREVENTEMENTS.....	P67
6.3 Effort du vent sur les pignons	P68
6.4 Calcul de la poutre au vent en pignon	P68
6.5 Dimensionnement de la diagonale	P70
6.6 Calcul de la palée de stabilité en long pan.....	P71
7. Etude de la poutre sablière	P72
8.Vérification de la poutre sablière au flexion composée	P73
9.Calcul des potelets	P74
9.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé	P75
9.2 Le pré dimensionnement du potelet	P76
9.3.Dimensionnement du potelet.....	P76

10. Conclusion	P79
----------------------	-----

CHAPITRE 4 : ETUDE SISMIQUE

1. Introduction.....	P81
2. Principe de la méthode.....	P81
3. Condition d'applications	P 82
4. Caractéristique sismique de l'ouvrage	P82
5. Classification de l'ouvrage	P82
6. Vérification de la structure	P83
6. 1. Estimation de la période fondamentale de la structure.....	P84
6. 2. Vérification de l'effort tranchant à la base	P84
6.3 Vérification des déplacements.....	P86
7. Conclusion.....	P87

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1. Introduction.....	P 89
2. Justification des poteaux IPE 450.....	P89
2.1 Vérification par un calcul manuel	P90
2.1.1 Vérification de la section à la résistance.....	P90
2.1.2 Vérification d'élément aux phénomènes d'instabilité.....	P92
2.2 Vérification avec le logiciel robot	P95
3. Conclusion.....	P95
4. JUSTIFICATION DES TRAVERSES (IPE500)	P95
4.1 Charges réparés sur la traverse.....	P96
4.2 Classe de profilé.....	P96
4.3 Vérification de la section à la résistance.....	P97
4.4 Vérification d'élément aux phénomènes d'instabilité.....	P98
4.5 Vérification avec le logiciel robot	P101

5. Conclusion	P101
6. Vérification de la poutre au vent 2CAE 60*6 et palée de stabilité 2CAE 80*8.....	P101
6.1 Introduction.....	P101
6.2 Rôle des systèmes de contreventement.....	P102
6.3 Vérification des diagonales des contreventements poutre auent	P102
6.4 Vérification à la traction	P103
6.5 Vérification des diagonales de la palée de stabilité	103

CHAPITRE VI : ETUDE DES ASSEMBLAGES

1.Introduction.....	P106
2. Calcul d'assemblages	P107
2.1 Assemblage traverse – traverse	P107
2.1.1 Détermination des efforts dans les boulons, choix du type de boulon et vérification.....	P110
2.1.2 Condition de résistance des boulons	P110
2.1.3 Vérification la Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction	P111
2.1.4 Vérification au poinçonnement.....	P112
2.1.5 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendu....	P112
2.1.6 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée.....	P113
2.1.7 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée..	P113
2.2 Assemblage traverse–traverse.....	P114
2.2.1 Détermination des efforts dans les boulons.....	P115
2.2.2 Moment résistant effectif de l'assemblage	P116
2.2.3 Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction	P116
2.2.4Vérification au poinçonnement.....	P117
2.3 Calcul des pieds de poteaux (encastre).....	P117

2.3.1 Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux.....	P118
2.3.2 Verifications	P119
3 Conclusion	P120

CHAPITRE VII : CALCUL DE FONDATION

1. Introduction.....	P122
2. choix du type de fondation	P122
3. Etude des semelles.....	P122
3.1 Définition des sollicitations (ROBOT).....	P123
3.2 Dimensionnement des semelles.....	P123
3.3Vérification au renversement.....	P124
3.4 Calcul de ferrailage (méthode de bielles)	P125
CONCLUSION GENERALE.....	P130

ANNEXES

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1: Coefficient de forme -Toiture à deux versants.....	p17
Tableau II.2 valeur de q_{ref} , q_p , C_e	p21
Tableau II.3. :Valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de chaque zone de parois Vertical(vent sur longpan V2,V4).....	P23
Tableau II.4: les surfaces des zones chargées pour la toiture cas de vent dans le sens V2,V4.....	p24
Tableau II.5 :Coefficients de pression extérieure (RNVA2013 ($\theta=0^\circ$)).....	p25
Tableau II.6 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture (vent sur longpan V2,V4 / $\alpha= 13, 27$).....	p26
Tableau II.7 : les surfaces des zones chargée pour les parois verticales (S en m^2).....	p27
Tableau II.8 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V1.....	p28
Tableau II.9 : les surfaces des zones chargée pour la toiture (S en m^2).....	p28
Tableau II.10: RNVA2013 (CHAP V($\theta=90^\circ$))	p29
Tableau II.11 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1.....	p30
Tableau II.12 valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de V1.....	p34
Tableau II.13 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture cas de V.....	p35
Tableau II.14 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de V2.....	p35

Tableau II.15 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture cas de V2.....	p36
Tableau II.16 valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de V3.....	p37
Tableau II.17 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture cas de V3.....	p38
Tableau II.18 valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de V4.....	p38
Tableau II.19 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture cas de V4.....	p39
Tableau II.20 : Valeur de coefficient de frottement.....	p40
Tableau III.1 le poids propre de panneau correspondante à chaque épaisseur.....	p44
Tableau IV.1: Classification sismique des wilayas et communes.....	p82
Tableau IV.2: Coefficient d'accélération des zones	p82
Tableau IV.3 : Valeurs de T1 et T2.....	p83
Tableau IV.4: Valeurs des pénalités Pq.....	p85
Tableau IV.5 : Résultante des forces sismique à la base.....	p86
Tableau V.1 Caractéristique du profilé IPE450.....	p89
Tableau V.2: résultat de vérification de l'élément plus sollicité par famille.....	p95
Tableau V.3 Caractéristique du profilé IPE500.....	p95
Tableau V.4: détermination des effort extrêmes globaux.....	p96
Tableau V.5: résultat de vérification de l'élément plus sollicité par famille.....	p101
Tableau V.6: Caractéristique du profilé CAE 80×8.....	p102
Tableau V.7 Caractéristique du profilé CAE 60×6.....	p103
Tableau V.8 : Les profilés des éléments structuraux.....	p104

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: schéma statique.....	P6
Figure I.2: Nomenclature de la charpente métallique.....	P7
Figure I.3: Vue en 3D de la structure.....	P9
Figure I.4 : Différentes applications du logiciel Robot Bat.....	P12
Figure II.1 : Disposition de charge de neige à considérer pour toiture à 2 versant.....	p16
Figure II.2 : Charges de la neige sur la toiture.....	P17
Figure II.3 : Directions du vent sur la structure.....	P22
Figure II.4: legend relative aux murs verticaux	P23
Figure II.5: Légende pour les toitures à deux versants (figure 5.4 DTR C24.7.....	P24
Figure II.6 : légende pour les parois verticales.....	P26
Figure II.7: les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V1.....	P27
Figure II.8: Légende pour les toitures ($\theta=90^\circ$).....	P28
Figure II.9 : Coefficient de pression intérieur C_{pi}	P31
Figure II.10 : la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de V1.....	P34
Figure II.11: la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture cas de Vent perpendiculaire au long pan (Droite) : (sens V2,V4).....	P35
Figure II.12: la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de V2.....	P36

Figure II.13: la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture cas de V2.....	P37
Figure II 14 : la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de V3.....	P37
Figure II.15: la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture cas de V3.....	P38
Figure II.16 : la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de V4.....	P39
Figure II.17: la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture cas de V4.....	p39
Figure III.1 : détail de panneau sandwich (couverture).....	p44
Figure III. 2. Disposition de la panne.....	p45
Figure III. 3. Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.....	p46
Figure III.4 :Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes.....	p47
Figure III.5 : Cisaillement des pannes.....	p54
Figure III.6 : La partie susceptible de déverser de la panne.....	p55
Figure III.7 : Les dimensions d'un échantignolle.....	p57
Figure III.8: Disposition de la lisse sur le poteau.....	p62
Figure III.9 détail de panneau sandwich (bardage).....	p62
Figure III.10 : Effort du vent sur le pignon.....	p68
Figure III.11 : poutre au vent.....	p69
Figure III.12:palée de stabilité en long pan.....	p71
Figure III.13.Schémas statiques de la poutre sablière.....	p72
Figure III.14 Les potelets.....	p75
Figure V.1: La diagonale la plus sollicitée suivant pignon.....	p102
Figure VI.1:Assemblage poteau-traverse.....	p108
Figure VI.2 : Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse.....	p109
Figure VI.3:Assemblage traverse-traverse.....	p114
Figure VI.4: Représentation de l'assemblage traverse-traverse.....	p115

Figure VI.5 : Vue 3D d'assemblage pied de poteau.....	p118
Figure VI.6 Détails d'assemblage de pied de poteau	p118
Figure VII.1: Les dimensions de la semelle sous poteau.....	p123
Figure VII.2: ferrailage des semelles isolées X.2.Calcul des longrines	p126
Figure VII.3: ferrailage des longrines.....	p128

LISTE DES NOTATIONS

Sollicitation-Contrainte-Déformation

qp : Pression dynamique de pointe

qréf : pression dynamique moyen de référence

W : pression aérodynamique

Fw : force aérodynamique résultante

S : charge caractéristique de la neige

Sk : charge de la neige sur le sol

G : action permanente

Q : action d'exploitation

g : Charge permanente uniformément répartie

q : Charge d'exploitation uniformément répartie

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000$ MPa)

G : Module d'élasticité transversale de l'acier

Fp : Effort de précontrainte dans un boulon

M : Moment sollicitant, en général

Mcr : Moment critique élastique

Mel : Moment élastique

MN : Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial

Mpl : Moment plastique

MR : Moment résistant

NR : Effort normal résistant

NPL : Effort normal de plastification

NU : Effort normal ultime

V : Effort tranchant sollicitant

VPL : Effort tranchant de plastification

NK : Effort normal critique d'Euler

N_{pl} : Effort normal de plastification

N_u : Effort normal ultime

V_u : Effort tranchant ultime

f (ou δ) : Flèche d'une poutre

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce

f_Y : Limite d'élasticité d'un acier

ϵ : Déformation linéaire unitaire

ϵ_Y : Déformation correspondant à la limite d'élasticité

σ : (sigma) Contrainte
normale σ_K : Contrainte
critique d'Euler

τ : (tau) Contrainte tangentielle ou de cisaillement

Caractéristique Géométriques

A : Section brute d'une pièce (cm^2).

A_{net} : Section nette d'une pièce (cm^2).

A_V : Aire de cisaillement (cm^2).

A_W : Section de l'âme d'une pièce (cm^2).

A_S : Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet (cm^2).

I_T : Moment d'inertie de torsion (cm^4).

I_W : Facteur de gauchissement d'une section (cm^4).

I_Y : Moment d'inertie de flexion maximal (cm^4).

I_Z : Moment d'inertie de flexion minimal (cm^4).

W_{EL} : Module de résistance élastique (cm^3).

W_{PL} : Module de résistance plastique (cm^3).

a : Epaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).

b : Largeur d'une semelle de poutre (cm).

d_0 : Diamètre nominal des tiges des boulons (cm).
 h : Hauteur d'une pièce en général (mm, cm).
 i : Rayon de giration d'une section (mm, cm).
 l : Longueur en général ou portée d'une poutre (mm, cm, m).
 l_f : Longueur de flambement (mm, cm, m).
 l_d : Longueur de déversement d'une poutre (mm, cm, m).
 l_K : Longueur de flambement d'une poutre (mm, cm, m).
 R : Rigidité d'une barre (cm³).
 t : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm, cm).
 t_f : Epaisseur d'une semelle de poutre (mm, cm).
 t_w : Epaisseur d'une âme de poutre (mm, cm).
Diamètre d'une section transversale (cm², mm²).

Coefficients et Grandeurs sans Dimensions

C_{pe} : coefficient de pression extérieur

C_{pi} : coefficient de pression intérieur

K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre

k_s : Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons

k_y et k_z : Coefficients de flambement flexion

k_τ : Coefficient de voilement par cisaillement

$n=N / N_{pl}$: ou nombre de boulons

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)

β_w : Facteur de corrélation (soudures)

ϵ : (epsilon) Coefficient de réduction élastique de l'acier η : (eta) Facteur de distribution de rigidités (flambement) λ : (lambda) Elancement

λ_{cr} : Elancement critique d'Euler

λ_k : Elancement eulérien

λ : Elancement réduit

λ_{LT} : Élancement de déversement

λ_w : Élancement de l'âme d'un poutre

μ : (mu) Coefficient de frottement

ρ : (rho) Rendement d'une section

χ : (chi) Coefficient de réduction de flambement

χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement

ψ : Coefficient de distribution de contraintes (psi)

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION:

La construction métallique est du domaine du génie civil qui s'intéresse à la construction d'ouvrage en métal et plus particulièrement en acier.

Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultant de l'assemblage de différents composants, cet assemblage doit être conçues globalement de manière à s'assurer que la structure réalisée répond à l'usage prévu de cet ouvrage.

Le principe de ce présent projet est l'étude d'un hangar à usage de stockage constitué de deux versants.

L'étude de pré-dimensionnement des différents éléments a été élaborée selon les différents règlements techniques de calcul et de conception, à s'avoir: (EUROCODE 03, RNV99)

Dans le cadre de notre formation, d'ingénieur en Construction Métallique et Mixte à la Faculté des Génie civile de université Baji Mokhtar A ANNABA nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète. Notre projet consiste à dimensionner les éléments d'un hangar en charpente métallique de forme rectangulaire à versants multiples, avec un plancher mixte acier-béton destiner au stockage.

CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉ ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE

1. Introduction

* Pourquoi l'acier?

Avantages	Inconvénients
Souplesse architecturale	Psychologique: construction éphémère
Competitive	Peu d'inertie thermique
Facilement démontable	Tenue au feu médiocre
Chantier plus propre	De nombreux ponts thermiques
Volume peu encombré, structure élancée	
Extension facilitée	
Construction propre, sans rejet et recyclable	

Compte tenu des différents avantages et inconvénients, les constructions métalliques sont adaptées à des bâtiments de type industriel, tel que des hangars. Le problème de l'inertie thermique est pallié par un système de chauffage de type soufflant.

. Les dangers de la construction métallique

En comparaison avec des constructions en béton armé ou précontraint, les constructions métalliques exigent une attention toute particulière soit portée sur certains points, soient :

- Les assemblages (boulonnages, soudages), afin de se prémunir contre leurs risques de rupture brutale, qui conduiraient à la rupture de l'ouvrage par effondrement.
- Les phénomènes d'instabilité élastique amplifient considérablement les contraintes dans les pièces et qui sont particulièrement redoutables en construction métallique, du fait de l'utilisation de pièces de faible épaisseur et de grand élancement. Ces phénomènes 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 voilement*, qui affecte les âmes des pièces fléchies.

2. Schémas statiques

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

Leur conception technologique est variable, en fonction notamment :

- De leur portée,
- Du schéma statique retenu pour la structure (qui dépend de la nature du sol, de l'existence ou non de ponts roulants, de la nature des équipements secondaires, etc....),
- Des pratiques ou des systèmes de fabrication des constructeurs.

Les portiques peuvent être constitués :

- Soit de profils à inertie constante (IPE, HEA...),
- Soit comporter des renforts au niveau des moments maximaux : jarrets aux appuis sur poteaux et clés de faitage en milieu de travée,
- Soit de profils à inertie variable, reconstitués soudés (PRS).

Les premiers sont les plus utilisés ; cependant pour les grandes portées, les PRS à inertie variable permettent d'ajuster la section aux sollicitations et donc de gagner du poids et donc du prix.

Schéma statique des structures portiques : On peut les regrouper en deux catégories : ceux à pieds de poteaux articulés et ceux à pieds de poteaux encastrés. Il faut bien se rendre compte que plus les structures sont de degrés d'hyperstaticité élevé, plus elles sont stables, rigides et indéformables, mais plus leur coût est élevé (matière et main d'œuvre, tant à l'atelier qu'au chantier).







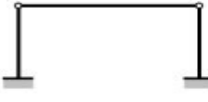

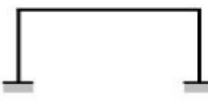
Pied de montant	Système statique (exemples)	Degré d'hyperstaticité	Type de cadre
Articulé 		-1	Instable (mécanisme)
		0	Isostatique
		+1	Hyperstatique
Encastré 		0	Isostatique
		+1	Hyperstatique
		+2	Hyperstatique
		+3	Hyperstatique

Figure I.1: schéma statique

3. Terminologie d'une ossature métallique

La figure donne les principaux termes utilisés pour les charpentes et les bardages métalliques.

CHAPETRE I GÉNÉRALITÉ ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE

1	Poteau (HEA ou IPE)
2	Traverse (HEA ou IPE)
3	Lisse filante
4	Baïonnette
5	Diagonale de versant
6	Panne (IPN ou IPE)
7	Chêneau en tôle pliée
8	Faîtière métallique
9	Couvertine métallique
10	Gouttière 1/2 ronde
11	Châssis vitré
12	Bardage métallique à ondes verticales
13	Lisse de bardage
14	Croix de Saint-André
15	Potelet de pignon (HEA ou IPE)
16	Jarret

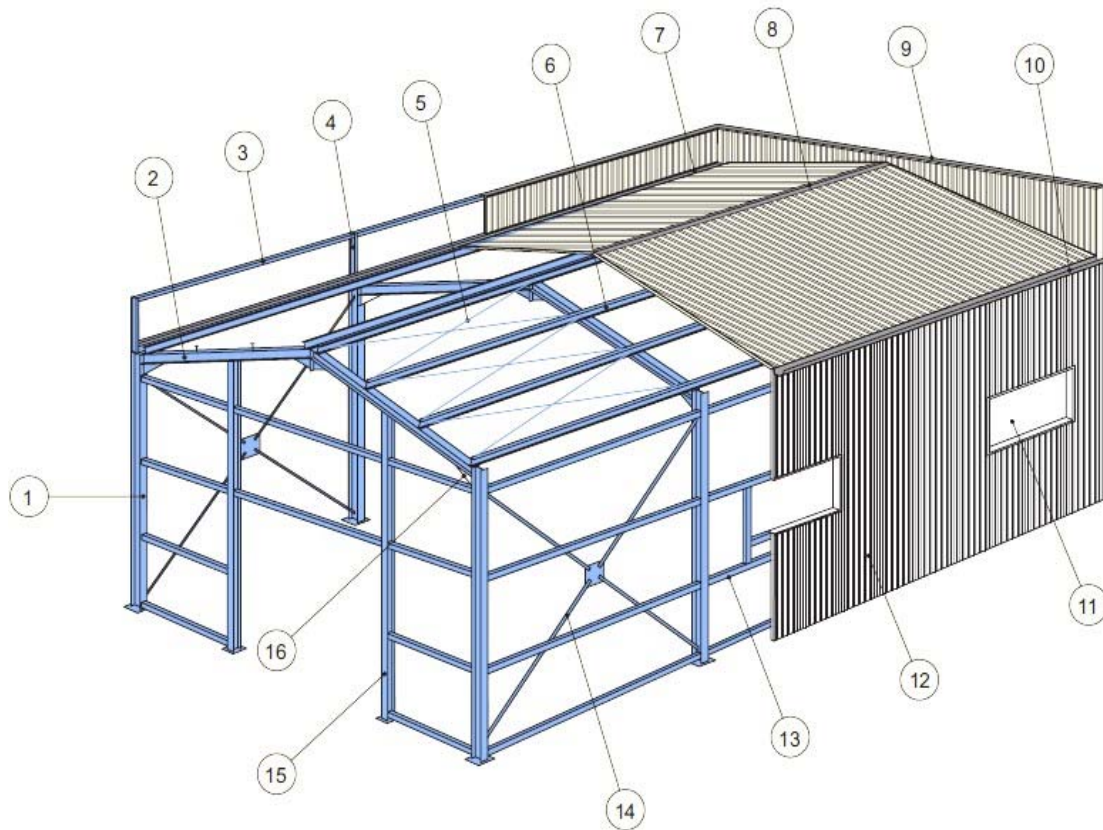


Figure I.2: Nomenclature de la charpente métallique

CHAPETRE I GÉNÉRALITÉ ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE

4. Présentation du projet:

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner un hangar en charpente métallique de forme rectangulaire à deux versants destiné au stockage.

IL y a deux accès par des portails, avec chacun sur les deux façades du pignon.

L'ouvrage est situé à la commune d'EL-HAJJAR, Wilaya de « ANNABA » la structure est d'une surface de 840.00 m², 20.00 m de largeur et 42.00 m de longueur avec un espacement entre portiques de 6.00 m ce qui fait le total de sept (07) portiques.

4.1 Données géométrique du projet:

L'ouvrage a une forme en plan rectangulaire caractérisé par les dimensions comme suit:

- ✓ La longueur de la structure :..... 42.00 m
- ✓ La largeur de la structure:..... 20.00 m
- ✓ La hauteur totale (au faitage): 08.35 m
- ✓ La hauteur des poteaux (à la poutre sablière):..... 6.00 m
- ✓ La pente de versant:..... = 13.27°

4.2 Localisation et données concernant le site:

Le projet est un Hangar implanté dans un terrain plat à la d'ELHADJAR, Wilaya de « ANNABA »

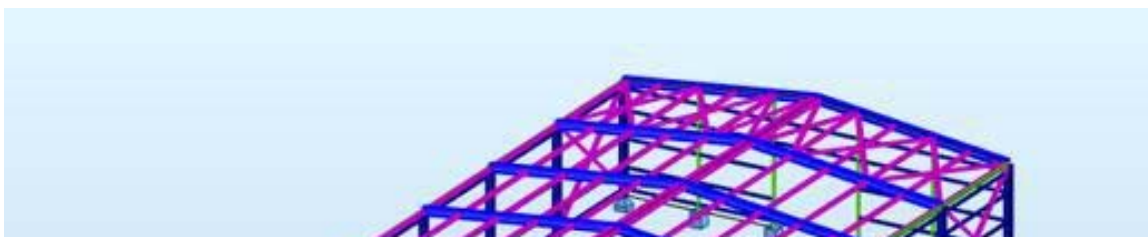


Figure I.3: Vue en 3D de la structure.

La contrainte admissible du sol est de $= 1.5$ bars (à une profondeur de 1.50m par rapport au terrain naturel avec réception du fond de fouille C.T.C)

Altitude: 13 m

Zone de neige: Zone B

Zone du vent: Zone III

Zone sismique: Zone IIa

4.3 Règlements techniques:

Pour l'étude de ce projet les règlements techniques utilisés sont les suivants :

CCM97: Règles de conception et calcul des structures enacier.

DTR BC2.2: Document technique règlementcharges permanentes et surcharges d'exploitations.

RPA99: Règles parasismiques Algériennes version2003.

RNV2013: Règles définissant les effets de la neige et du vent.

BAEL91: Béton armé aux étatslimites.

EC3 (1-8):Règle de calcul des constructions en acierEuro-code 3 partie1-8.

4.4 Matériaux utilisés:

4.4.1 Acier

L'acier est un matériau par transformation qui associe le fer et le charbon dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

- ✓ Nuance d'acier : FE = 360
- ✓ La limite élastique : $f_y = 235$ MPa
- ✓ La résistance à la traction: $f_u = 360$ MPa
- ✓ Module d'élasticité longitudinale: $E = 210000$ MPa
- ✓ Module d'élasticité transversale $G = E/2(1+\nu)$
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.

4.4.2 Béton:

- Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3
- Le béton de propreté est dosé à 250 kg/m^3

- Résistance du béton:

Ces caractéristiques sont :

- * La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28}=25$ MPa.
- * La résistance caractéristique à la traction: $f_{t28} = 0,06f_{c28}+0,6 = 2,1$ MPa.
- * Poids volumique = 2500 Kg/m^3

4.5 Les assemblages:

Les principaux modes d'assemblages sont:

4.5.1 Le boulonnage:

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

4.5.2 Le soudage:

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de la soudure constituée d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

4.6 Conception structural:

La conception de ce bâtiment industriel a été faite de façon à satisfaire les critères suivants:

- L'économie.
- La faisabilité.
- Assurer la stabilité d'ensemble de la structure.
- Assurer une résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilité

4.6.1 Structure verticale (les façades):

Un bardage utilisé maintenu en place à l'aide des lisses

4.6.2 Structure horizontale (les toitures):

La toiture constitue la partie supérieure d'une structure. La fonction de la toiture est double, d'une part, elle doit assurer la répartition des charges (fonction porteuse) et d'autre part, elle assure le rôle de protection.

4.7 Logiciels utilisés:

- ❖ AUTODESK AUTO CAD2015.
- ❖ AUTODESK ROBOT STRUCTURAL2017

5- Généralités sur le logiciel Robot Structural Analysis

Le logiciel Auto desk Robot Structural Analysis (nommé Robot dans le fichier d'aide entier) est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type :

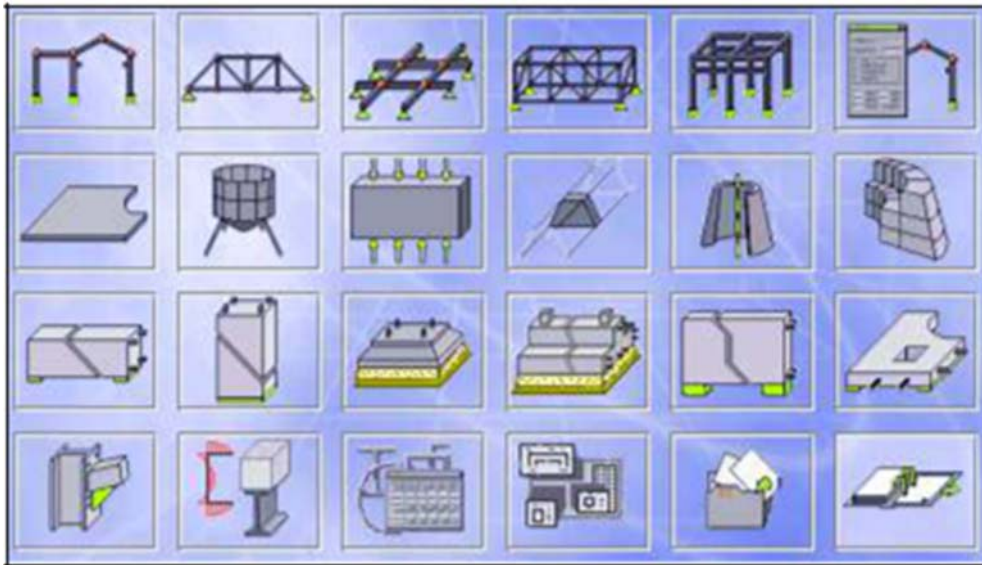


Figure I.4 : Différentes applications du logiciel Robot Bat.

- Treillis.
 - Portiques.
 - Structures mixtes.
 - Grillages de poutres.
 - Plaques.
 - Contraintes planes.
 - Déformations planes.
 - Éléments axisymétriques.
 - Éléments Volumiques.
- ROBOT Millenium peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles).
- ROBOT Millenium permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non-linéaires.
- ROBOT Millenium est un logiciel orienté Métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de

ferraillage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes nationales existantes.

-ROBOT Millenium a été conçu spécialement pour l'environnement Windows 2000/NT/XP. Lors de la création de ROBOT Millenium, ses concepteurs ont utilisé les techniques modernes de l'étude des structures et de la programmation orientée objet.

Tous ces facteurs garantissent une très haute fiabilité du code généré et la facilité d'ajouter à ROBOT Millenium de nouvelles fonctionnalités et de nouveaux modules. Les caractéristiques principales du logiciel Robot sont les suivantes :

Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO).

Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.).

Possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre.

Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,

Possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier.

Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

Le système Robot regroupe plusieurs parties (modules) spécialisées dans chacun des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calculs de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

CHAPITRE II

EVALUATION DES

CHARGES

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'exploitation et des effets climatiques.

Ces derniers 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. Charges permanentes

Elle comprend non seulement le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que la couverture et le bardage.

3. Surcharges d'exploitation

Dans le bâtiment les charges d'exploitations ou surcharges sont les charges mécaniques statiques permanentes ou dynamiques non permanentes.

Elles couvrent la pression du vent, le poids de la neige, le poids des personnes et le mobilier, on peut aussi parler des surcharges d'entretien qui sont définies comme, charges ponctuelles de 100 daN au 1/3 et 2/3 de la portée d'une poutre.

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges et surcharges (*DTR B.C.2.2*).

4. Surcharges climatiques :

4.1 Charges de neige

Le calcul de la surcharge climatique de la neige est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu.

Il se fait conformément à la réglementation «Règlement Neige et Vent» *RNV99–version2013*.

CHAPITRE II EVALUATION DES CHARGES

La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante:

$$S = \mu * S_k \quad \text{daN/m}^2$$

S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface.

μ : Coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture.

S_k : Charge de neige sur le sol.

A- La charge de la neige sur le sol (S_k) :

Notre projet est implanté à EL hadjar wilaya d'Annaba qui est classé en zone B selon la classification de RNVA 2013.

Donc S_k est donnée par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0.04H+10}{100} [\text{RNV2013, P: 21; Paragraphe 4}]$$

H : altitude du site par rapport au niveau de la mer

$H=13\text{m}$ (El hadjar)

Application numérique :

$$S_k = \frac{(0.04 \times 13) + 10}{100} = 0.105 \text{KN/m}^2 = 10,52 \text{Kg/m}^2$$

B- Coefficient de forme de la toiture :

Il est fonction de la forme de la toiture.

Dans notre cas le hangar a une toiture à deux versants de forme rectangulaire et symétrique avec une pente égale à 23% donc l'angle $\alpha = 13.27^\circ$

D'où $0 \leq \alpha = 13.27^\circ \leq 30^\circ$.

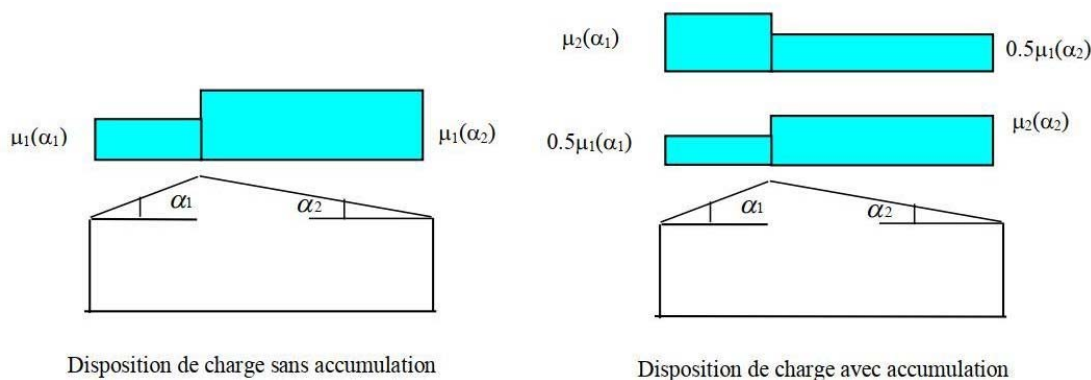


Figure II.1 : Disposition de charge de neige à considérer pour toiture à 2 versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30 \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
Coefficient μ	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0

Tableau II.1: Coefficient de forme -Toiture à deux versants

$$0 < \alpha = 13.27^\circ < 30^\circ$$

$$\mu = 0,8$$

On adopte pour le coefficient $\mu_1 = 0.8$. (Selon le **tableau 2** et la **figure 6** et **7, RNVA2013**).

C- La charge de la neige sur la toiture:

$$S = u_1 \times S_k \quad [\text{KN/m}^2]$$

$$S = 0.084 \text{ KN/m}^2$$

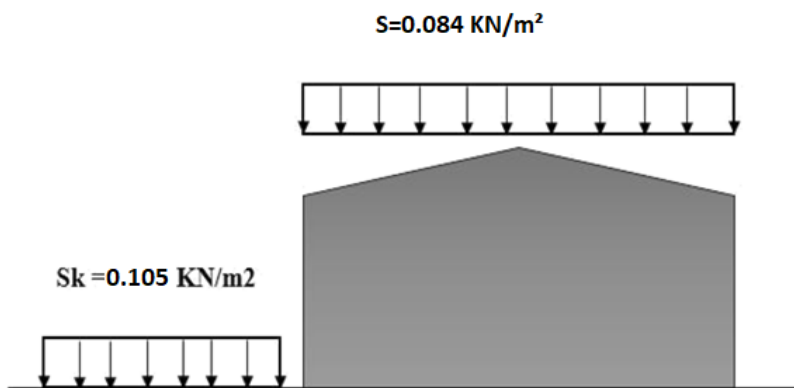


Figure II.2 : Charges de la neige sur la toiture

4.2 Effet du vent

4.2.1.Introduction:

Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression, par conséquent, il produit un mouvement de masse d'air appelé « VENT » qui est par ailleurs conditionné également par le relief terrestre. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- ✓ La direction.
- ✓ L'intensité.
- ✓ La région.
- ✓ Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- ✓ La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, quatre cas ont été envisagés :

- Vent sur long-pan avec surpression intérieure.
- Vent sur long-pan avec dépression intérieure.
- Vent sur pignon avec surpression intérieure.
- Vent sur pignon avec dépression intérieure.

4.2.2. Action du vent:

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire :

- au long pan V1,V3:
- au pignon V2,V4:

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation « Règlement neige et Vent » *RNV99-version 2013*.

L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$q_j = w_j = q_{dyn} * C_d * [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

q_{dyn} : Pression dynamique du vent

C_d : Coefficient dynamique.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

a) Données relatives au site:

Le site du projet se trouve à EL Hadjar wilaya d'Annaba qui est classé en:(*Annexe 1*)

Zone III : **q_{réf} = 500 N/m²** (*Tableau 2 .2 chapitre 2 RNVA 2013*)

La structure sera implantée en zone industrielle, donc d'après le tableau (2-4) dans le RNVA2013 (chapitre 2- bases de calcul) la catégorie de terrain est la catégorie **III**

D'où :

- Le facteur de terrain $\rightarrow K_T = 0,215$
- Le paramètre de rugosité $\rightarrow Z = 0,3\text{m}$ (Tableau 2-4, chapitre 2 RNVA2013)
- La hauteur minimale $\rightarrow Z_{min} = 5\text{m}$.
- coefficient utilisé pour le calcul de $C_d \rightarrow \varepsilon = 0,61$

Nature du site : Plat $CT = 1$

b) Coefficient dynamique :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure .

La valeur du coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques est donnée par le paragraphe valeur simplifiée. (**Chapitre III : coefficient dynamique dans RNVA2013**). $C_d = 1$. Bâtiment dont la hauteur est inférieure à 15.

Notre construction étant une structure métallique, dont la hauteur inférieure à 15m (8.35m), donc on prend: $C_d = 1$

$C_d < 1,2$ donc la construction est peu sensible aux excitations dynamiques

c) Pression dynamique q_{dyn} :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j) \quad [\text{N/m}^2]$$

$q_{réf}$: La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent. $q_{réf} = 500 \text{ N/m}^2$

C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du Coefficient de topographie (C_t). $C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$

z_j : hauteur de référence: $z_j = 8.35\text{m}$

d) Coefficient de rugosité (C_r) :

CHAPITRE II EVALUATION DES CHARGES

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur vitesse moyenne du vent.

$$C_r(z) = K_t * \ln(z/z_0)$$

$$C_r(z) = K_t * \ln(Z_{min}/Z_0) \quad (2.3 \text{ chapitre 2 RNVA 2013})$$

pour $Z_{min} \leq Z \leq 200m$

pour $Z < Z_{min}$

On a: $Z = 8.35m$; $Z_{min} = 5m$ pour $Z_{min} \leq Z \leq 200m$

$$C_r(z) = 0.215 * \ln(8.35/0.3)$$

$$C_r(z) = 0.72$$

e) L'intensité de turbulence I_v :

L'intensité de turbulence définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent est donnée par la formule : (2.5 chapitre 2 RNVA 2013)

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ pour } z > z_{min} & (a) \\ I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \text{ pour } z \leq z_{min} & (b) \end{cases}$$

La toiture:

$$Z = 8.35m > z_{min} = 5m$$

$$I_v(Z) = \frac{1}{c_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

$$I_v(8.35) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{8.35}{0.3}\right)} = 0.30$$

parois vertical: $Z = 6 > Z_{min} = 5$.

$$I_v(Z) = \frac{1}{c_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

$$I_v(6) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{6}{0.3}\right)} = 0.333$$

Donc on peut déterminer la pression d'exposition $C_e(Z)$:

f) Coefficient d'exposition (C_e):

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.

En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. $C_e(z)$ est donnée par :

$$C_e(Z_j) = C_t(z)^2 * C_r(z)^2 * [1 + 7I_v(z)]$$

Toiture:

$$C_e(8.35) = (1)^2 * (0.72)^2 * [1 + 7 * 0.30] = 1.6070$$

Paroi verticale:

$$C_e(6) = (1)^2 * (0.72)^2 * [1 + 7 * 0.333] = 1.7159$$

g) La pression dynamique :

_ On a: la pression dynamique du pointe $q_p(Z_e) = q_{dyn} = q_{ref} * C_e(Z_e)$

Toiture:

$$q_p = 1.6070 * 500 = 803.5 \text{ N/m}^2$$

Paroi verticale:

$$q_p = 1.7159 * 500 = 857.95 \text{ N/m}^2$$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

	$q_{ref}(\text{N/m}^2)$	$C_e(Z_e)$	$q_p(Z_e) (\text{N/m}^2)$
Toiture	500	1.6070	803.5
Paroi verticale	500	1.7159	857.95

Tableau II.2 valeur de q_{ref} , q_p , C_e .

h) Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée A , qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m^2 et 10 m^2 dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment

CHAPITRE II EVALUATION DES CHARGES

appropriées; ils sont notés C_{pe1} pour les coefficients locaux, et C_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement. (**chapitre5: coefficient dépression page 80 RNVA2013**).

$$C_{Pe} = C_{Pe1} \quad S \leq 1m .$$

$$C_{Pe} = C_{Pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s) \quad 1m^2 < S < 10m^2$$

$$C_{Pe} = C_{pe10} \quad S \geq 10m^2$$

Tel que : s : est la surface chargée de la paroi considérée en m^2 .

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée

b: la dimension perpendiculaire à la direction du vent

d: la dimension parallèle à la direction du vent

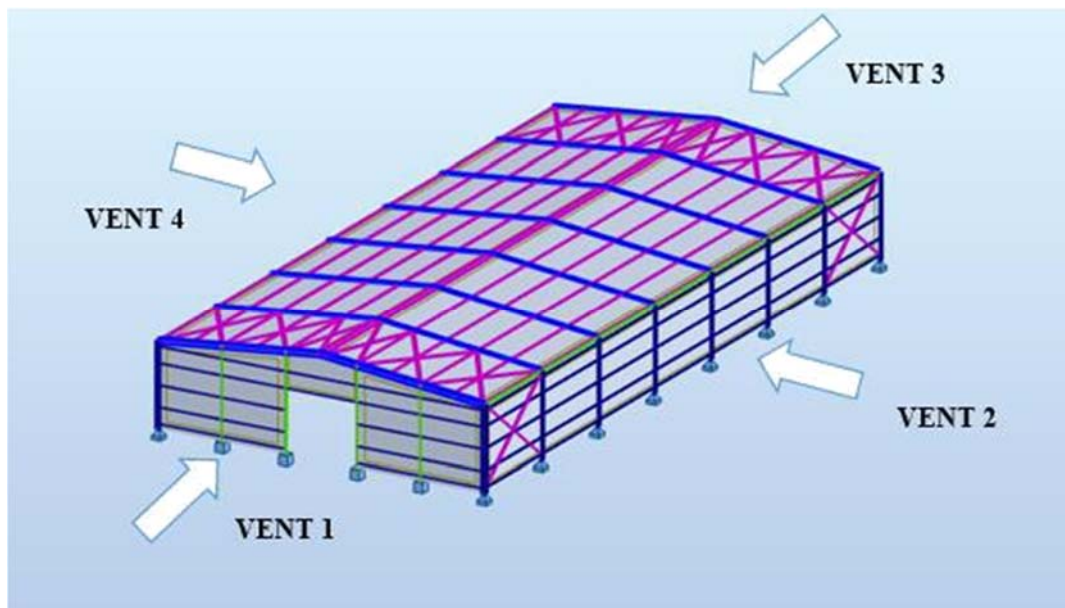


Figure II.3 : Directions du vent sur la structure.

Vent perpendiculaire au long pan V2,V4 :

➤ **Pour les parois verticales:**

$$d = 20.00m \quad b = 42.00m \quad h = 6m$$

$$e = \text{Min}(b ; 2h) ; e = \text{Min}(42 ; 2 \cdot 6 = 12) \quad \text{donc} \quad e = 12 \quad ; \quad e/5 = 2.4$$

CHAPITRE II EVALUATION DES CHARGES

$$S(A) = h * (e/5) = 6 * 2.4 = 14.4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

Si la petite surface est supérieure à 10 m^2 donc les $S(B)$ et $S(C)$ sont supérieurs à 10 m^2
 Donc on adopte avec le $C_{pe}, 10$.

Et on a : $d=42 \text{ m} > e=12 \text{ m}$.

Donc on utilise la légende suivante : **du chapitre V(RNV2013)**

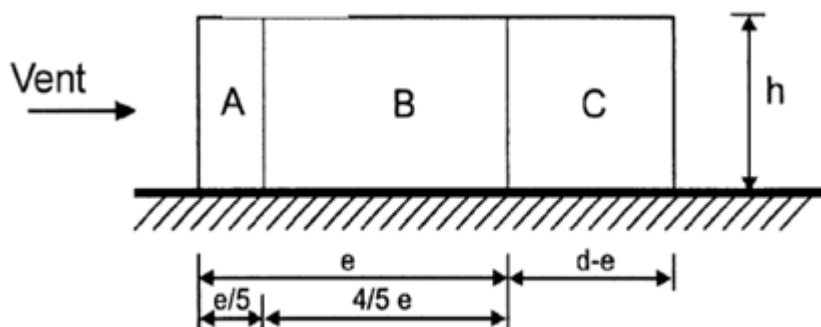


Figure II.4: legend relative aux murs verticaux .

On a : $e=12 \text{ m}$.

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le Tableau suivant :

Zone	A	B	C	D	E
Surface m^2	14.4	57.60	48	252	252
Cpe	- 1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

Tableau II.3. :Valeurs de surface et de coefficient Cpe de chaque zone de parois Vertical(vent sur longpan V2,V4)

Toiture:

On a une toiture a deux versants $\alpha=13.27^\circ$, le vent perpendiculaire a la génératrice ; on prendra les valeurs C_{pe} de toiture à deux versant (RNV 2013 5.1.5) modifié pour leur position selon la (**figure 5.4 DTR C2-4.7**) ; $\theta=0^\circ$

$$e = \text{Min} (b ; 2h) ; e = \text{Min}(42 ; 2 * 8.35 = 16.70) \text{ donc } e = 16.70 ; e/4 = 4.175$$

CHAPITRE II EVALUATION DES CHARGES

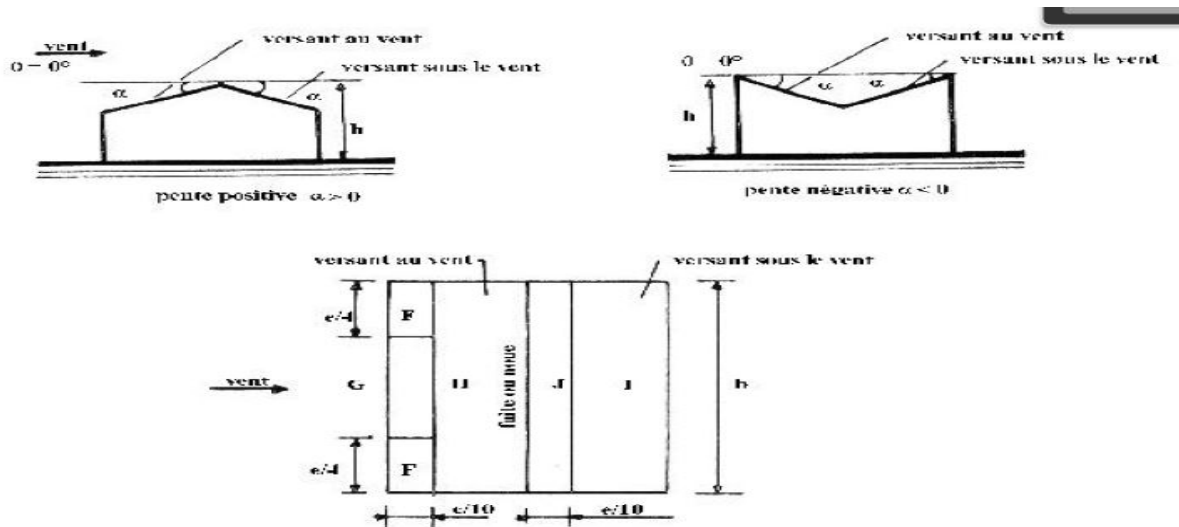


Figure II.5: Légende pour les toitures à deux versants (figure 5.4 DTR C24.7)

***Comment calculer des surfaces et des coefficients C_{pe} correspondent à chaque zone?**

Zones	F	G	H	J	I
Surfaces (m^2)	1.67×4.175 =6.97	1.67×8.35 13.94	42×8.6 =361.2	1.67×42 =70.14	8.6×42 =361.2

Tableau II.4: les surfaces des zones chargées pour la toiture cas de vent dans le sens V2,V4.

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ tirées du (tableau 5.4 RNVA2013) ($\theta=0^\circ$).

CHAPITRE II EVALUATION DES CHARGES

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		0,0	0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	0,7		0,7		0,4		0,0		0,0	
45°	0,0		0,0		0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		0,0		0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Tableau II.5 : Coefficients de pression extérieure (RNVA2013 ($\theta=0^\circ$)).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0) \dots \dots \dots [La formule de l'interpolation]$$

Zone F : $1 \leq S = 6.97 \text{ m}^2 \leq 10 \text{ m}^2$

$$C_{pe}(5) = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) = -3.17$$

$C_{pe}(15) = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) = -1.073$. Et avec interpolation:

$$C_{pe} = -1.073 + \frac{-0.3 - (-1.073)}{15 - 5} \times (15 - 11.30) \Rightarrow C_{pe} = -0.787$$

Zone G : $S = 13.94 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.2 + \frac{-0.8 - (-1.2)}{15 - 5} \times (15 - 11.30) \Rightarrow C_{pe} = -1.052$$

Zone H : $S = 361.2 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.6 + \frac{-0.3 - (-0.6)}{15 - 5} \times (15 - 11.30) \Rightarrow C_{pe} = -0.489$$

CHAPITRE II EVALUATION DES CHARGES

Zone J : $S=70.14\text{m}^2 > 10\text{m}^2$

$$C_{pe} = C_{pe, 10} = -0.6 + \frac{-1 - (-0.6)}{15 - 5} \times (15 - 11.30) \Rightarrow C_{pe} = -0.748$$

Zone I : $S=361.2 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$

$$C_{pe} = C_{pe, 10} = -0.6 + \frac{-0.4 - (-0.6)}{15 - 5} \times (15 - 11.30) \Rightarrow C_{pe} = -0.526$$

Zones	F	G	H	J	I
C _{pe}	-0.787	-1.052	-0.489	-0.748	-0.526

Tableau II.6 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture (vent sur longpan V2, V4 / $\alpha = 13, 27$)

Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

Calcul de C_{pe} pour les parois verticales :

$d=42\text{m}$ (dimension d'une construction dans la direction du vent)

$b=20\text{m}$ (dimension de la construction perpendiculairement au vent)

$h=6.00 \text{ m}$ et $e = \min [b ; 2h] \Rightarrow e = \min [20 ; 2 \times 6] \Rightarrow e = \min [20 ; 12] \Rightarrow e = 12 \text{ m}$

On a : $d=42\text{m} > e=12 \text{ m}$

D'après la figure 5.1 de RNVA 2013 on divise les parois comme suit :

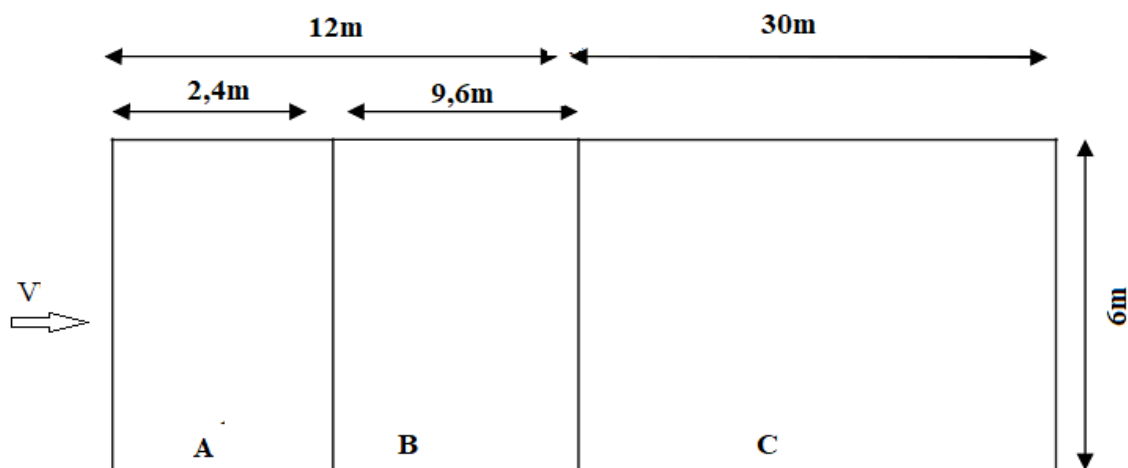


Figure II.6 : légende pour les parois verticales

CHAPITRE II EVALUATION DES CHARGES

Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zones	A	B	C	D	E
Surfaces (m ²)	2.4×20 =48	9.6×20 =192	30×20 =600	$(20 \times 6) + \left(\frac{2.35 \times 20}{2}\right)$ =143.5	E=D =143.5

Tableau II.7 : les surfaces des zones chargée pour les parois verticales
(S en m²)

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m², donc Cpe=Cpe, 10 pour chaque zone.

Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 on déterminer les valeurs de Cpe correspondent :

Zones	A	B	C	D	E
Cpe	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.8 : les valeurs de Cpe correspondant à chaque zone des parois verticales sens

V1.

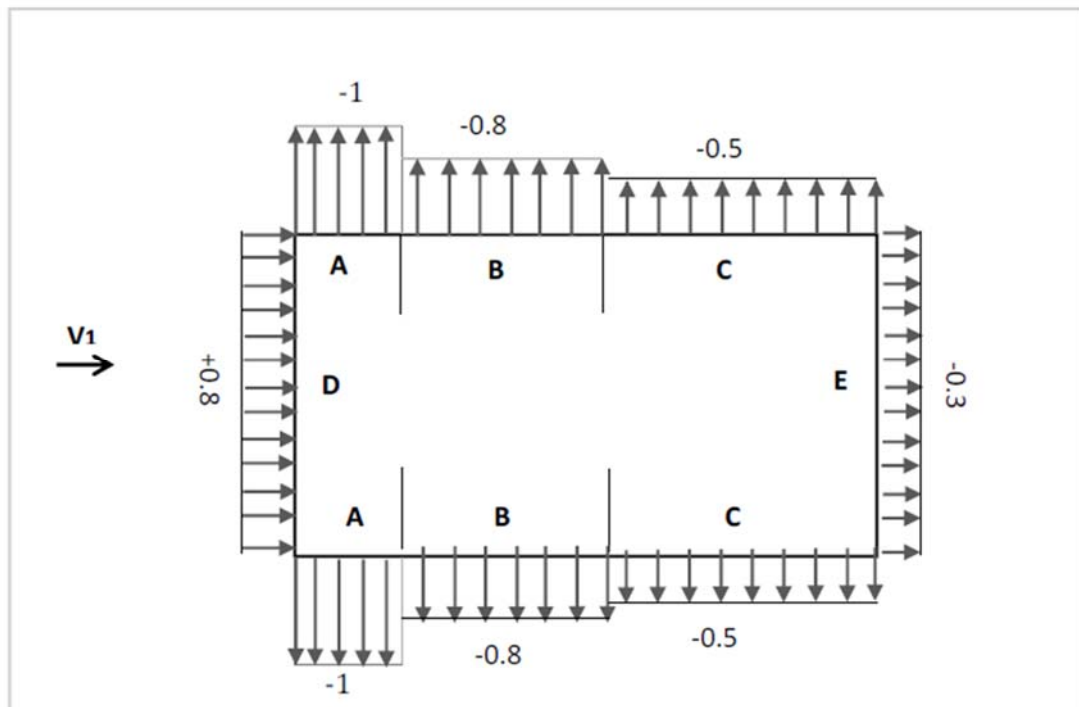


Figure II.7: les valeurs de Cpe correspondant à chaque zone des parois verticales sens

V1.

CHAPITRE II EVALUATION DES CHARGES

Calcul de Cpe pour la toiture ($\theta = 90^\circ$) :

$$h=8.35 \text{ m} ; b=20 \text{ m} ; d=42 \text{ m} ; e=\min [b ; 2h]=\min [20 ; 16.7] \Rightarrow e=16.7\text{m}$$

La direction du vent est définie par angle θ , notre cas le vent perpendiculaire au pignon le (sens V_1) et parallèle au génératrices donc $\theta = 90^\circ$. (Selon RNVA 2013 Chap, article 5.1.5.1).

Et dans notre cas aussi la toiture est à deux versants avec une pente de 23% ce qui nous donne un angle de $\alpha = 13.27^\circ$; comme la figure 5.4 de RNVA 2013 pour $\theta = 90^\circ$ on définit les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure suivante :

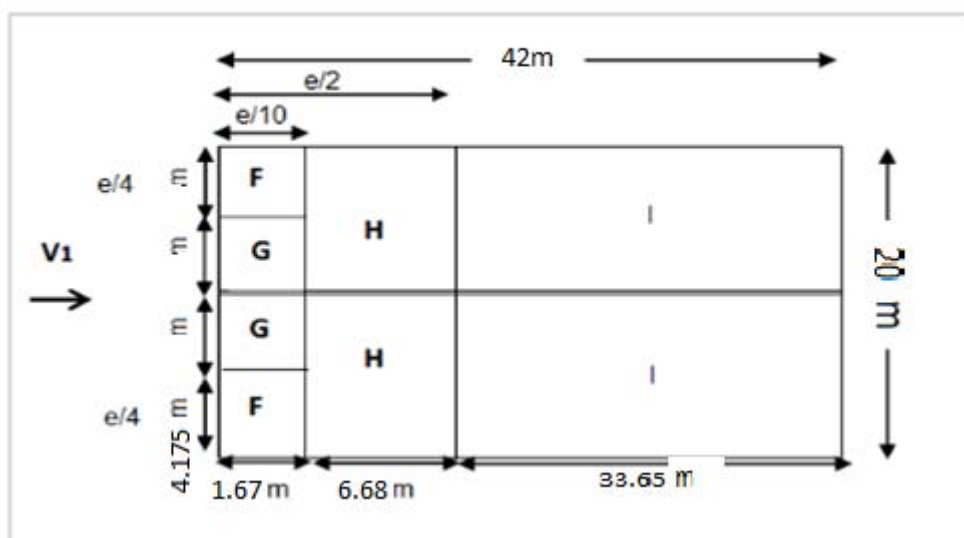


Figure II.8: Légende pour les toitures ($\theta=90^\circ$).

Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zones	F	G	H	I
Surfaces (m ²)	1.67×4.175 =6.97	6.1×1.67 =10.18	6.68×10.27 =68.60	20×33.65 =673

Tableau II.9 : les surfaces des zones chargée pour la toiture (S en m²)

CHAPITRE II EVALUATION DES CHARGES

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	-1,2
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	-1,2
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	-1,2
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	-1,2
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	-1,2

Tableau II.10: RNVA2013 (CHAP V($\theta=90^\circ$)).

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ tirées du **Tableau II.10: RNVA2013 (CHAP V($\theta=90^\circ$))**.

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0) \dots \dots \dots \text{[La formule de l'interpolation]}$$

Zone F : \Rightarrow **Zone F :** $1 \leq S = 6.97 \text{m}^2 \leq 10 \text{m}^2$

$$C_{pe}(5) = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) = -1.09$$

$$C_{pe}(15) = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) = -1.40.$$

Et avec interpolation:

$$C_{pe} = -1.40 + \frac{-1.09 - (-1.40)}{15 - 5} \times (15 - 11.30) \Rightarrow C_{pe} = -1.2853$$

Zone G: \Rightarrow $1 \leq S = 10.18 \text{m}^2 \leq 10 \text{m}^2$

$$C_{pe}(5^\circ) = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) = -1.60$$

$$C_{pe}(15^\circ) = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) = -1.30 .$$

Et avec interpolation:

$$C_{pe}(\alpha = 13.27^\circ) = -1.30 + \frac{-1.60 - (-1.30)}{15 - 5} \times (15 - 13.27) \Rightarrow C_{pe} = -1.40$$

CHAPITRE II EVALUATION DES CHARGES

Zone H: $S=68.60 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$ On prend $C_{pe}, 10$

$$C_{pe} = C_{pe, 10} = -0.6 + \frac{-0.7 - (-0.6)}{15 - 5} \times (15 - 13.27) \Rightarrow C_{pe} = -0.637$$

Zone I: $S=673 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$

$$C_{pe} = C_{pe, 10} = -0.5 + \frac{-0.6 - (-0.5)}{15 - 5} \times (15 - 13.27) \Rightarrow C_{pe} = -0.537$$

Zones	F	G	H	I
C _{pe}	-1.2853	-1.40	-0.637	-0.537

Tableau II.11 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1.

4.2.3 Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi} :

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure, considérées comme agissant simultanément. Doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et out res sources de fuite d'aire.

Le coefficient de pression C_{pi} est on fonction de l'indice de perméabilité μ_P et rapport h/d (**ch5., fig.5.14**).

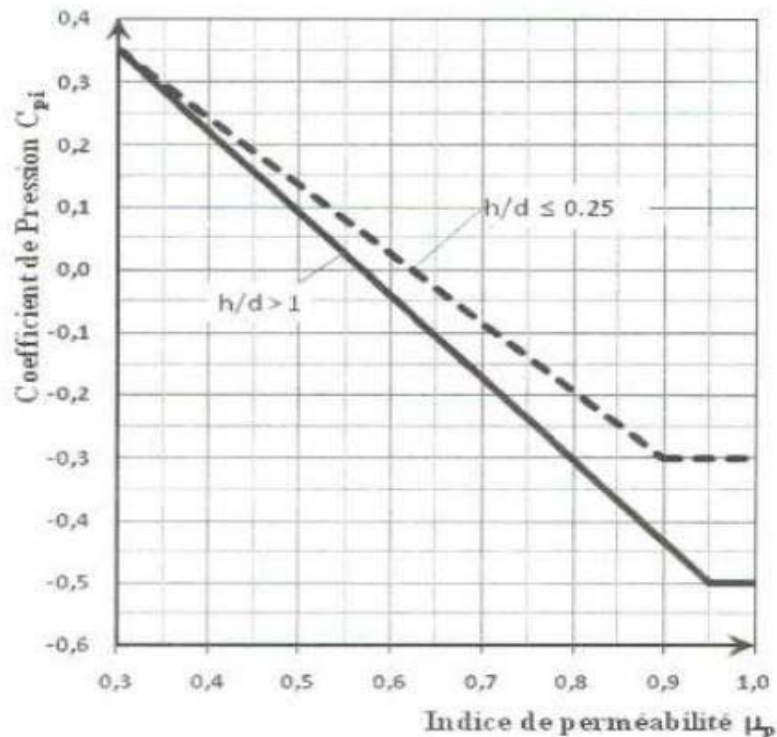


Figure II.9 : Coefficient de pression intérieure C_{pi}

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la **Figure 5.14 du RNV 2013** avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces de ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Notre structure elle compose de plusieurs ouvertures :

- ✓ pignon 1: 1 Portails de dimensionne (5×5.80) m² et 2 fenêtres dimensionne (4×1) m².
- ✓ long pan 1:(droite): 4fenêtres dimensionne (4×1) m².
- ✓ pignon 2: portails de dimensionne (5×5.80) et 2 fenêtres dimensionne (4×1) m².
- ✓ long pan 2(Gauche): 1 portails de dimensionne (5×5.80) m² et 4fenêtres dimensionne (4×1) m².

Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

CHAPITRE II EVALUATION DES CHARGES

On a : $h = 8,35$ m, $d = 42$ m,

Dans ce cas le vent perpendiculaire au pignon le rapport $h/d = 8.35/42 = 0.19 \Rightarrow h/d \leq 0.25$

On utilise les valeurs de C_{pi} correspondant à ($h/d \leq 0.25$) de la figure 5.14 de RNVA 2013;

On choisit le **trait discontinu**.

Et on a :

$$\mu_p = \frac{10*(4*1) + 2*(5*5.80)}{12*(4*1) + 3*(5*5.80)} \Rightarrow \mu_p = 0.72$$

Donc: $C_{pi} = -0.1$ (D'après la figure (5.14) (RNV)).

Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2) :

Dans ce cas le vent perpendiculaire au long pan le rapport $h/d = 8.35/20 = 0.41 \Rightarrow$ le rapport (h/d) comprise entre ($h/d = 0.25$) et ($h/d = 1$) on utilise l'interpolation linéaire pour déterminer les valeurs de C_{pi} selon la Note de figure 5.14 de RNVA 2013.

$$\mu_p = \frac{8*(4*1) + 3*(5*5.80)}{12*(4*1) + 3*(5*5.80)} \Rightarrow \mu_p = 0.88; \text{ Avec une interpolation linéaire on utilise la}$$

formule suivant : $f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$ [La formule de l'interpolation]

$$f(0.4) = -0.29 + \frac{-0.4 - (-0.29)}{1 - 0.25} \times (0.88 - 0.25) = -0.36$$

Donc: $C_{pi} = -0.36$

Cas de vent perpendiculaire au pignon 2(Fassade postérieure) (sens V3):

Dans ce cas le vent perpendiculaire au pignon le rapport $h/d = 13.2/90 = 0.14 \Rightarrow h/d \leq 0.25$

On utilise les valeurs de C_{pi} correspondant à ($h/d \leq 0.25$) de la figure 5.14 de RNVA 2013

$$\mu_p = \frac{10 \cdot (4 \cdot 1) + 2 \cdot (5 \cdot 5.80)}{12 \cdot (4 \cdot 1) + 3 \cdot (5 \cdot 5.80)} \Rightarrow \mu_p = 0.72 \quad \text{c la meme que dans le sens V1}$$

$C_{pi} = -0.3$ (D'après la figure (5.14) (RNV)).

Cas de vent perpendiculaire au long pan (Gauche): (sens V4) :

Dans ce cas le vent perpendiculaire au long pan le rapport $h/d = 8.35/20 = 0.41 \Rightarrow$ le rapport (h/d) comprise entre ($h/d = 0.25$) et ($h/d = 1$) on utilise l'interpolation linéaire pour déterminer les valeurs de C_{pi} selon la Note de figure 5.14 de RNVA 2013.

$$\text{On calculé } \mu_p = \frac{8 \cdot (4 \cdot 1) + 2 \cdot (5 \cdot 5.80)}{12 \cdot (4 \cdot 1) + 3 \cdot (5 \cdot 5.80)} \Rightarrow \mu_p = 0.66$$

Avec une interpolation linéaire on utilise la formule suivant :

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0) \dots \dots [La formule de l'interpolation]$$

$$f(0.66) = -0.3 + \frac{-0.12 - (-0.05)}{1 - 0.25} \times (1 - 0.25) = -0.088$$

$$C_{pi} = -0.088$$

4.2.4 Calcul de la pression aérodynamique :

La pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue a l'aide de la formule suivant :

- Si une face de la paroi est intérieure a la construction, l'autre extérieure :

CHAPITRE II EVALUATION DES CHARGES

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) \times [Cpe - Cpi] \dots \dots \dots [N/m^2] \text{ (RNVA2013 Chap 2, formule 2.6)}$$

Vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

- Parois verticales :

ZONE	$q_p(Z_e)$	Cpe	Cpi	$W(z_j)$ [N/m ²]
A	857.95	-1	-0.1	-772.155
B	857.95	-0.8	-0.1	-600.565
C	857.95	-0.5	-0.1	-343.98
D	857.95	0.8	-0.1	772.125
E	857.95	-0.3	-0.1	-171.59

Tableau II.12 valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de V1

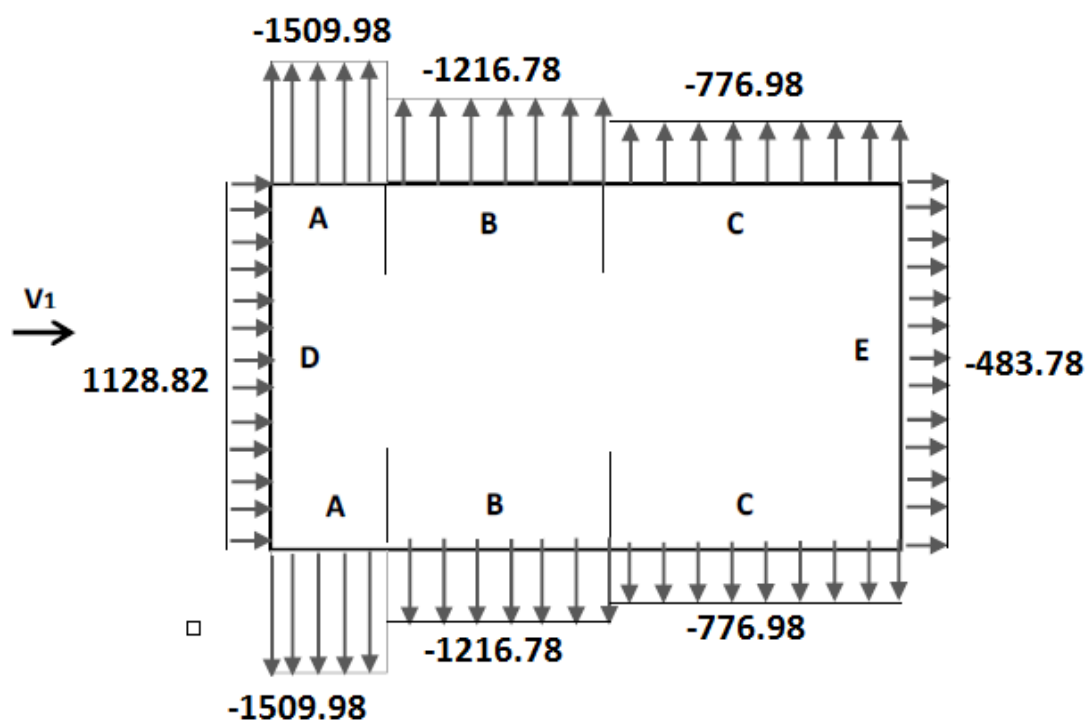


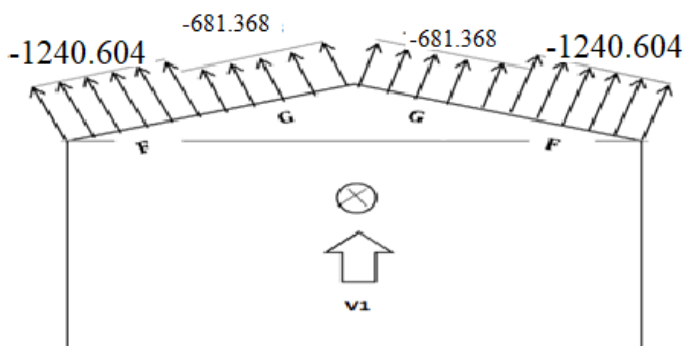
Figure II.10 : la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de V1

Toiture

CHAPITRE II EVALUATION DES CHARGES

ZONE	$q_p (Ze)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j) [N/m^2]$
F	803.5	-1.644	-0.1	-1240.604
G	803.5	-0.948	-0.1	-681.368
H	803.5	-0.41	-0.1	-249.085
I	803.5	-0.7	-0.1	-482.1

Tableau II.13 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture cas de V



**Figure II.11: la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture cas de
Vent perpendiculaire au long pan (Droite) : (sens V2,V4)**

Parois verticales :

ZONE	$q_p (Ze)$	C_{pe}	C_{pi}	$W (z_j) [N/m^2]$
A	857.95	-1	-0.36	-549.088
B	857.95	-0.8	-0.36	-377.498
C	857.95	-0.5	-0.36	-120.113
D	857.95	0.8	-0.36	995.22
E	857.95	-0.3	-0.36	51.477

Tableau II.14 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de V2

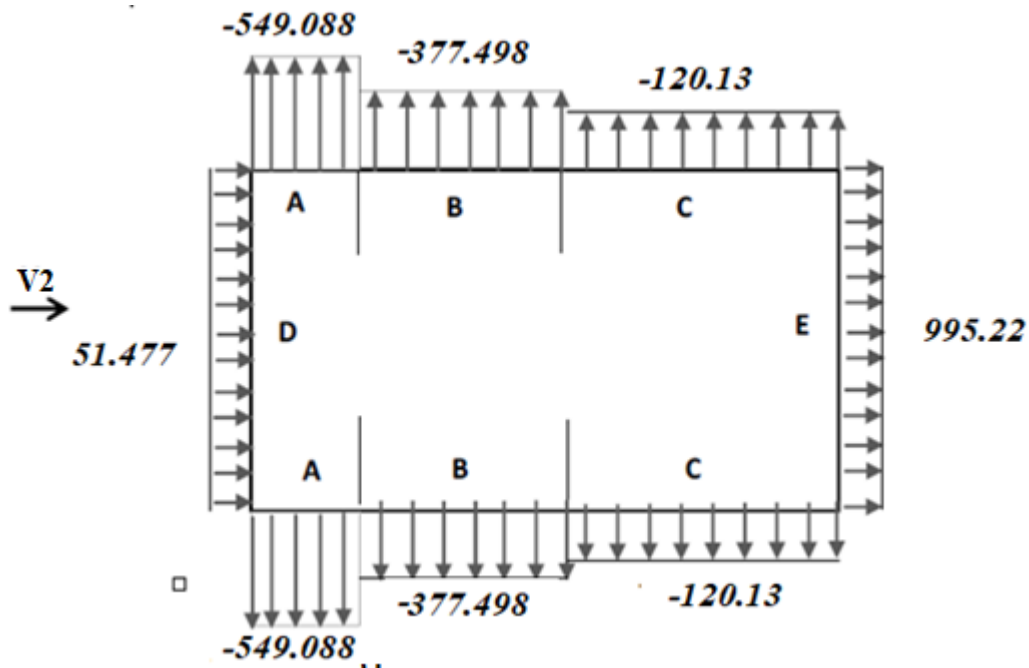
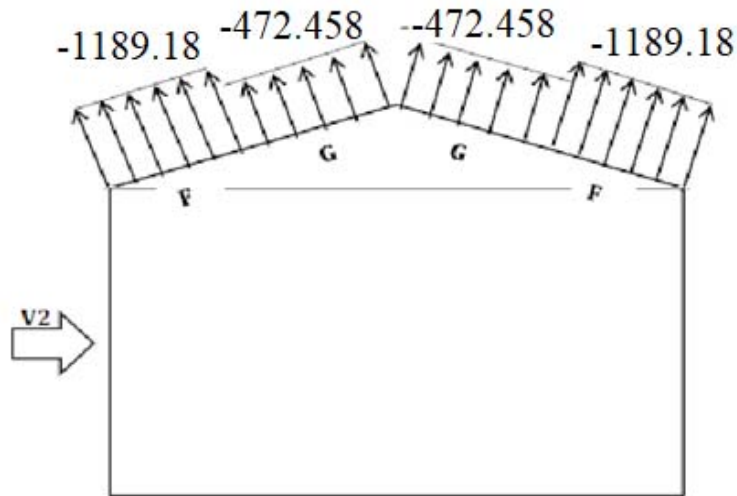


Figure II.12: la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de V2

Toiture :

ZONE	$q_p (Z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j) [N/m^2]$
F	803.5	-0.787	-0.36	-1189.18
G	803.5	-1.052	-0.36	-472.458
H	803.5	-0.489	-0.36	-618.695
I	803.5	-0.748	-0.36	-425.0515
J	803.5	-0.526	-0.36	-329.435

Tableau II.15 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture cas de V2

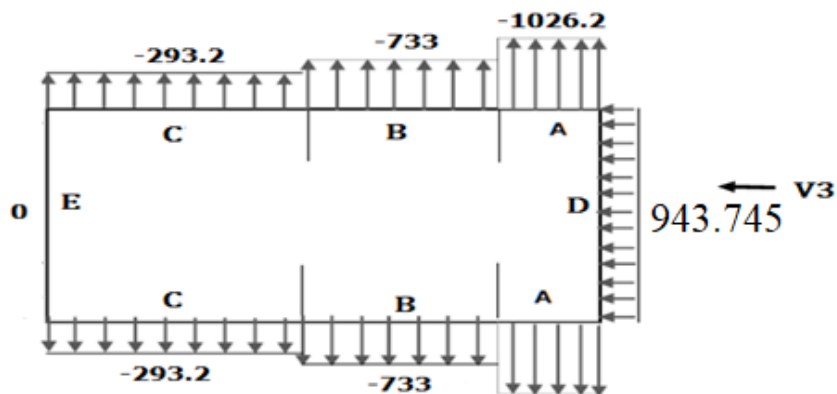


**Figure II.13: la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture cas de V2
Vent perpendiculaire au pignon (sens V3) :**

Parois verticales :

<i>ZONE</i>	$q_p (Z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j) [N/m^2]$
A	857.95	-1	-0.3	-1026.2
B	857.95	-0.8	-0.3	-733
C	857.95	-0.5	-0.3	-293.2
D	857.95	0.8	-0.3	943.745
E	857.95	-0.3	-0.3	0

Tableau II.16 valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de V3



**Figure II 14 : la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de
V3**

CHAPITRE II EVALUATION DES CHARGES

Toiture :

ZONE	$q_p (Ze)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j) [N/m^2]$
F	803.5	-1.2853	-0.3	-791.6885
G	803.5	-1.4	-0.3	-883.85
H	803.5	-0.637	-0.3	-270.7795
I	803.5	-0.537	-0.3	-190.4295

Tableau II.17 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture cas de V3

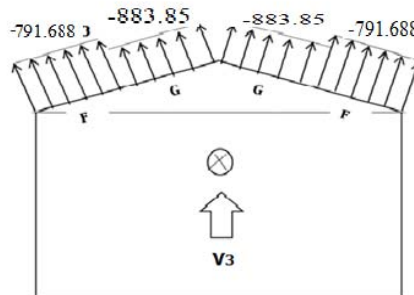


Figure II.15: la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture cas de V3

Vent perpendiculaire au long pan (Gauche): (sens V4) :

Parois verticales :

ZONE	$q_p (Ze)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j) [N/m^2]$
A	857.9	-1	-0.088	-96.0648
B	857.9	-0.8	-0.088	75.4952
C	857.9	-0.5	-0.088	332.8652
D	857.9	0.8	-0.088	504.4452
E	857.9	-0.3	-0.088	-96.0648

Tableau II.18 valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de V4

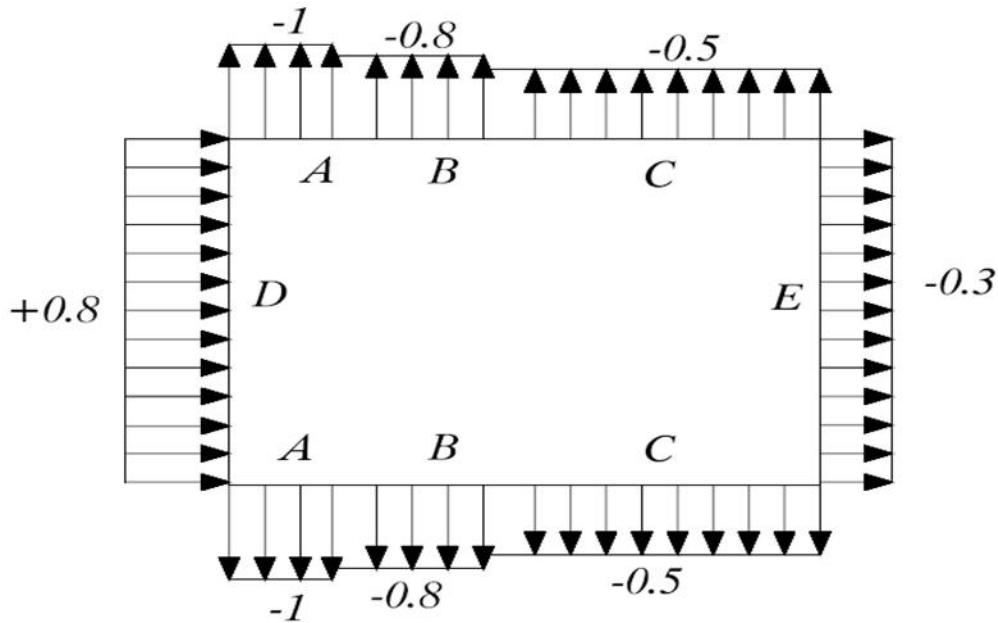


Figure II.16 : la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de V4

Toiture :

ZONE	z_e (Ze)	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m^2]
F	803.5	-1.644	-0.088	-607.446
G	803.5	-1.172	-0.088	-228.194
H	803.5	-0.579	-0.088	242.657
I	803.5	-0.586	-0.088	242.657
J	803.5	0.628	-0.088	1218.106

Tableau II.19 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture cas de V4

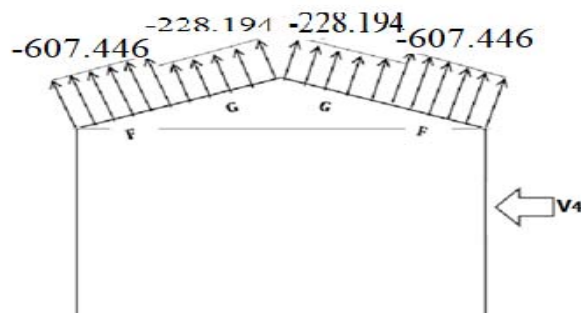


Figure II.17: la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture cas de V4

5.4 Calcul de la force de frottement

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit $d/b \geq 3$ et $d/h \geq 3$

- ✓ **b**: la dimension de la construction perpendiculaire au vent.
- ✓ **h**: la hauteur de la construction.
- ✓ **d**: la dimension de la construction parallèle au vent.

La force de frottement F :

$$F_{fr} = \sum [q_{dyn}(z_j) * C_{fr} * S_{fr,j}] \quad [daN] \text{ (formule 2.8).}$$

q_{dyn}(z_j) : est la pression dynamique du vent à la hauteur considérée (en daN/m²).

S_{fr,j}: est l'aire de l'élément de la surface considérée (en m²) .

C_{fr,j}: est le coefficient de frottement.

Etat de surface	Coefficient de frottement C_{fr}
Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, parois enduite, etc..)	0,01
Rugueux (béton rugueux, parois non enduite, etc.)	0,02
Très rugueux (ondulation perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc.)	0,04

Tableau II.20 : Valeur de coefficient de frottement.

On prendra dans notre cas un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaire à la direction du vent; Donc $C_{fr} = 0,04$

Direction du vent (Vent \perp pignon):

CHAPITRE II EVALUATION DES CHARGES

$$\frac{d}{b} = \frac{42}{20} = 2.01 < 3$$

Non vérifiée

$$\frac{d}{H} = \frac{42}{8.35} = 5.02 > 3$$

Vérifiée

L'une des conditions est vérifiée. Il y a lieu de considérer les forces de frottement.

➤ Pour les parois verticales

$$A_{fr} = (42 \times 6) \times 2 = 504 \text{ m}^2.$$

$$F_{fr} = 85.795 \times 0,04 \times 504 = 1729.6272 \text{ daN.}$$

➤ Pour la toiture:

$$A_{fr} = 10.27 \times 42 \times 2 = 862.68 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 80,35 \times 0,04 \times 862.68 = 2772.65 \text{ daN}$$

Donc La Force de frottement résultant:

$$F_{fr} = 1729.6272 + 2772.65 = 4502.27 \text{ daN.}$$

Remarque:

L'aire de frottement pour la toiture (A_f) est déterminée en introduisant la largeur développée de la toiture, soit $10.27 / \cos(13.27) = 10.55 \text{ m}$.

6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques).

Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (panne, poteau, ...)

CHAPITRE III

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

SECONDAIRES

1. Introduction

Dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments porteurs du structure Dans ce chapitre on va dimensionner et vérifier les éléments secondaires : pannes, potelets, lisse de bardage et liernes.

2. DIMENSIONNEMENT DES PANNEAUX DE COUVERTURE

2.1 Principe de choix d'un panneau sandwich:

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante.

Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architectural

2.2 Panneau de couverture:

Pour choisir le panneau de couverture qui convient à notre structure, on doit savoir la charge du vent maximale sollicité la toiture, et nombre d'appuis de séquelle le panneau de couverture sera appuyé ainsi que l'épaisseur de la couverture.

Dans notre cas, la charge maximale du vent est égale à $W=-1240.604\text{N/m}^2$ (dépression)

Suivant une fiche technique on va choisi l'épaisseur de panneau couverture pour déterminer leur entraxe maximal et le poids propre.

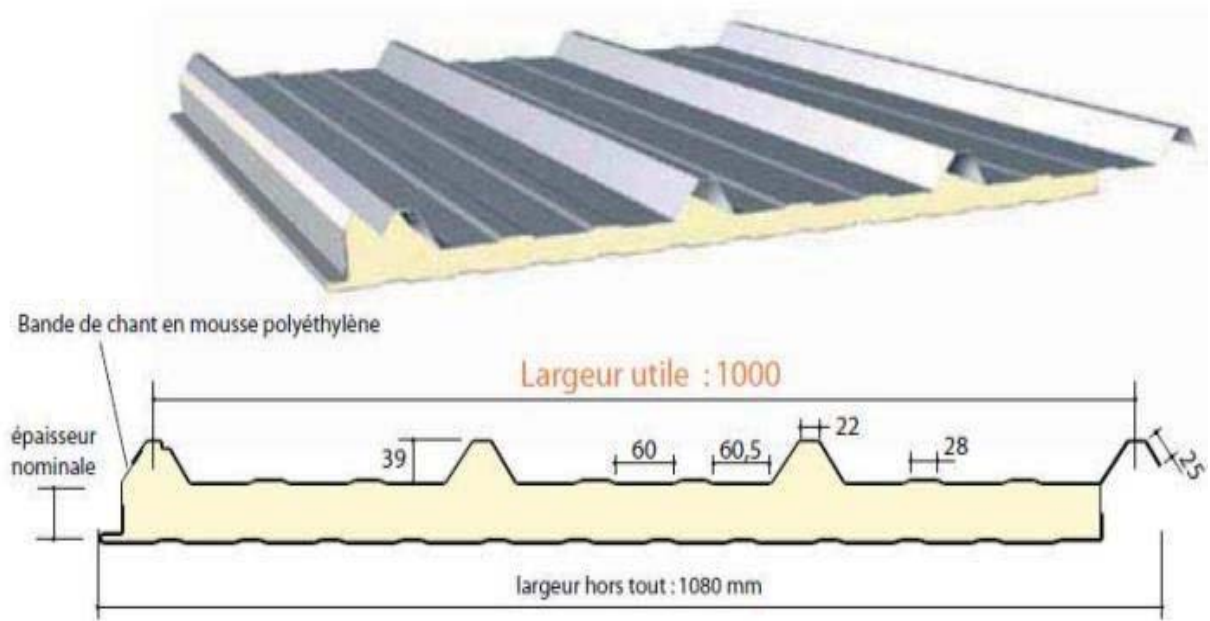


Figure III.1 : détail de panneau sandwich (couverture).

- Détermination de poids propre de la couverture:

On fait choisit un panneau de couverture de 40mm d'épaisseur ce qui donne un poids de **12.9 kg/m²** d'après ce tableau ci-dessous;

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75						
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63						
	Largeur utile	1000 mm						
	Largeur hors tout	1080 mm						
	Longueur maximale hors tout	16000 mm						
	Débord en extrémité	50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm						
PONDERALES (kg/m²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1

Tableau III.1 le poids propre de panneau correspondante à chaque épaisseur

- Détermination de la portée maximale

On suppose que le panneau de couverture soit repose sur plusieurs appuis (pannes), à l'aide de la fiche technique des panneaux sandwichs de couvertures.

(byArceloMital) \Rightarrow D'après le tableau annexel on adopte pour une portée maximale entre les pannes de **3m**.

On prend l'entraxe entre les pannes $e=1.3m$.

3. Etude des panes

3.1 Définition

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanents (poids propre de la couverture) , d'exploitations et climatiques.

Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en (**I**), ou bien en (**U**), soit en profilés formés à froid en (**Z**), (**U**), (**Σ**) ou en treillis pour les portées supérieures à **6m**. Dans notre structure nous utiliserons des IPE

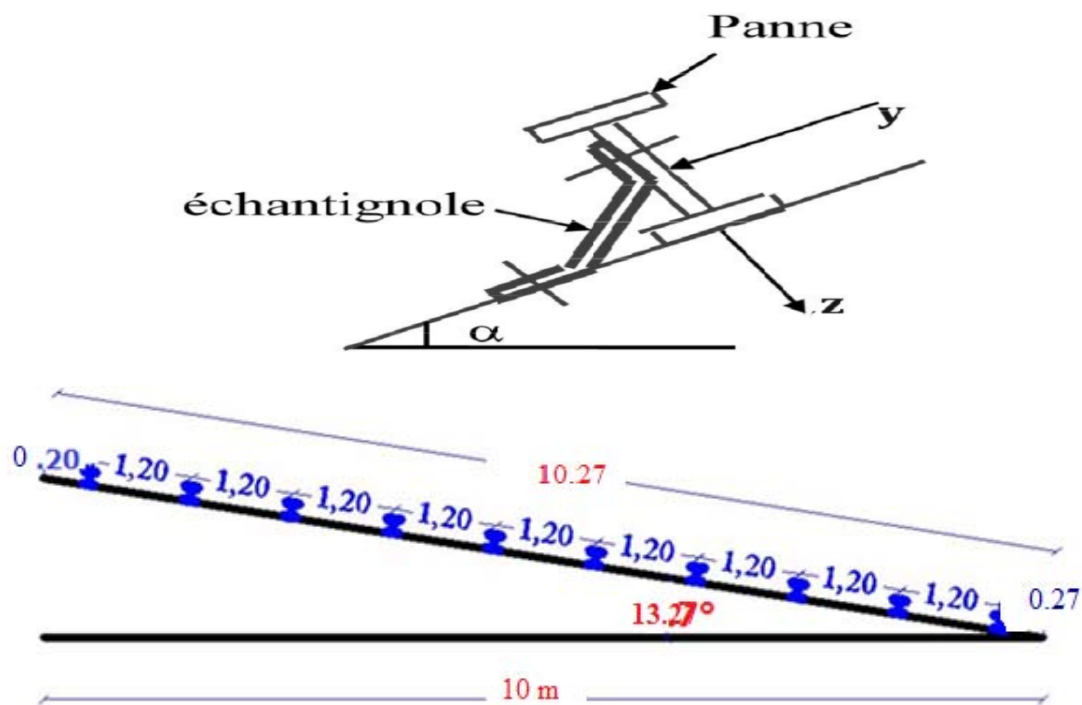


Figure III. 2. Disposition de la panne.

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée $L=6\text{m}$, incliné d'un angle $\alpha = 13.27^\circ$ et dans l'entraxe « e » égale à **1,2 m**.

3.2. Détermination des sollicitations:

3.2.1. Evaluation des charges et surcharges:

a) Les charges permanentes (G) :

Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....12.9Kg/m².

Poids propre d'accessoire d'attache.....1.07Kg/m².

Poids propre de la panne estimé(IPE120).....10.4Kg/m.

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) * e + P_{\text{panne}}$$

e : espacement entre les pannes (e= 1,2m)

$$G = (12.9 + 1.07) * 1.2 + 10.4 = 27.9 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0.279 \text{ KN/m.}$$

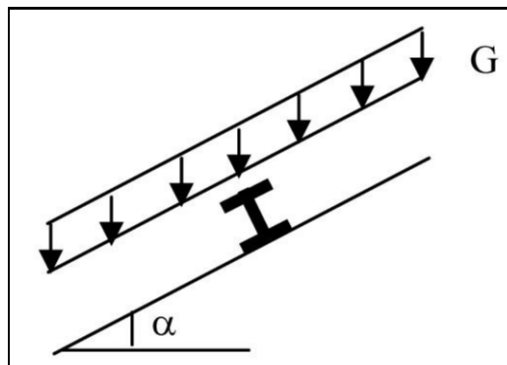


Figure III. 3. Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

b) Surcharges d'entretien (P) :

Dans le cas des toitures inaccessible on considéré uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente deux charges concentrées de 100Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.(D'après le DTR BC 2.2).

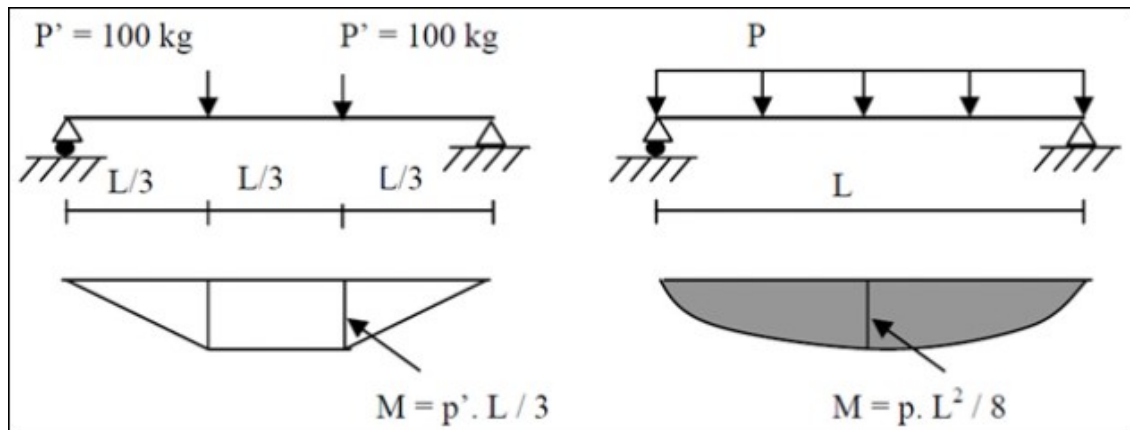


Figure III.4 :Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitations), on cherche la charge uniformément répartie équivalente qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées. La charge uniformément répartie (P_{eq}) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant le moment maximal au moment maximal du aux charges ponctuelles (P).

$$M^{\max} = \frac{p'l}{3} = \frac{P*(l)^2}{8} \quad P=8*P' / 3*l=8*100 / 3*6 = 33,33 \text{ kg/ml} = 0,333\text{KN/ml}$$

$$G = 0.279\text{KN/ml.}$$

$$Q = 0.333\text{KN/ml.}$$

c) Surcharges climatiques :

- surcharges de la neige :

La charge de la neige maximale est $S = 0.084 \text{ kN/m}^2$ D'où

$$S = (0.084 \times 1.2) = 0.10 \text{ KN/ml} \quad \mathbf{S = 0.10 \text{ KN/ml}}$$

$$S = 0.101 \text{ KN/ml.}$$

- Surcharges du vent :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent V1 de dépression défavorable dont le $C_{pi} = -0,1$ zone F tel que la charge considérée est : - 1240.604 N/m^2

$$W = -1240.604 \times 1.2) = -1488.7248 \text{ N/m}$$

$$W = -1.48 \text{ KN/ml.}$$

3.2.2 Décomposition des charges :

- Suivant l'axe Z-Z :

$$G_z = G \cos \alpha = 0,271 \text{ KN/m.}$$

$$Q_z = Q \cos \alpha = 0,324 \text{ KN/m.}$$

$$W_z = W = -1,48 \text{ KN/m.}$$

$$S_z = S \cos \alpha = 0,097 \text{ KN/m.}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$G_y = G \sin \alpha = 0,064 \text{ KN/m. } Q_y = Q \sin \alpha = 0,076 \text{ KN/m.}$$

$$W_y = 0 \text{ KN/m.}$$

$$S_y = S \sin \alpha = 0,023 \text{ KN/m}$$

3.2.3 Les combinaisons d'actions

*** ELU :**

- Suivant l'axe z-z

$$\text{Comb 1} = 1.35G_z + 1.5Q_z = 0.851 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_z + 1.5S_z = 0.511 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + 1.5W = -1.949 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 4} = G_z + 1.35W + S_z = -1.63 \text{ KN/ml}$$

- Suivant l'axe y-y

$$\text{Comb 1} = 1.35G_y + 1.5S_y = 0.1209 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.2004 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = 1.35G_y = 0.064 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée est:

$$q_{uz} = G_z + W = -1.949 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.2004 \text{ KN/ml}$$

*** ELS**

- Suivant l'axe z-z :

$$\text{Comb 1} = G_z + Q_z = 0.595 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_z + S_z = 0.372 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + W = -1.209 \text{ KN/ml}$$

- Suivant l'axe y-y:

$$\text{Comb 1} = G_y + Q_y = 0.140 \text{ KN /ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_y + S_y = 0.087 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_y + W = -1.416 \text{KN/ml}$$

Selon les deux axes Y et Z ; les charges maximales à l'ELS /ml revenant à la panne la plus sollicitée est:

$$q_{sz} = G_z + W = -1.209 \text{KN/ml}$$

$$q_{sy} = G_y + W = -1.416 \text{KN/ml}$$

3.3 Principe de pré dimensionnement

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale).

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

*Condition de flèche (l'ELS).

Condition de résistance (l'ELU).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

3.3.1 Vérification à l'ELS (flèche)

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $F \leq F_{adm}$.

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$F_z = \frac{5 \times Q_{sz} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq L/200$$

$$\Rightarrow I_y = \frac{200 \times 5 \times Q_{sz} \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y = \frac{200 \times 5 \times 1.209 \times 10^{-2} \times 600^3}{384 \times 21000} = 323.83 \text{cm}^4$$

donc on adopte pour un IPE140 Ce que nous donne $I_y \geq 323.83 \text{cm}^4$

- Ces caractéristiques sont :

$$A = 20.09 \text{cm}^2 \quad P = 12.9 \text{Kg/ml}$$

$$H = 160 \text{mm} \quad b = 82 \text{mm}$$

$$T_w=5\text{mm}$$

$$t_f=7.4\text{mm}$$

- Poids propre réel :

$$G = (P_{\text{couverture}} + \text{Accessoire}) \times e + P_{\text{panne}} = (12.9+1.7) \times 1.2 + 12.9 = 30.42 \text{ Kg/ml}$$
$$G = 0.304 \text{ KN/ml}$$

$$G_Z = 0,304 \times \cos 13,27^\circ = 0,295 \text{ KN/ml}$$

$$G_Y = 0,304 \times \sin 13,27^\circ = 0.069 \text{ KN/ml}$$

* Les combinaisons les plus défavorables :

ELU :

- Suivant l'axe z-z :

$$1.35G_Z + 1.5Q_Z = 0.580 \text{ KN/ml}$$

$$G_Z + W_Z + S_Z = -1.602 \text{ KN/ml}$$

$$G_Z + W = -1.925 \text{ KN/ml}$$

- Suivant l'axe y-y :

$$1.35G_Y + 1.5S_Y = 0.0620 \text{ KN/ml}$$

$$1,35G_Y = 1.35G_Y + 1.5Q_Y = 0.107 \text{ KN/ml} \quad 0.041 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée est :

$$q_{uz} = G_Z + W = -1.925 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.35G_Y + 1.5$$

$$Q_Y = 0.207 \text{ KN/ml}$$

ELS :

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELS /ml revenant à la panne la plus sollicitée est :

$$q_{sz} = G_Z + W = -1.185 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = G_Y + Q_Y = 0.145 \text{ KN/ml}$$

3.3.2 Dimensionnement des pannes :

$$A- \text{Condition de la flèche(ELS): } \sqrt{F_z^2 + F_y^2} \leq f_{adm}$$

* Calcul de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$F_z = \frac{5 \times Q_{sz} \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq L/200$$

$$F_z = \frac{200 \times 5 \times 1.185 \times 10 \times 600^3}{384 \times 210000 \times 100 \times 541.2} = 0.004$$

***Calcul de la flèche suivant l'axe y-y :**

$$F_y = \frac{5 \times Q_{sy} \times l^4}{384 \times E \times I_z} \leq L/200$$

$$F_y = \frac{5 \times 0.145 \times 10 \times 600^3}{384 \times 210000 \times 100 \times 44.92} = 0.001$$

$$\sqrt{F_z^2 + F_y^2} \leq f_{adm}$$

$$\sqrt{0.004^2 + 0.001^2} = 0.0041 \leq f_{adm} = 3 \quad \text{vérifier.}$$

B- Condition de la résistance (ELU):

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes :

- Vérification à la flexion déviée

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta \leq 1$$

$\alpha = 2$ (profile en I)

$$B = 5m \geq 1 ; m = N/N_{pl} = 0 \quad \beta = 1$$

$$M_{sd} = qL^2/8$$

Axe Z-Z :

$$M_{y,sd} = Q_z * l^2/8 = 1.925 * 36/8 = 8.6625 \text{ KN.m}$$

Axe Y-Y :

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE

$$M_{zsd} = Q_y \cdot l^2 / 8 = 0.207 \cdot 36 / 8 = 0.931 \text{ KN.m}$$

Détermination de la classe de profile :

$$Ame : d/tw = 112,2/5 = 4.7 \leq 72\varepsilon$$

$$Et : \varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/235)} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1$$

\Rightarrow Ame de classe 1

$$\text{Semelle : } c/tf = (b/2)/tf = 36.5/6.9 = 5,28 \leq 10\varepsilon = 10$$

\Rightarrow Semelle de classe 1

Donc la section de classe 1 ; $\gamma_{m0} = 1$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{y,pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88.34 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 29.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{z,pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{19.5 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 6.13 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta \leq 1$$

$$\left[\frac{20.574}{29.12} \right]^2 + \left[\frac{0.481}{6.13} \right]^1 = 0.58 \leq 1 \quad \text{vérifiée}$$

donc la flexion bi-axiale est vérifiée ;

- Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq 0,5V_{plz,Rd} \quad ; \quad V_{y,sd} \leq 0,5V_{ply,Rd} \quad (\text{CCM97-5.4.6 formule 5.20})$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad ; \quad V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{IPE140 : } A_{vz} = 764 \text{ mm}^2 \quad ; \quad A_{vy} = 1115 \text{ mm}^2$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{1115(235/\sqrt{3})}{1,1} = 137,53 \text{ kN.}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{764(235/\sqrt{3})}{1,1} = 94,23 \text{ kN.}$$

$$V_{z,sd} = \frac{q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{1,51 \times 6}{2} = 4,53kN.$$

$V_{z,sd} = 4,53kN < 0,5V_{plz,Rd} = 0,5 \times 94,23 = 47.11kN$. **Condition vérifiée.**

$$V_{y,sd} = 0,625 \times q_{y,d} \cdot l = 0,625 \times 0,15 \times 6 = 0,56 kN.$$

$V_{y,sd} = 0,56kN < 0,5V_{ply,Rd} = 0,5 \times 137,53 = 68.76kN$. **Condition vérifiée**

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée. Et pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant

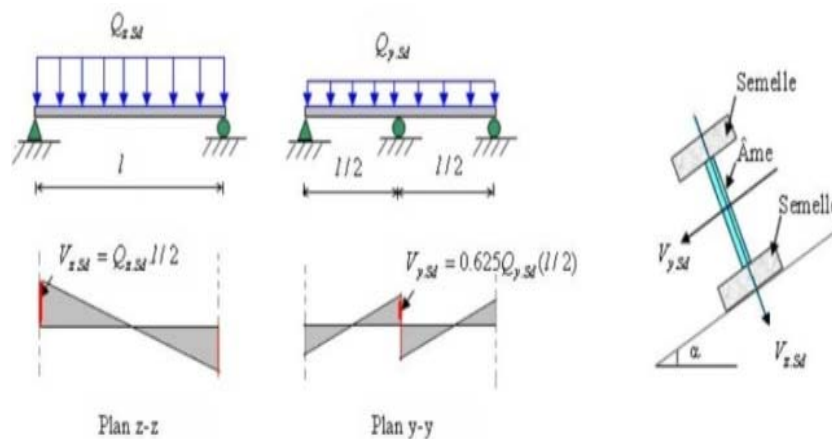


Figure III.5 : Cisaillement des pannes

c) Vérification de l'élément (La panne en IPE 140) au déversement.

Déversement = Flambement latéral

Rotation de la section transversale.

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE

- Semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture donc il n'y a pas de risque de déversement.
- Semelle inférieure qui est comprimée sous l'action de vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

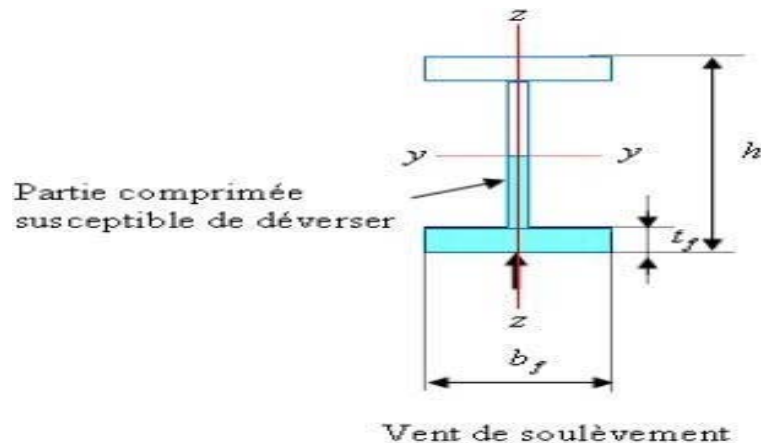


Figure III.6 : La partie susceptible de déverser de la panne

La formule de vérification au déversement est la suivante :

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \text{ [KN.m]} \dots \text{ [ECO3 5.5.2, formule (5.48)].}$$

$$M_{zsd} = Q_y \cdot l^2 / 8 = 0.12 \cdot 36 / 8 = 0.931 \text{ KN.m}$$

$$M_{ysd} = Q_z \cdot l^2 / 8 = 1.925 \cdot 36 / 8 = 8.6625 \text{ KN.m}$$

avec:

$$G + 1,5W = -1,375 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\beta_w = 1$ Pour les sections de classe (1) et (2)

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE

$M_{b,rd}$: Moment résistant au déversement.

$M_{b,rd}$: Moment sollicitant

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} : \text{Coefficient de réduction . (CCM97-5.5.1.1 formule 5.46)}$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$: Pour les profilés laminés.

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} / C_1 = 1.132 \text{ et Tel que : } L = 300 \text{ mm ; } i_z = 1.65 \text{ mm ;}$$

$h = 140 \text{ mm ;}$

$t_f = 7.4 \text{ mm ; } h = 140 \text{ mm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{6000}{16,5}}{1,132^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{6000/16,5}{140/6,9} \right)^2 \right]^{0,25}} = 168.34$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \text{Élancement réduit} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times (\beta A)^{0,25} = \sqrt{\beta A} \times \frac{\lambda_{LT}}{93,9\epsilon} \sqrt{\beta A} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9} = \frac{168.34}{93,9} = 1.79 \geq 0,4 \quad \text{il y'a risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21(1,79 - 0,2) + 1,79^2 \right] = 2.26$$

→ Le coefficient de réduction pour le déversement:

$$\chi_{LT} = \sqrt{\frac{1}{2.26 + \sqrt{2.26^2 - 1.79^2}}} = 0.52$$

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{brd} = \frac{0.52 \times 1 \times 88.34 \times 235}{1.1} = 9813.77 \text{ KN}$$

$$M_{sd} < M_{brd} \rightarrow M_{sd} = 8.66 \text{ KN.m} \leq M_{brd} = 9813.77 \text{ KN.m}$$

→ **Donc**: La condition est vérifiée ; on adopte IPE140.

3.4. Calcul de l'échantignolle

3.4.1. Introduction

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher des pannes sur les traverses.

Le principe effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement du au chargement (surtout sous l'action de soulèvement de vent).

L'excentrement « t » :

« t » est limité par la condition suivante :

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

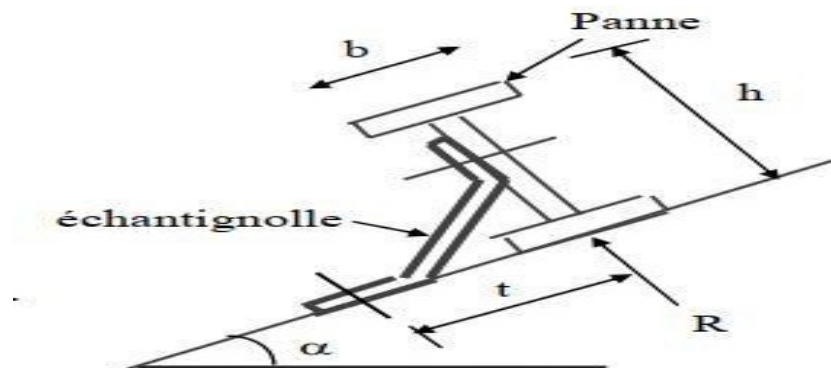


Figure III.7 : Les dimensions d'un échantignolle

Pour un IPE 140 : $b = 7.3 \text{ cm}$ et $h = 14 \text{ cm}$

Donc on prend $t = 8 \text{ cm}$.

Echantignolle de rive :

$$R_y = (q_{(ysd)} \times l) / 2 = (0.207 \times 6) / 2 = 0.62 \text{ KN}$$

$$R_z = (q_{(zsd)} \times l) / 2 = (1.925 \times 6) / 2 = 5.77 \text{ KN}$$

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE

Echantignolle intermédiaire:

$$R_y = 13,68 \times 2 = 27,36 \text{ daN}$$

- L'épaisseur de l'échantignolle :

Les échantignolles sont généralement des tôles pliées à froid, de la classe minimale (classe 3).

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

$$M_{sd} = M_r \leq \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$R_z = -387,54 \times 2 = -775,08 \text{ daN}$$

Calcul du moment de renversement M_r

M_r sera déterminée par rapport à la section d'encastrement :

$$q_{ysd} = 1,35G \times \sin \alpha = 1,35 \times [12,9 + 1,1 \times 14,2] \times \sin 13,27^\circ = 4,56 \text{ daNm}$$

$$M_r = R_y \times t + R_z \times \frac{h}{2} = 0,62 \times 0,08 + 5,77 \times 0,07 = 0,45 \text{ KN.m}$$

3.4.2 Dimensionnement l'échantignolle :

Flexion simple:

Remarque :

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid. la classe de la section est au moins de classe 3.

Alors on vérifie Avec :

$$M_{sd} < M_{el;rd}$$

$$M_{el;rd} = \frac{W_{el;rd} \times f_y}{\gamma_0}$$

$$M_{sd} = M_r \leq \frac{W_{el;rd} \times f_y}{\gamma_0} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M_r \times \gamma_0}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{450 \times 1.1}{253} = 175.8 \text{ mm}^3$$

$$W_{el} = \frac{b \times e^2}{6} \text{ pour les sections rectangulaires.}$$

Remarque : la largeur de l'échantignolle (b) est prise après avoir dimensionné la traverse. On prend $b=18\text{cm}$

$$e \geq \sqrt{\frac{W_{el} \times 6}{b}} = \sqrt{\frac{0.1758 \times 6}{18}} = 0.24 \text{ cm}$$

Donc on prend une échantignolle de \emptyset ou bien $e = 4 \text{ mm}$

3.4.3 Conclusion.

On prend un échantignolle de $e = 4 \text{ mm}$

4. Calcul les liernes

4.1 Introduction

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.

4.2 Les efforts dans les liernes

Le poids propre de la panne d'IPE 140 :

$$G = 15.8 \text{ Kg/ml}$$

La combinaison de charge est la suivante :

$$q_{uy} = 1,35G_y + 1,5 S$$

$$G = [(12.5 + 1.5) \times 1,58] + 15.8 = 45.12 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.451 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0.451 * \cos 13.7^\circ = 0,44 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0.451 * \sin 13.7^\circ = 0,047 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1,35 \times 0,047 + 1,5 \times 0,036 = 0.117 \text{ KN/ml}$$

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = q_{uy} \times l_y ; l_y = l/2 = 3\text{m}$$

$$q_{uy} = 0.117 \text{ KN/ml}$$

$$R = 0.177 \times 3 = 0.351 \text{ KN}$$

Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = R/2 = 0.351/2 = 0.175 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L2 :

$$T_2 = T_1 + R = 0.175 + 0.351 = 0.526 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L3 :

$$T_3 = T_2 + R = 0.877 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L4 :

$$T_4 = T_3 + R = 1.228 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L5 :

$$\Theta = 32.88^\circ \text{ (arctang)}$$

$$T_5 = T_4 / 2 \sin 32.88 = 1.131 \text{ KN}$$

4.3 Dimensionnement des liernes tendus :

Le tronçon le plus sollicité est T4

Condition de vérification à la résistance plastique de la section brute :

$$N_{sd} \leq N_{plRd} \text{ et } N_{ptRd} = A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{tsd} = \frac{T_4}{2 \times \cos \alpha} = \frac{1.228}{2 \times \cos 32.88} = 2.340 \text{ KN}$$

L'effort maximal $N_{tsd} = 2.340 \text{ KN}$.

$$N_{sd} \leq A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A_s \geq N_{sd} \frac{\gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{2.340 \cdot 1.1}{23.5} = 0.109$$

$$\varphi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.109}{3.14}} = 0.37 \text{ cm}$$

En prend une barre ronde de diamètre 6 mm

5. Calcul des lisses de bardage:

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisse est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

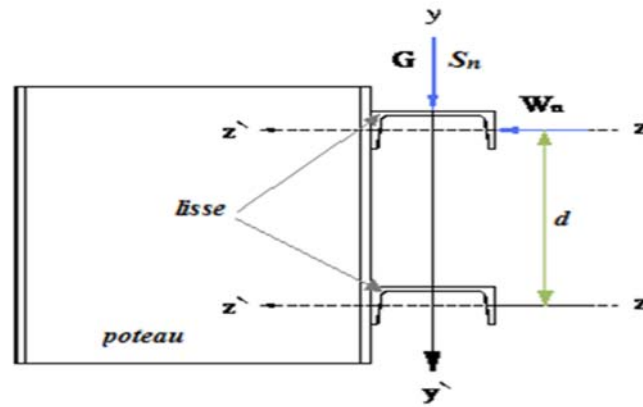


Figure III.8: Disposition de la lisse sur le poteau.

* **Panneaux bardage**

Bardage vertical pour locaux de faible à forte hygrométrie
Fixations apparentes

CARACTERISTIQUES DES PAREMENTS		NORMES
Nuance d'acier	S 350 GD	NF EN 10346
Type de protection	Galvanisé	NF EN 10346 P 54310
	Galvanisé-Peïlaqué	NF EN 10169-1 XP P 34301

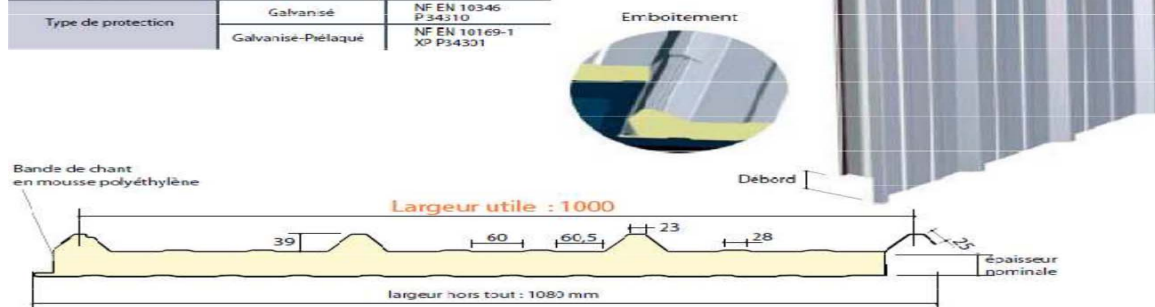


Figure III.9 détail de panneau sandwich (bardage)

- **Données de calcul :**

Chaque lisse repose sur 2 appuis. -porté entre axe des lisses $e=1.3\text{m}$
(espace entre 2 lisse). -On dispose de 3 lignes de lisses sur chaque paroi.

5.1. Détermination des charges et surcharges

➤ **les charges permanentes**

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs)..... 12.9 Kg/m²

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE

- Poids propre d'accessoires d'attaches1.5 Kg/m²
- Poids propre de la lisse estimé (UPE).....13.74 Kg/m

$$G=[(P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times e] + P_{\text{lisse}}$$

e : espacement entre les lisse $e= 1.5 \text{ m}$

$$G=(12.9+1.5)*1.5+13.74=35.34 \text{ Kg /ml}$$

$$G = 0.353 \text{ KN/ml}$$

➤ **La surcharges climatique du au vent**

On calcul les lisse de bardages avec la valeur obtenue : $W=995.22\text{N/m}^2$
(voir chapitre II)

*** Charge due au vent maximale sur les parois verticales :**

$$D'où : W= 0.995 * e = 0.995 * 1.5 = 1.492 \text{ KN/ml.}$$

A) Charges appliquées à l'ELU :

$$Q_{uy}=(1.35G)=0.476 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{uz}=(1.5W)=2.238 \text{ KN/ml}$$

B) Charges appliquées à l'ELS :

$$Q_{sy}=G=0.353 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{sz}=W=1.492 \text{ KN/ml}$$

5.2. Condition de la flèche :

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $f \leq f_{adm}$.

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z):

$$F_z = \frac{5 \times Q_{sz} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq L/200$$

$$I_y \geq \frac{200 \times 5 \times Q_{sz} \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{200 \times 5 \times 1.492 \times 10 \times 600^3}{384 \times 210000 \times 100} \geq 399.64 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profils des IPE on adopte IPE 140 avec

$$I_y = 541.2 \text{ cm}^4$$

Ces caractéristiques sont :

$$I_y = 541.2 \text{ cm}^4$$

$$A = 16.4 \text{ cm}^2$$

$$P = 12.9 \text{ Kg/ml}$$

$$I_z = 44.9 \text{ cm}^4$$

$$H = 140 \text{ mm}$$

$$b = 73 \text{ mm}$$

$$T_w = 4.7 \text{ mm}$$

$$t_f = 6.9 \text{ mm}$$

*** Poids propre réelle :**

La charge G devient alors :

$$G = [P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}] \times e + P_{\text{lisse}} = (12.9 + 1.34) \times 1.5 + 12.9 = 30.61 \text{ kg/ml}$$

$$G = 0.306 \text{ KN/ml}$$

$$P_{\text{accessoire}} = 5 \% (P_{\text{couverture}} + P_{\text{lisse}})$$

$$P_{\text{accessoire}} = 0.05 \times (12.9 + 12.9) = 1.34 \text{ Kg/ml}$$

➤ **La combinaison à l'ELU :**

$$\begin{aligned} q_{uz} &= (1.5 \times W) = 1.5 \times 1.492 = 2.238 \text{ KN/ml} \\ q_{uy} &= (1.35 \times G) = 1.35 \times 0.306 \\ &= 0.413 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

➤ La combinaison à l'ELS :

$$q_{sy} = G = 0.306 \text{ KN/ml}$$

5.3. Dimensionnement des lisses (IPE 140) :

5.3.1 Condition de la flèche :

$$\sqrt{F_z^2 + F_y^2} \leq f_{adm}$$

Calcul de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$F_z = \frac{5 \times Q_{sz} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$F_z = \frac{5 \times 2.28 \times 10 \times 600^3}{384 \times 210000 \times 100 \times 541.2} = 0.003$$

Calcul de la flèche suivant l'axe y-y :

$$F_y = \frac{5 \times Q_{sy} \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0.306 \times 10 \times 600^3}{384 \times 210000 \times 100 \times 44.9} = 0.006$$

$$\rightarrow \sqrt{F_z^2 + F_y^2} \leq f_{adm}$$

$$\rightarrow \sqrt{0.003^2 + 0.006^2} = 0.007 \leq f_{adm} = 3 \quad \text{vérifier}$$

5.3.2 Calcul de la résistance (ELU) :

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes :

A- Vérification à la flexion déviée :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad [EC.3 p163]$$

$$\alpha = 2 \text{ (profilé en I)} \quad B = 5m \geq 1 ; m = N/N_{pl} = 0 \quad \beta = 1 \quad M_{sd} = qL^2/8$$

Axe Z-Z :

$$M_z = \frac{q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{0.413 \times 6^2}{8} = 1.86 \text{ KN.m}$$

Axe Y-Y :

$$M_y = \frac{q_{uy} \times l^2}{8} = \frac{2.238 \times 6^2}{8} = 10.071 \text{ KN.m}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{y,pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88.34 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 20.7599 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{z,pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{19.5 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 4.5825 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{W_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{W_{plz,rd}} \right]^\beta \leq 1$$

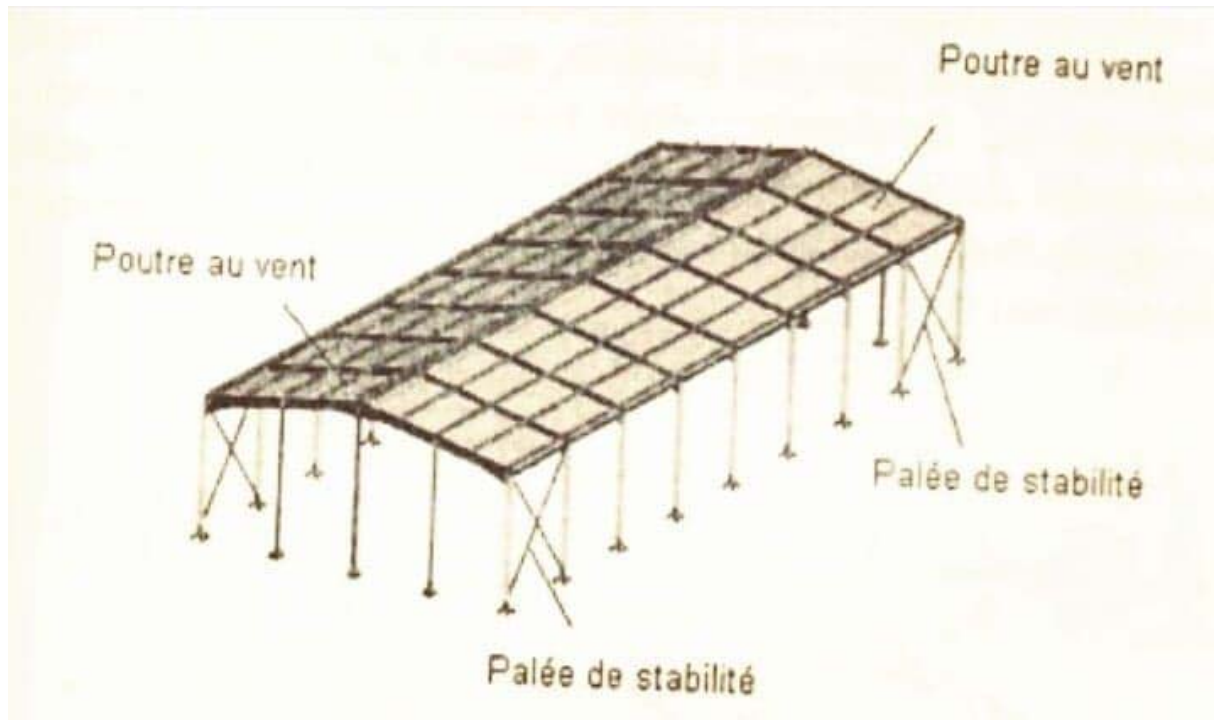
$$\left[\frac{10.071}{20.7599} \right]^2 + \left[\frac{1.86}{4.5825} \right]^1 = 0.58 \leq 1 \quad \text{donc la flexion bi-axiale est vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte IPE 140.

6. ETUDE DES CONTREVENTEMENTS :

6.1 INTRODUCTION :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.



6.2 LES DIFFERENTS TYPES DE CONTREVENTEMENTS:

❖ Contreventements de toiture : (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme la montre la figure ci-dessous. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

❖ Contreventement de façades : (palée de stabilité)

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

6.3 Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse (ferme) du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en

construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

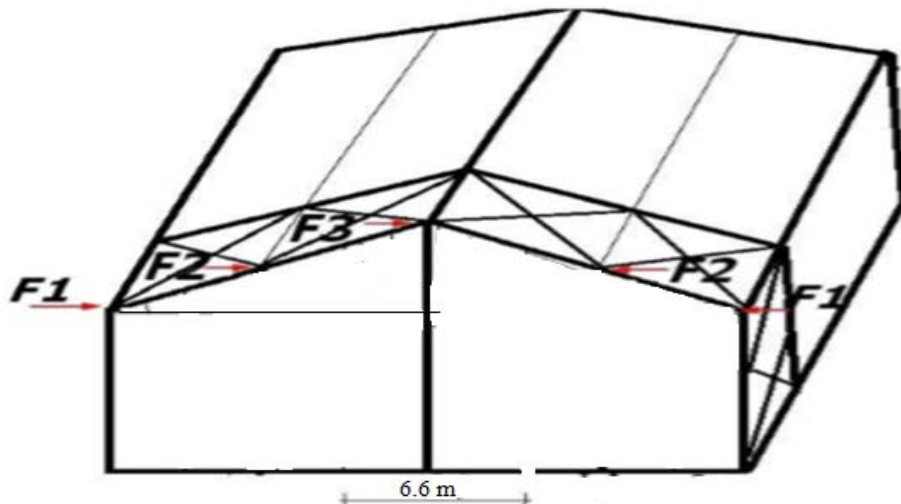


Figure III.10 : Effort du vent sur le pignon

6.4 Calcul de la poutre au vent en pignon :

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

Remarque :

1. Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'elles flambent au moindre effort.
2. Le problème est ramené à calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

Evaluation des efforts horizontaux :

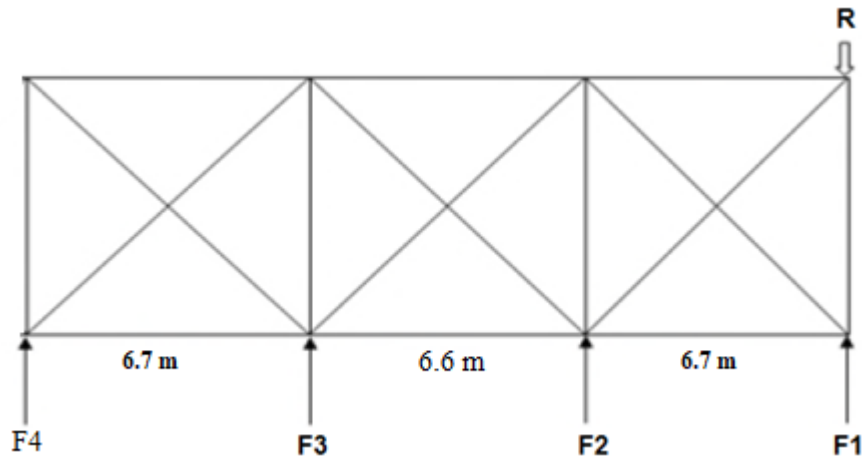


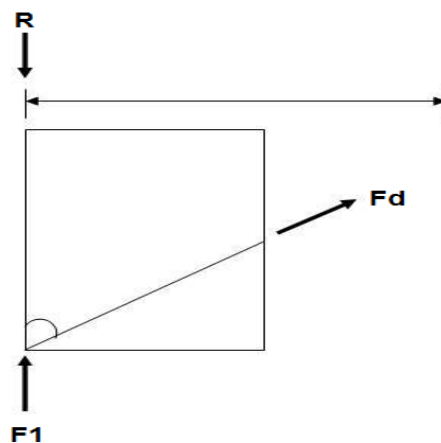
Figure III.11 : poutre au vent

- $F_1 = (V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8}) = (2.7 \times \frac{6}{2} \times \frac{20}{8}) = 48.6 \text{ KN}$
- $F_2 = (V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{8}) = (2.7 \times \frac{7.58}{2} \times \frac{20}{8}) = 102.06 \text{ KN}$

Effort de traction dans diagonales :

L'effort F_d dans les diagonales d extrémités (le plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \times \cos\theta + F_1 = R$$



avec:

$$R = \frac{2 \times F_1 + 2 \times F_2 + F_3}{2}$$

$$R = \frac{2 \times 48.6 + 2 \times 102.06 + 106.92}{2} = 204.12 \text{ KN}$$

$$\tan \theta = \frac{6}{6} \rightarrow \theta = 45^\circ$$

$$D'où: F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{204.12 - 48.6}{\cos(45)} = 219.93 \text{ KN}$$

6.5 Dimensionnement de la diagonale :

- Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$1.5 \times F_d \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\rightarrow A \geq \frac{1.5 \times F_d \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1.5 \times 219.93 \times 10^3 \times 1.1}{235} = 15.44 \text{ mm}^2$$

On adopte une cornière : $2 \times L(75 \times 75 \times 7) A = 20.20 \text{ cm}^2$

Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{sd} \leq N_{u,rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 \times (20.20 - (1 \times 7)) \times 36}{1.25} = 342.14 \rightarrow N_{sd} = 1.5 \times 219.93 = 329.89 \leq$$

$$N_{u,rd} = 342.14 \Rightarrow \text{vérifié}$$

Les doubles corniers $2 L (75 \times 75 \times 7)$ convient pour les diagonales de la poutre au vent

6.6 Calcul de la palée de stabilité en long pan:

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons

transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). on ne fait travailler que les diagonales tendus, comme dans le cas de la poutre au vent.

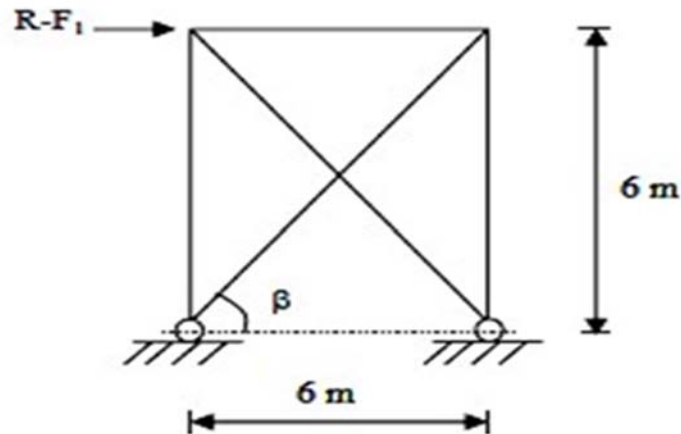


Figure III.12: palée de stabilité en long pan.

Effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N \times \cos\beta = R - F_1 \rightarrow N = \frac{R - F_1}{\cos\beta} = \frac{204.12 - 48.6}{\cos 63.43} = 147.7 \text{ KN}$$

Dimensionnement de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{147.7 \times 10^3 \times 1.1}{235} = 16.27$$

On adopte une cornière : $2 \times L(75 \times 75 \times 8) A = 22.8 \text{ cm}^2$

Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{sd} \leq N_{u,rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 \times (22.8 - (1 \times 8)) \times 36}{1.25} = 383.61$$

$$N_{sd} = 147.7 \leq N_{u,rd} = 383.61 \Rightarrow \text{vérifié}$$

Les doubles corniers 2 L (75 × 75 × 8) convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

7. Etude de la poutre sablière :

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement verticale, donc elle est soumise à un effort horizontal et son poids propre, d'où la vérification se fera en flexion composée.

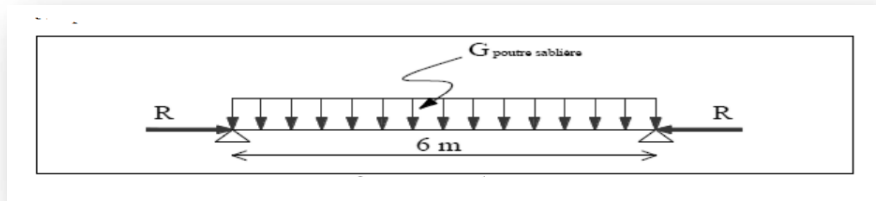


Figure III.13. Schémas statiques de la poutre sablière

La poutre sablière de portique longitudinal intermédiaire reçoit deux réactions de la poutre au vent de pignon calculées précédemment qui sont considérées comme un effort de compression avec :

$$N_{t,sd} = R = 98.07 \text{ KN.}$$

Prédimensionnement :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} \rightarrow A \geq \frac{98 \times 1.1 \times 10^3}{235} \approx 5.62 \text{ cm}^2$$

On adopte un IPE160 avec $A = 20.09 \text{ cm}^2$ et $G = 15.8 \text{ Kg/m}$.

8. Vérification de la poutre sablière au flexion composée :

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE

Si $\bar{\lambda}_{max} \geq 0.2$ en doit tenir compte le risque de flambement, et la vérification à faire est comme suite :

$$N_{tsd} \leq N_{crd} \rightarrow N_{crd} = \frac{\chi \times \beta \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Calcul de χ :

La valeur de λ peut-être calculé parla formule:

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} / C_1 = 1.132 \text{ et}$$

Tel que : $L = 300 \text{ mm}$; $i_z = 1.84 \text{ mm}$; $h = 160 \text{ mm}$;

$t_f = 7.4 \text{ mm}$; $h = 140 \text{ mm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1.84}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1.84}{160/7.4} \right)^2 \right]^{0.25}} = 149.76$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \text{Élancement réduit} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times (\beta A)^{0.25} = \sqrt{\beta A} \times \frac{\lambda_{LT}}{93.9\epsilon} \sqrt{\beta A} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9} = \frac{149.76}{93.9} = 1.59 \geq 0,4 \text{ il y'a risque de déversement}$$

$\alpha = 0.21$ pour les profilés laminés.

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 [1 + 0.21(1.59 - 0,2) + 1.59^2] = 2.26$$

→ Le coefficient de réduction pour le déversement:

$$\chi_{LT} = \sqrt{\frac{1}{2.26 + \sqrt{2.26^2 - 1.59^2}}} = 0.50$$

$\gamma_{M1} = 1.1$: Facteur de corrélation approprié

$$N_{crd} = \frac{0.50 \times 1 \times 235 \times 20.09}{1.1} = 228.86 \text{ KN}$$

$N_t = 147.7 \text{ KN} < N_{c,rd} = 228.86 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée.}$

9. Calcul des potelets :

Les potelets sont des éléments en profile laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions. Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées.

Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions q_w due au vent
- Flamber lorsqu'il est très élancé
- Déverser sous les dépressions du au vent

Ils sont considérés comme articulé dans les deux extrémités.

Le potelet travaille à la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids du bardage et des lisses qui lui est associée, et de ce fait fonctionne à la flexion composé.

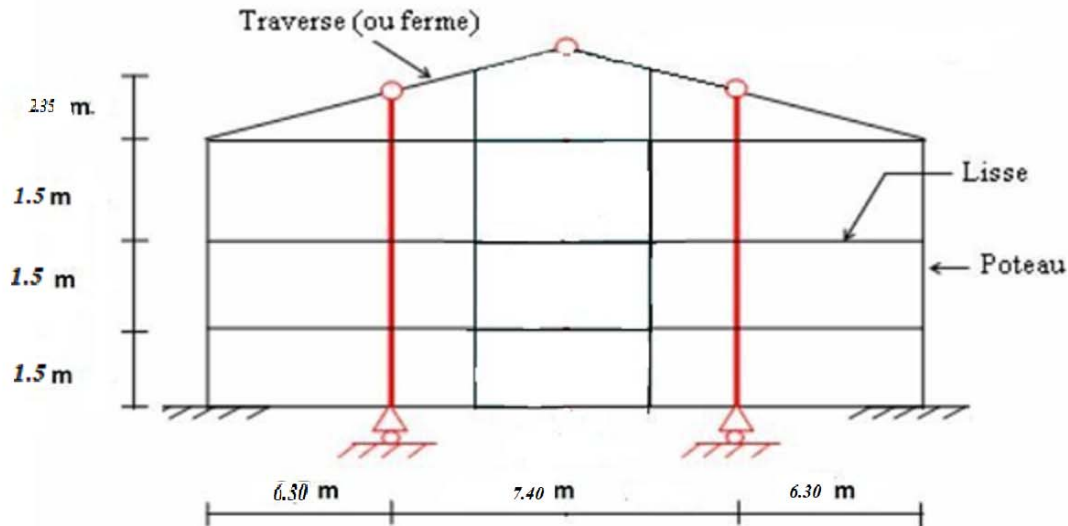


Figure III.14 Les potelets

9.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé :

Charges permanentes G :

Poids du bardage.....12.9Kg/m²

Poids propre de la lisse (IPE 140).....15.8Kg/ml

Poids propre d'accessoire d'attache.....1.5Kg/m²

L'entraxe des potelets est de e=6.40 m G= poids propre du potelet + poids propre des lisses + poids propre du bardage On a 4 lisses supportées par les potelets donc :

$$G=0,13 \times 6,42 \times 3,5 + 0,18 \times 3,5 \times 3 = 4,81(\text{Potelet le plus sollicité}) .$$

Surcharge climatique : W= 0,84 × 3,5 = 2,94 kN/m

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est :

$$W= -1.24\text{KN/m}^2 q_{ws} = w \times e = 1.24 \times 6.40 = 7.93\text{kN/m}$$

9.2 Le pré dimensionnement du potelet :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche : Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est : $f_{ad} = L/200$

9.3. Dimensionnement du potelet

Sous la condition de la flèche :(CCM97-4.2) La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondéré

$$\rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{112}{93,9} = 1,19$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} \quad \text{Avec : } \phi_y = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2].$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{93,9\epsilon} = \frac{\lambda_y}{93,9}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{133}{140} = 0,95 \leq 1,2 \rightarrow \text{axe } (y - y) \text{ courbe } b \rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\phi_y = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 1,38$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} \quad (\text{CCM97-5.5.1.1 formule 5.46})$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,38 + \sqrt{1,38^2 - 1,19^2}} = 0,48$$

- Axe (z-z) :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} \quad \text{Avec : } \phi_z = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2].$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} = \frac{\lambda_z}{93,9}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{l}{i_z} = \frac{6420}{57,3} = 112 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{112}{93,9} = 1,19$$

$$t_f = 9 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe } (z - z) \text{ courbe } c \rightarrow \alpha = 0,49 \quad (\text{CCM97-Tableau 55.1})$$

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^{-2} \right] = 2,81$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} \quad (\text{CCM97-5.5.1.1 formule 5.46})$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,81 + \sqrt{2,81^2 - 1,19^2}} = 0,21$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0,48; 0,21) = 0,21.$$

Détermination de l'élanement réduit vis-à-vis le déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\epsilon} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9}. \quad (\text{CCM97-B2.1-formule B12})$$

λ_{LT} : Élanement de l'élément vis-à-vis le déversement.

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z/l_z}{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} + \left(\frac{l_z/l_z}{h/t_f} \right)^{0,25} \right]} \quad (\text{CCM97-B2.1-formule B21})$$

$$\lambda_{LT} = \frac{6420/57,3}{1,132^{0,5} \times \left(1 + \frac{1}{20} + \frac{6420/57,3}{133/8,5} \right)} = \frac{112,04}{1,15} = 97,43 \quad C_1 = 1,132 \text{ Pour les profilés en I en H.}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9} = \frac{97,43}{93,3} = 1 > 0,4 \text{ Il y a risque de déversement.}$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les sections laminées.

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,21(1 - 0,2) + 1] = 1,4$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,42$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad (\text{CCM97-5.5.4-formule 5.51})$$

$$\mu_y = 1(2 \times 1,3 - 4) + \frac{173510 - 155400}{155400} = -1,28 \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-1,28 \times 46,12}{0,36 \times 3142} = 1,05 \quad \text{Avec } k_y = 1,05 \leq 1,5$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \times 1,19 \times 1,3 - 0,15 = 0,08 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0,08 \times 46,12}{0,44 \times 3142 \times 235} = 0,99.$$

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE

β_{My} : est un facteur de moment équivalent pour le flambement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie $\beta_{My} = 1,3$.

$$N_{sd} = 46,12 \text{ kN.}$$

$$M_{ysd} = \frac{q_{zsd} \times L^2}{8} = \frac{3,68 \times 1,5 \times 6,42^2}{8} = 28,44 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{173,51 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 37 \text{ kN.m}$$

$$N_{ply,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{3142 \times 235}{1,1} = 671,25 \text{ kN.}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1.$$

$$\frac{46,12}{0,21 \times 671,25} + \frac{1,05 \times 28,44}{37} = 0,12 + 0,88 = 1 \leq 1. \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au déversement :

(CCM97-5.5.4-formule5.51)

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{46,12}{0,44 \times 671,26} + \frac{0,99 \times 31,16}{37} = 0,83 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le HEA140 convient comme potelet.

Après les vérifications nécessaires de tous les éléments on a retenus les types suivant :

10. Conclusion :

<u>Elément de la structure</u>	<u>Section et type de Profilé</u>
Panne	IPE 140
Poutre au vent	Double cornière 75 x 75 x 7
Pallé de stabilité	Double cornière 75x 75 x 8
Potelet	IPE 240
Lisse de Bardage	IPE 140
Couvertures	TL 75 (1 mm)
Bardage	TL 75 (1 mm)
LIERNE	Ø 8 mm
POUTRE SABLIERE	IPE 140

CHAPITRE IV :

ETUDE SISMIQUE

1. Introduction :

Le tremblement de terre ou séisme est le déplacement des plaques lithosphériques à la surface de la Terre qui engendre des contraintes sur les roches. Celles-ci peuvent alors se déformer et même se rompre déclenchant un séisme qui se traduit par la libération d'une quantité d'énergie colossale. Cette énergie se traduit par des ondes sismiques de volume et de surface qui compressent et étirent les roches traversées (ondes P) ou les secouent de haut en bas (ondes S). Le point de rupture s'appelle foyer ou hypocentre et le lieu en surface, directement à sa verticale, l'épicentre.

Donc l'étude sismique des constructions est importante pour que la structure résiste aux efforts sismique et assurer leur stabilité.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure. Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, qui propose à nous trois méthodes de calcul:

- 1 – méthode statique équivalente
- 2 – méthode d'analyse modèle spectrale
- 3 – méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

-Choix de la méthode dans notre cas :

Suivant la particularité de la structure, notre calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

2. Principe de la méthode:

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrées par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties. Ce type d'analyse peut être appliqué à tous type de structure.

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

3. Condition d'applications :

(Voir article n°4.2 Page 120 de RPA 99 / version 2003). Notre bâtiment satisfait aux conditions de régulation en plan et en élévation, il est situé Dans la zone sismique IIa : (ANNABA). Et il a une hauteur de 9.50 m inférieur 30m. Dans notre étude on opte pour la méthode statique équivalente.

4. Caractéristique sismique de l'ouvrage :

Zone sismique : Zone II a.

14	TIARET	I
15	TIZI-OUZOU	
	Groupe de communes A	IIb
	Mizrana	
	Groupe de communes B	IIa
	Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	
16	ALGER	III
17	DJELFA	I
18	JIJEL	IIa
19	SETIF	IIa
20	SAIDA	I
21	SKIKDA	IIa
22	SIDI BEL-ABBES	I
23	ANNABA	IIa
24	GUELMA	IIa
25	CONSTANTINE	IIa

Tableau IV.1: Classification sismique des wilayas et communes

5. Classification de l'ouvrage :

groupe 2 \Rightarrow $A = 0.25$ (OUVRAGE courant ou Importance moyenne)

Voir tableau 4.1 du RPA 99 V2003 ; Page 40 illustré ici :

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau IV.2: Coefficient d'accélération des zones .

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

-**Coefficient de comportement** $R = 4$; (voir tableau (4.3) (p42)RPA)

-**Pourcentage d'amortissement critique** → La valeur « ξ » est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages
Acier -dense $\xi = 5\%$ → (Voir RPA 99 / V 2003 tab 4.2 Page 38)

-**Facteur de correction d'amortissement** η :

La valeur de « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{(7 / ((2 + \xi)))} \geq 0,7 \text{ (Voir RPA 99 / V 2003 formule 4.3 Page 38).}$$

Puisque : $\xi = 5\%$ → $\eta = 1.08$

-**Catégorie de site** : site Meuble

Catégorie(S3) SITE MEUBLE : → **Périodes T1, T2 du site**

Catégorie S2 Voir tableau 4.7 du RPA 99 V2003 (au dessous)

T1 = 0.15 (s)

T2 = 0.50 (s)

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 IV.3 : Valeurs de T1 et T2

6. Vérification de la structure :

La valeur T calculé par le logiciel ROBOT ne doit pas dépasser celle estimé à partir de la formule empirique appropriée de plus 30%.

La période fondamentale obtenu par le logiciel ROBOT : T = 0,44 s.

6. 1. Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique est donnée par la formule suivante(T2) :

$$T = C_t * (h_n)^{3/4} \text{ (Voir RPA 99 / V 2003 Page 45 et 46).}$$

Avec :

- C_t : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage (tab 4.6 Page 45). Portique auto-stable en acier sans remplissage en maçonnerie $\rightarrow C_t = 0,085$.

- h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$\rightarrow h_n = 8.35 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } T = 0,085 \times 8.35^{3/4} = 0.417 \text{ s}$$

$$\text{On a } T = 0,41 \text{ s}$$

Et $T = 0,44 \text{ s}$ (calculer par robot).

DONC: $0,44 < T + 30\%T = 0,52 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

6. 2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques V_d déterminée par la force sismique totale :

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

Avec :

W : Poids totale de la structure (calculée par le Robot) $W = 41498,3 \text{ dan}$

A : Coefficient d'accélération des zones ; $A = 0.15$ (voir tableau précédente).

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement global de la structure $R = 4$.

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

- Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné par la formule suivante : (Voir RPA 99 / version 2003 formule 4.2 Page 38).

$$D = 2.5\eta \quad \text{Si } 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} \quad \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$D = 2.5\eta (3.0)^{2/3} \times (3.0/T)^{5/3} \quad \text{Si } T \geq 3.0s$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site. (Voir RPA 99/version 2003 tab 4.7 Page 49). (ou bien au dessus)

$$0 \leq T = 0.44 s \leq T_2 = 0.52 s$$

$$D = 2.5 \times \eta = 2.5 \times 1.08$$

$$D = 2.7$$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 Pq$ (Voir RPA 99 / V 2003 formule 4.4 Page 43).

Pq : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q »

Les critères de qualité « q »

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité Pq :

Critère q	Observé	N/observé
Conditions minimales sur les files de contreventement		0.05
Redondance en plan		0.05
Régularité en plan	0	
Régularité en élévation	0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution		0.10
		$\sum Pq = 0.25$

Tableau IV.4: Valeurs des pénalités Pq

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Facteur de qualité $Q=1.25$;

$$V_x = \frac{0.15 \cdot 2.7 \cdot 1.15}{4} * 414.983 = 48.31 \text{KN.}$$

$$V_y = \frac{0.15 \cdot 2.7 \cdot 1.25}{4} * 414.983 = 52.52 \text{KN.}$$

$$V = \frac{0.15 \cdot 2.7 \cdot 1.2}{4} * 414.983 = 50.23 \text{KN.}$$

	$V_t(\text{kN})$	$V(\text{kN})$	$80\%V(\text{kN})$	$V_t > 80V$
$V_x(\text{kN})$	48.31	50.23	40.18	Vérifiée
$V_y(\text{kN})$	52.52	50.23	40.18	Vérifiée

Tableau IV.5 : Résultante des forces sismique à la base

6.3 Vérification des déplacements:

Le déplacement horizontal est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} < 0,01 \times H \quad (\text{RPA99 version 2003-4.43-formule 4.19})$$

Avec R : Coefficient de comportement.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique.

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépassent 1%.

* Déplacement selon X-X:

$$\delta_{ek} = 1,5 \text{cm} \qquad R=4$$

$$\delta_k = 4 \times 1,5 = 6 \text{ c} < 6,72 \text{cm} \qquad \text{Condition vérifiée.}$$

* Déplacement selon Y-Y:

$$\delta_{ek} = 0,2 \text{ cm}$$

$$= 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ c} < 6,72 \text{ c} \text{ Condition vérifiée.}$$

7. Conclusion

Notre structure résiste au séisme et vérifie les conditions du RPA99 version 2003 avec une période de $T = 0,44$ s et des déplacements $\delta_{ek} = 1,5$ cmsuivant (X-X) et $\delta_{ek} = 0,2$ cmsuivant (Y-Y).

CHAPITRE V:
DIMENSIONNEMENT ET
VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS
STRUCTURAUX

CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

1. Introduction :

Après la modélisation de notre structure sur le logiciel ROBOT sur toutes les combinaisons d'action exigé dans notre règlement CCM97, le but c'est d'assurer la stabilité des différents éléments et résistent aux instabilités.

2. Justification du Poteau IPE 450:

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment. Ils sont soumis à la compression avec éventuellement de la flexion.

Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisées comme poteau de charpente métallique. Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des traverses dans les deux directions perpendiculaires avec facilité d'assemblage.

Les poteaux doivent avoir des dimensions suffisantes pour pouvoir résister aux :

Efforts de compression dus aux charges permanentes (poids propres de la couverture et des pannes) et aux surcharges climatiques (action de la neige et devent).

Effort de flexion due à la poussée horizontale du vent.

Caractéristique du poteau

Profilé	Paramètres de la section								
	A (cm^2)	h (mm)	b (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	$I_y(cm^4)$	$I_z(cm^4)$	W_{ply} $\times 10^3$ (mm^3)	W_{plz} $\times 10^3$ (mm^3)
IPE 450									
Matériau Acier S235	98.82	450	190	14.6	9.4	33742.9	1675.8	1701.79	276.38

Tableau V.1 Caractéristique du profilé IPE450

CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

2.1 Vérification par un calcul manuel (tableau comme zord33)

Barre	combinaison	Nsd(KN)	V _z (KN)	M _y (KN*m)	M _z (KN*m)
8	1.35G+1.5Q	306.13	0.39	0.1	0.19
2	G+Q+1.2Ex	205.49	49.29	68.23	0.35

Efforts sollicitants

Les efforts de sollicitations les plus défavorables calculées par le logiciel ROBOT sont :

- ✓ M_{sd_y} = 115.57 KN.m
- ✓ M_{sd_z} = 1.69 KN.m
- ✓ N_{sd max} = 84.14 KN
- ✓ V_{sd max} = 137.44 KN

2.1.1 Vérification de la section à la résistance:

Vérification à la résistance:

A- Classe de la section

*** Classe de la semelle : (comprimée)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{190/2}{14.6} = 6.50 \leq 10 \cdot \xi \Rightarrow \xi = \sqrt{235/f_y} = 1$$

\Rightarrow *semelle de classe 1*

*** Classe de l'ame fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{152}{9.4} = 16.17 \leq 33 \times \xi \Rightarrow \xi = \sqrt{235/f_y} = 1 \Rightarrow \text{l'ame est de classe 1}$$

CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

B- Vérification de l'effort tranchant: (CCM97-5.4.6formule5.20)

Pour la vérification de l'effort tranchant on applique la condition

$$\text{Si } V_{sd} \leq 0.5V_{plRd} \rightarrow M_{sd} \leq M_c, R_d$$

M_c, R_d ; Moment résistant plastique.

$$V_{sd} = 137.44 \text{ kN.}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad A_v = A - (2 \cdot b \cdot t_f) + (t_w + 2 \cdot r) \times t_f$$

$$A_v = 9882 - (2 \times 190 \times 14.6) + (9.4 + 2 \times 21) \times 14.6 = 5084.44 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{5084.44 \times (235 / \sqrt{3})}{1.1} = 627.13 \text{ kN.}$$

$$V_{sd} \leq 0.5V_{plRd} \rightarrow 137.44 \leq 0.5 \times 627.13 = 313.56 \text{ kN}$$

L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant est négligeable.

C- Vérification de l'effort axial : (CCM97-5.13)

$$N \leq \min(0.25N_{plrd}; 0.5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}})$$

On a $N_{sd} = 84.14 \text{ kN}$.

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9882 \times 235}{1.1} = 2111.15 \text{ kN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 9882 - 2 \times 190 \times 14.6 = 4334 \text{ mm}^2$$

$$0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times 4334 \times 235}{1.1} = 462.95 \text{ kN}$$

$$\min\left(0.25 \times N_{plrd}; 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}}\right) = \min(527.78; 462.95) = 462.95 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 84.14 \text{ kN} \leq 462.95 \text{ kN}$$

CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

D- Vérification au moment fléchissant: (CCM97-5.35formule5.17)

$$M_{sd} = 289.64 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,rd} = M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{c,rd} = M_{ply,rd} = \frac{1701.79 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 363.56 \text{ kN.m}$$

$$289.64 \text{ kN} \leq 363.56 \text{ kN.m} \quad \text{Vérifiée}$$

2.1.2 Vérification d'élément aux phénomènes d'instabilité:

- Flexion composée :

Flexion composée sans risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_Y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_Z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \dots \dots \dots (1) \text{ (CCM97-5.5.4formule5.51)}$$

Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_Y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_Z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \dots \dots \dots (2) \quad \text{ (CCM97-5.5.4formule5.51)}$$

Calcul de coefficient de réduction minimal pour le flambement := min (χ_y),

-Flambement par rapport à l'axe (y-y) "l'axe fort dans le plan du portique":

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] \dots \dots \dots \text{ (CCM97-5.5.1.1formule5.46)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{93,9\epsilon} = \frac{\lambda_y}{93,9} \dots \dots \dots \text{ (CCM97-B2.1-formule B12)}$$

Avec: $\beta_A = 1$ Classe 1.

$$\lambda_1 = 93,9$$

CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$\lambda_y = \frac{0,5 \cdot l_y}{i_y} = \frac{0,5 \times 600}{18,47} = 16,24 \text{ (CCM97-5.4.6 formule 5.47)}$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{16,24}{93,9} = 0,17 \leq 0,2 \quad \text{pas de risque de flambement}$$

On doit pas tenir compte de fait de flambement

-Flambement par rapport à l'axe (z-z) "l'axe faible dans le plan du portique":

$$\rightarrow \lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda_z = \frac{0,5 \cdot l_z}{i_z} = \frac{0,5 \times 600}{4,11} = 76,22 \text{ (CCM97-5.4.6 formule 5.47)}$$

$$\rightarrow \bar{\lambda} = \frac{76,22}{93,9} = 0,77 \geq 0,2 \quad \text{il y a un risque de flambement.}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,36 \geq 1,2 \rightarrow (z-z) \rightarrow$ courbe b ; $\alpha = 0,34$ (D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3).

$$; \bar{\lambda}_z = 0,4$$

$$\phi_z = 0,5 [1 + \alpha z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 [1 + 0,34(0,77 - 0,2) + 0,77^2]$$

$$= 0,89$$

$$\chi_z = \sqrt{\frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}}$$

$$\chi_z = \sqrt{\frac{1}{0,89 + \sqrt{0,89^2 - 0,77^2}}} = 0,86.$$

Donc $\chi_{min} = \chi_z = 0,86$.

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement:

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right) \right]^{0,25}} \quad / C_1 = 1,132$$

CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{6000}{41,1}}{1,132^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{6000/55,1}{450/14,6} \right)^2 \right]^{0,25}} = 121.54$$

$\bar{\lambda}_{LT}$ = Élancement réduit = $\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times (\beta A)^{0.25} = \sqrt{\beta A} \times \frac{\lambda_{LT}}{93,9\epsilon} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9} = \frac{121.54}{93,9} = 1.29 \geq 0,4$ il y'arisque dedéversement.

→Facteur d'amplification k :

Suivant l'axe (Y-Y):

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} < 1.5$$

$$\square \mu_z = \lambda \bar{y} (2 \beta M_y - 4) + \square \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

$\beta M_y = \beta m_q = 1.3$ (Charge de vent uniformément répartie)

$$\mu_z = 0.017 * (2 * 1,3 - 4) + 0.56 = 0.53$$

-Suivant l'axe (Z-Z) :

$$\mu_z = \lambda \bar{z} (2 \beta M_z - 4) + \square \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

$$\mu_z = 0.4 * (2 * 1,3 - 4) + 0.56 = 0.00$$

$\beta M_y = \beta m_q = 1.3$ (Charge de vent uniformément répartie)

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 0 < 1.5$$

Vérifiée

$$N_{sd} = 84.14 \text{ KN}$$

$$M_{y.sd} = 289.64 \text{ KN}$$

$$M_{z.sd} = 4.19 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 98.82 \cdot 23.5 / 1 = 2322.27 \text{ KN}$$


$$M_{ply.Rd} = 1701.79 * 23.5 * 10^{-2} / 1 = 363.56 \text{ Kn.m}$$

CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

On remplace dans (la formule 1) :

$$\rightarrow \frac{84.14}{0.89 \times 2322.27} + \frac{0.00 \times 0.11}{63.59} = 0,04 \leq 1 \text{ Vérifiée.}$$

2.2 Vérification avec le logiciel robot :

 CM66 - Vérifica des familles (ELU) 6


Résultats		Messages					
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 6 POTEUX							
454 Poteau bi en	 IPE 450	ACIER E24T	16.24	72.85	0.88	9 1.35G+1.5Q	

Tableau V.2: résultat de vérification de l'élément plus sollicité par famille

3. Conclusion

Le profilé choisi IPE450 convient comme poteau de la structure.

4. JUSTIFICATION DES TRAVERSES (IPE500) :

Profilé	Paramètres de la section								
	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	Wply ×10 ³ (mm ³)	Wplz ×10 ³ (mm ³)
Matériau Acier S235	98.82	500	200	16	10.2	48200	2140	2194	236

Tableau V.3 Caractéristique du profilé IPE500

$$N_{sd} = 155.44 \text{ kN.}$$

$$M_{sd} = 289.64 \text{ kN. m}$$

$$V_{sd} = 137.44 \text{ kN.}$$

CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

↑↑ Efforts - Cas: 9A37						
	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	155.44	30.10	102.90	0.12	289.64	2.10
Barre	524	525	423	559	421	610
Noeud	448	447	336	485	336	519
Cas	9	9	9	9	9	9
MIN	-77.01	-30.10	-84.14	-0.12	-289.64	-2.10
Barre	607	524	420	558	420	611
Noeud	499	445	334	485	334	521
Cas	9	9	9	9	9	9

Tableau V.4: détermination des effort extrêmes globaux

4.1 Charges réparés sur la traverse:

- Poids du panneau sandwich
- Poids des pannes
- Poids propre de la traverse
- Charge d'entretien

4.2 Classe de profilé:

- **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{200/2}{16} = 9.80 \leq 10. \xi \Rightarrow \xi = \sqrt{235/f_y} = 1$$

\Rightarrow *semelle de classe 1*

- **Classe de l'ame fléchié :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{152}{10.2} = 16.17 \leq 33 \times \xi \Rightarrow \xi = \sqrt{235/f_y} = 1 \Rightarrow \text{l'ame est de classe 1}$$

La traverse du IPE500 est de classe 1.

CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

4.3 Vérification de la section à la résistance

- Vérification de l'effort tranchant: (CCM97-5.4.6 formule 5.20)

Pour la vérification de l'effort tranchant on applique la condition

$$Si \leq 0.5V_{pl,Rd} \rightarrow M_{sd} \leq M_{c,Rd}$$

$M_{c,Rd}$; Moment résistant plastique.

$$V_{sd} = 137.44 \text{ kN.}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad A_v = A - (2 \cdot b \cdot t_f) + (t_w + 2 \cdot r) \times t_f$$

$$A_v = 9882 - (2 \times 190 \times 14.6) + (9.4 + 2 \times 21) \times 14.6 = 5084.44 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{115.52 \times (235 / \sqrt{3})}{1.1} = 627.13 \text{ kN.}$$

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,Rd} \rightarrow 137.44 \leq 0.5 \times 627.13 = 313.56 \text{ kN}$$

L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant est négligeable.

-Vérification de l'effort axial : (CCM97-5.13)

$$N \leq \min(0.25N_{pl,Rd}; 0.5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}})$$

$$\text{On } N_{sd} = 155.44 \text{ kN.}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{11600 \times 235}{1.1} = 2111.15 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 9882 - 2 \times 190 \times 14.6 = 4334 \text{ mm}^2$$

$$0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times 4334 \times 235}{1.1} = 462.95 \text{ KN}$$

$$\min\left(0.25 \times N_{pl,Rd}; 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}}\right) = \min(527.78; 462.95) = 462.95 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 84.14 \text{ kN} \leq 462.95 \text{ KN}$$

CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

L'incidence de l'effort axial sur le moment fléchissant est négligeable.

-Vérification au moment fléchissant: (CCM97-5.35formule5.17)

$$M_{sd} = 289.64 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,rd} = M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{c,rd} = M_{ply,rd} = \frac{1701.79 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 363.56 \text{ kN.m}$$

$$289.64 \text{ kN} \leq 363.56 \text{ kN.m}$$

Vérifiée

4.4 Vérification d'élément aux phénomènes d'instabilité:

- Flexion composée :

* Flexion composée sans risque de déversement : $M_{ply,rd} \leq \chi_{min} \cdot N$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_Y \times M_{y,rd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_Z \times M_{z,rd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \dots \dots \dots (1) \text{ (CCM97-5.5.4formule5.51)}$$

Flexion composée avec risque de déversement:

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_Y \times M_{y,rd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_Z \times M_{z,rd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \dots \dots \dots (2) \quad \text{(CCM97-5.5.4formule5.51)}$$

*** Calcul de coefficient de réduction minimal pour le flambement:**

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

-Flambement par rapport à l'axe (y-y) "l'axe fort dans le plan du portique":

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]. \quad \text{(CCM97-5.5.1.1formule5.46)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{93,9\epsilon} = \frac{\lambda_y}{93,9} \quad \text{(CCM97-B2.1-formule B12)}$$

$$\lambda_y = \frac{0,5 \cdot l_y}{i_y} = \frac{0,5 \times 600}{20,4} = 14,70 \text{ (CCM97-5.4.6 formule5.47)}$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{14,70}{93,9} = 0,15 \geq 0,2$$

il n'y a pas de risque de flambement

CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

On ne doit pas tenir compte de fait de flambement

-Flambement par rapport à l'axe (z-z) "l'axe faible dans le plan du portique":

$$\rightarrow \lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda_z = \frac{0,5 \cdot l_z}{i_z} = \frac{0,5 \times 600}{4,3} = 69,76 \text{ (CCM97-5.4.6 formule 5.47)}$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{69,76}{93,9} = 0,74 \geq 0,2$$

il y a un risque de flambement.

- Le choix de la courbe de flambement :

$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5 \geq 1,2 \rightarrow (z-z) \rightarrow$ courbe b ; $\alpha_z = 0,34$ (D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3).

$$; \bar{\lambda}_z = 0,74$$

$$\phi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 [1 + 0,34(0,77 - 0,2) + 0,77^2] = 0,89$$

$$\chi_z = \sqrt{\frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}}$$

$$\chi_z = \sqrt{\frac{1}{0,89 + \sqrt{0,89^2 - 0,74^2}}} = 0,83.$$

Donc $X_{min} = \chi_z = 0,83$.

Calcul de l'élanement réduit (coefficient de réduction) vis-à-vis du déversement:

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right) \right]^{0,25}} \quad / C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{6000}{431}}{1,132^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{6000/431}{500/14,6} \right) \right]^{0,25}} = 47,65$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \text{Élanement réduit} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times (\beta A)^{0,25} = \sqrt{\beta A} \times \frac{\lambda_{LT}}{93,9\epsilon} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9} = \frac{47,65}{93,9} = 0,50 \geq 0,4 \text{ il y'a risque}$$

CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

de déversement.

→ Facteur d'amplification k :

Suivant l'axe (Y-Y):

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} < 1.5$$

$$\mu_y = \lambda_y \bar{\alpha} (2 \beta M_y - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

$\beta M_y = \beta m_z = 1.3$ (Charge de vent uniformément répartie)

$$\rightarrow \mu_y = 0.017 * (2 * 1.3 - 4) + 0.56 = 0.53$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}}$$

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha z (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2 \right]$$

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + 0.34(0.15 - 0.2) + 0.15^2 \right] = 0.50$$

$$\rightarrow \chi_y = \frac{1}{0.5 + \sqrt{0.5^2 - 0.15^2}} = 1.02$$

$$K_y = 1 - \frac{0.53 \times N}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} < 1.5$$

$$K_y = 1 - \frac{0.53 \times 155.44}{1.02 \times 116 \times 235} = 0.99 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

-Suivant l'axe (Z-Z) :

$$\mu_z = \lambda_z \bar{\alpha} (2 \beta M_z - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

$$\mu_z = 0.74 * (2 * 1.3 - 4) + 0.56 = 0.00$$

$\beta M_y = 1.3$ (Charge de vent uniformément répartie)

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 0 < 1.5$$

Vérifiée

CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$N_{sd} = 84.14 \text{ KN}$$

$$M_{y.sd} = 289.64 \text{ KN}$$

$$M_{z.sd} = 4.19 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 98.82 \cdot 23.5 / 1 = 2322.27 \text{ KN}$$

$$M_{ply.Rd} = 1701.79 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 363.56 \text{ Kn.m}$$

On remplace dans (la formule 1) :

$$\rightarrow \frac{155.44}{0.89 \times 2322.27} + \frac{0.00 \times 0.11}{63.59} = \mathbf{0,04} \leq \mathbf{1}$$

La condition de déversement est **vérifiée**

4.5 Vérification avec le logiciel robot :


Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 10 TRAVERSE						
456 Poutre traver	 IPE 500	ACIER E24T	50.29	238.57	0.84	9 1.35G+1.5Q

Tableau V.5: résultat de vérification de l'élément plus sollicité par famille

5. Conclusion : Le profilé choisi IPE400 est adéquat comme traverse.

6. Vérification de la poutre au vent 2CAE 60*6 et palée de stabilité 2CAE 80*8:

6.1 Introduction:

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, et de les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité).

6.2 Rôle des systèmes de contreventement:

CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causés par : le vent, le séisme...etc;

6.3 Vérification des diagonales des contreventements poutre auent :

La vérification se fait pour la diagonale la plus sollicitée sur le pignon, qui est la barre Comme illustré en rouge sur la Figure V.1 suivant:

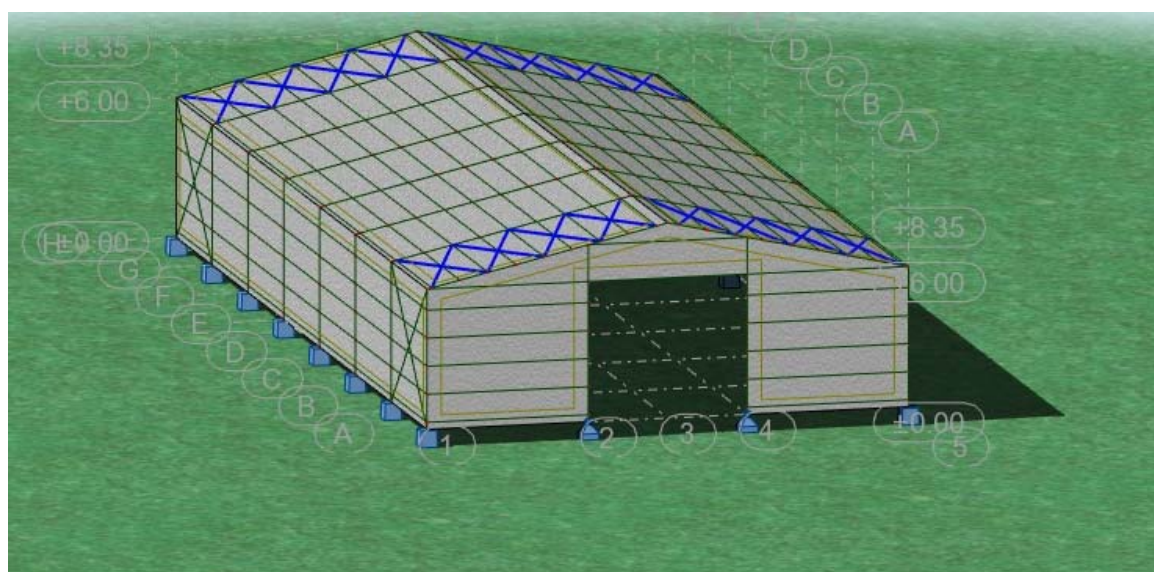


Figure V.1: La diagonale la plus sollicitée suivant pignon.

$$N_{sd} = 52,76 \text{ kN.}$$

On choisit double cornière en 2CAE 60×6

Profilé	Paramètre de la section						
L 80 × 80 × 8	$A \times 10^2$ (mm^2)	h(m)	b(mm)	r_y (m)	r_z (m)	$I_y \times 10^4$ (mm^4)	I_z $\times 10^4$ (mm^4)
Matériau Acier S235	12,27	8	8	2,7	4,1	72,25	72,25

Tableau V.6: Caractéristique du profilé CAE 80×8.

CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

6.4 Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1227 \times 235}{1} = 288,345 \text{ KN} \quad \text{VERIFIER,}$$

On peut négliger l'incidence de l'effort normale sur le moment résistant.

6.5 Vérification des diagonales de la palée de stabilité :

- On choisit double cornière en 2CAE 80×8

Profilé	Paramètre de la section						
	$A \times 10^2$ (mm^2)	h (mm)	B (mm)	r_y (mm)	r_z (mm)	I_y $\times 10^4$ (mm^4)	I_z $\times 10^4$ (mm^4)
L 80 × 80 × 8							
Matériau Acier S235	6,91	6	6	1,96	8	22,71	22,71

Tableau V.7 Caractéristique du profilé CAE 60×6.

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{691 \times 235}{1} = 162,385 \text{ KN} \quad \text{VERIFIER,}$$

Le profilé choisi L 60 × 60 × 6 convient comme diagonale de la poutre au vent.

Le profilé choisi L 80× 80 × 8 convient comme diagonale de la palée de stabilité.

**CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATION DES
ÉLÉMENTS STRUCTURAUX**

L'élément	Profilé
Poteau	IPE 450
Traverse	IPE500
Poutre au vent	CAE 60× 60 × 6
Palée de stabilité	CAE 80 × 80 × 8

Tableau V.8 : Les profilés des éléments structuraux

CHAPITRE VI : ETUDE DES ASSEMBLAGES

1. Introduction

* Les assemblages

On appelle « assemblage » la zone d'interconnexion de deux éléments ou plus. Sa fonction principale est de transmettre correctement les efforts entre ces éléments. On distingue deux catégories d'assemblage :

- contacts mécaniques,
- les assemblages par procédés de soudage, qui assurent une continuité entre les pièces métallique sa niveau de sjoints.

La résistance d'un assemblage est déterminée sur la base de la résistance individuelle de ses composants. Dans le cas où des fixations possèdent des rigidités différentes pour reprendre un effort de cisaillement, on dimensionne généralement la fixation possédant la plus grande rigidité.

La ruine d'un assemblage peut être due à un dépassement des valeurs maximales des efforts à transmettre ou à des phénomènes de fatigue.

Les phénomènes de fatigue peuvent dépendre de l'acier de la structure ou bien des traitements subis lors de la mise en œuvre des assembleurs.

On peut dire que un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

Les principaux modes d'assemblages sont :

- **Le soudage.**
- **Le coulage.**
- Le rivetage.**
- **Le boulonnage.**

* **Réparation par boulonnage:**

Dans le cas de grands ouvrages, le boulonnage convient mal à l'assemblage des pièces épaisses et fortement sollicitées : il nécessite un nombre élevé de boulons et n'assure qu'un placage imparfait.

Les assemblages boulonnés, quand ils sont utilisés, servent donc surtout à assembler sur chantier les entretoises ou les pièces de pont aux poutres principales.

Le boulonnage est aussi utilisé pour assembler aux tabliers des éléments secondaires (rails de passerelles de visite) et des éléments provisoires (avant-becs de lançage, entretoisements de montage).

Pour certains petits ouvrages, le boulonnage peut permettre d'éviter tout assemblage soudé.

Dans le cadre de réparation d'ouvrages in situ, la technique du boulonnage est utilisée sur ouvrages anciens en remplacement du rivet ou en cas de difficultés de soudage métallurgique et / ou opératoire.

Dans ce qui suit, on désigne par boulon l'ensemble de l'élément de fixation composé d'une vis à tête hexagonale, d'un écrou hexagonal et de rondelles.

Deux méthodes sont définies dans la norme NF P 22-466 :

- Contrôle par desserrage et resserrage de l'écrou ;
- Contrôle par sur serrage de l'écrou.

La méthode par sur serrage est obligatoire pour les boulons qui ont reçu une protection contre la corrosion (galvanisation...) et pour les boulons qui ont été serrés par contrôle de la rotation. Elle présente l'avantage d'être appliquée aux écrous dans leur état de pose définitif. En revanche, elle est mal adaptée à la détection d'un excès de serrage (il en est de même, mais dans une moindre mesure, de la méthode par desserrage - resserrage).

2 Calcul d'assemblages:

2.1 Assemblage poteau _ traverse :

l'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

l'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

L'assemblage Poteau – Traverse appelé aussi angle de portique est effectué par l'intermédiaire d'une platine soudée sur la traverse et assemblés par des boulons HR. Ces assemblages sont renforcés par un jarret et des raidisseurs.

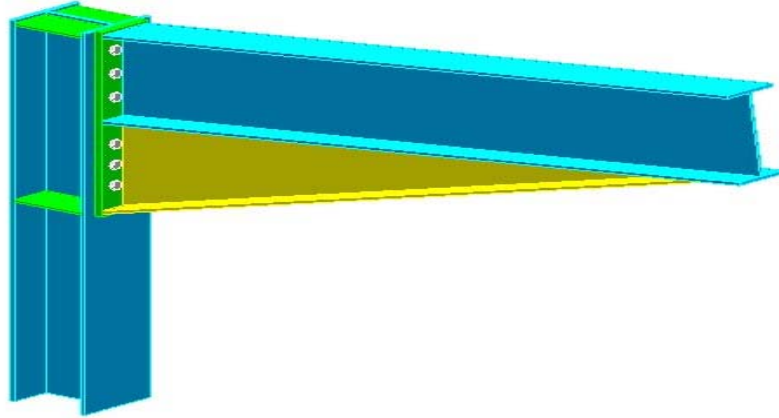


Figure VI.1:Assemblage poteau-traverse

Les différents paramètres choisis pour cet assemblage sont représentées dans le schéma ci-dessous :

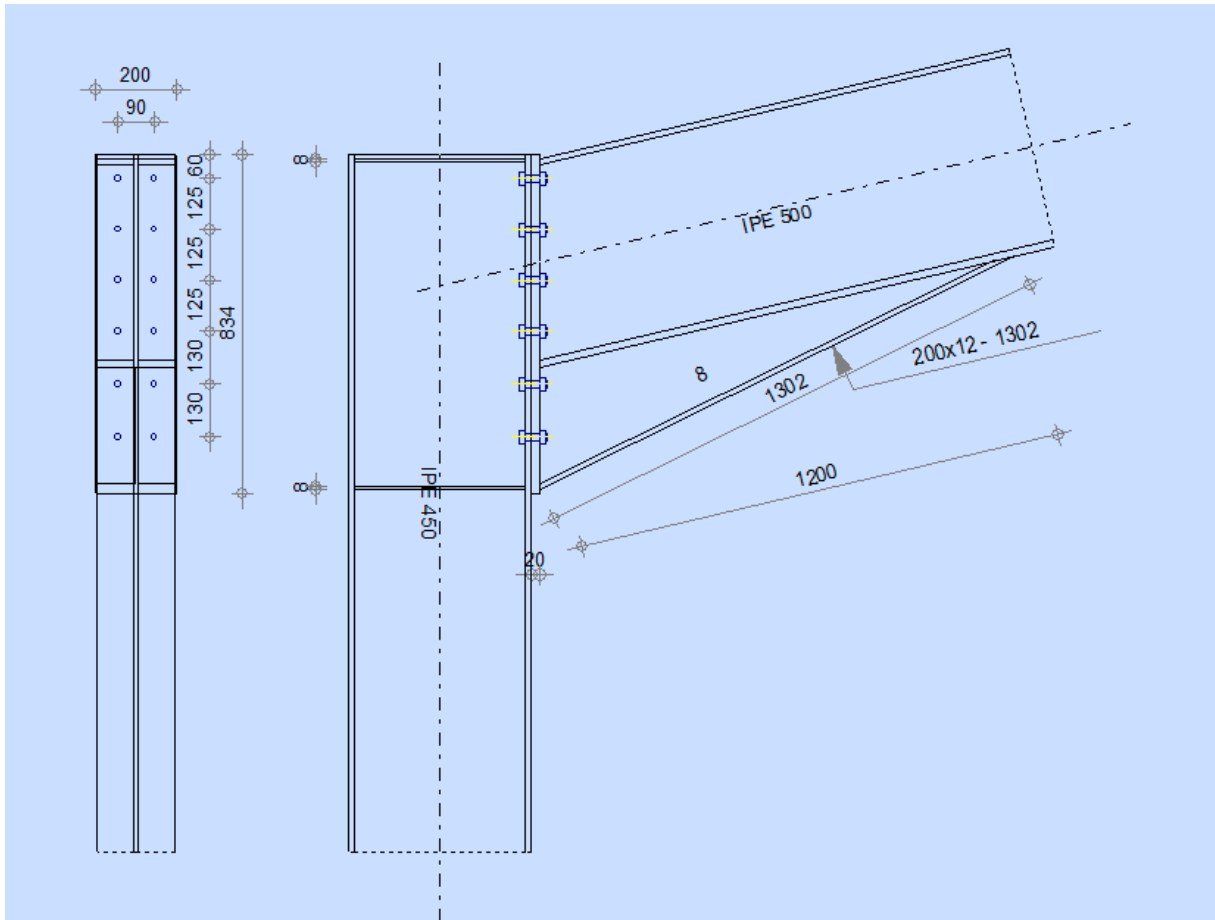


Figure VI.2 : Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse

Nombre de boulons = 10

Nombre de files : $n = 2$

Section résistante de la partie file tée : $A_s = 192 \text{ mm}^2$

Poteau IPE450

Traverse: IPE500

$V_{sd} = 21.98 \text{ KN}$ →à l'ELU combinaison : $1,35G+1.5S$

$M_{sd} = 289.64 \text{ KN.m}$

$N_{max} = 69.61 \text{ KN}$

2.1.1 Détermination des efforts dans les boulons, choix du type de boulon et vérification:

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les trois rangées supérieures des boulons.

- Détermination des efforts dans les boulons, choix du type de boulon:

$$d_1 = 440\text{mm}, d_2 = 320\text{mm}, d_3 = 200\text{ mm}.$$

$$\sum d^2 = (440)^2 + (320)^2 + (200)^2 = 0.34\text{m}^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{52,16 \times 0,44}{0,34^2} = 67.50 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{52,16 \times 0,32}{0,34^2} = 49.09$$

$$N_3 = \frac{52,16 \times d_i}{0,34^2} = 30.68.$$

Il faut vérifier que : $AS \geq \frac{N}{0,7 \times f_{bu} \times n} = \frac{67,50}{0,7 \times 800 \times 2} = 60,26 \text{ mm}^2 \rightarrow$

On choisit des boulons M14

Soit des boulons de diamètre $d_0 = 13\text{mm}$; de classe 8.8 ; $AS = 84.3\text{mm}^2$; $A = 113\text{mm}^2$

Avec $P_2 = 70 \text{ mm}$

2.1.2 Condition de résistance des boulons :

- Distance entre axe des boulons :

Avec : $d_0 = 15 \text{ mm}$

$$P_1 \geq 2,2d_0 \quad P_2 \geq 3d_0$$

$$P_1 \geq 2,2 \times 15 = 33 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 \times 15 = 45 \text{ mm}$$

On prend : $P_1 = 120 \text{ mm}$

On prend : $P_2 = 70\text{mm}$

● **Pince longitudinale**

$$e1 \geq 1.2d0$$

$$e1 \geq 1.2 \times 15 = 18\text{mm}$$

On prend : $e1 = 50\text{mm}$.

● **Pince transversale :**

$$e2 \geq 1.5d0$$

$$e2 \geq 1.5 \times 15 = 22.5\text{mm}$$

$e2 = 45\text{ m}$

Et

Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_r = \frac{F_p \sum di^2}{d1} \geq M_{sd}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_S = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 84.3 = 47.2 \text{ KN par boulon.}$$

Et $47.2 \times 2 = 94.41 \text{ KN}$ pour les autres rangs a deux boulons.

$$M_r = \frac{94,34 \times 0,34}{0,44} \geq M_{sd} = 52,16 \text{ Condition vérifiée}$$

2.1.3 Vérification la Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_R = \frac{K_s \times \mu \times n \times (F_p - 0.8F_{t,sd})}{\gamma_{MS}}$

Avec :

μ = coefficient de frottement qui est pris égale à 0.3

$K_s = 1$ coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de perçage pour les trous à tolérance normale.

$$\gamma_{MS} = 1,25$$

n = nombre d'interfaces de frottement =

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_S = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 84.3 = 47.2 \text{ KN par boulon.}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N}{2} = \frac{47.2}{2} = 23.6 \text{ KN.}$$

Effort de cisaillement sollicitant par boulon :

$$F_{V.sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{21.98}{10} = 2.19 \text{ KN.}$$

Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction.

$$V_R = \frac{0.3 \times 1 \times (47.2 - (0.8 \times 23.6))}{1.25} = 6.79 \text{ KN}$$

$$F_{Vsd} \leq V_R \quad (\text{vérifiée})$$

2.1.4 Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que : $Bprd > Ft.sd$

$$Bprd = 0.6\pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 23.7 \text{ mm}$$

$$t_p = 14.6 \text{ mm} \quad (t_f \text{ de poteau IPE450})$$

$$f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$D'où : Bprd = 0.6 \times 3.14 \times 23.7 \times 14.6 \times \frac{360}{1.25} \text{ Donc : } Bprd = 205.750 \text{ KN}$$

$$\geq Ft.sd = 23.6 \text{ KN} \quad (\text{vérifiée})$$

2.1.5 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

On doit vérifier que : $Fv \leq Ft.Rd$

Avec :

$$F_{t,rd} = t_w \times y \times b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Où :

$Ft.Rd$: Résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_w : Epaisseur de l'âme du poteau (= 9.4 mm).

$b_{eff} = P$: entraxe des rangées de boulons. (P=70cm) .

$$\text{Donc : } F_{t,rd} = 9.4 \times 0.7 \times \frac{235}{1.1} = 1546.3 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} \quad (\text{EC03-1-8 art 6.2.6.7})$$

$$M_{sd} = 289.64$$

$$F_v = \frac{289.64}{0.45 - 0.014} = 664.31 \text{KN} \leq F_t . Rd$$

D'où il nécessite pas d'un raidissage ;

2.1.6 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

On doit vérifier que : $F_{vrd} = 227.07 \leq F_{crd} = \frac{f_y t_w b_{eff}}{\gamma_{M0}}$

$$b_{eff} = t_f + 2t + 5(tp + r)$$

Avec: $t_w = 9.4 \text{mm}$ épaisseur de l'âme du poteau

$t_f = 16 \text{mm}$ épaisseur de la traverse

$t = 20 \text{mm}$ épaisseur de la platine

$tp = 13.5 \text{mm}$ épaisseur de la semelle du poteau

$r = 21$

$b_{eff} = 275 \text{mm}$

$F_{vrd} = 227.07 \text{ KN}$; $F_{crd} = 505.33 \text{ KN}$

$$\rightarrow F_{vrd} \leq F_{crd} \quad \text{(vérifiée)}$$

2.1.7 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée :

On doit vérifier que : $F_v \leq F_{vrd}$

$$F_{V.rd} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{V.rd} = 0.58 \times 235 \times 450 \times \frac{9.4}{1} = 576.549 \text{KN}$$

L'effort de cisaillement vaut : $F_v = 664.31 \text{KN} \geq F_{V.rd} = 576.54$

NON VERIFIERIL y'a nécessite d'un raidissage.

2.2 Assemblage traverse–traverse :

L'assemblage Traverse-Traverse, appelé encore clé de faitage, est adopté pour renforcer localement la traverse, dans la zone médiane, en ajoutant le complément d'inertie nécessaire. Cette clé présente en outre l'avantage de raidir les platines et donc de soulager l'effort dans l'assemblage par boulons HR.

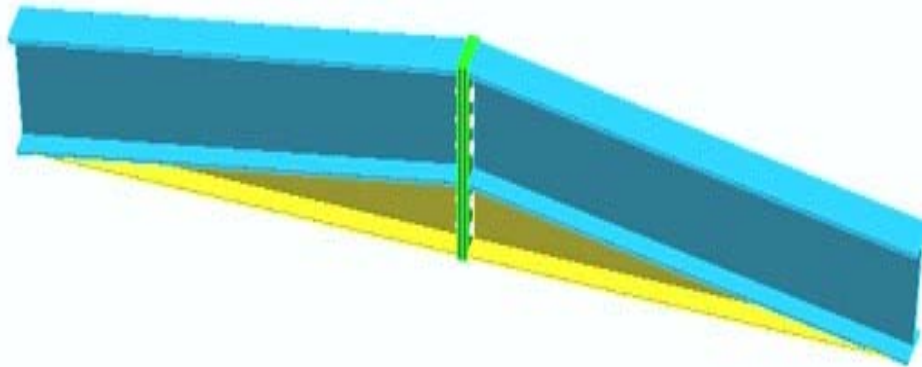


Figure VI.3:Assemblage traverse-traverse

- TRAVERSE – TRAVERSE : IPE500

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée.

Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ 16m), L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

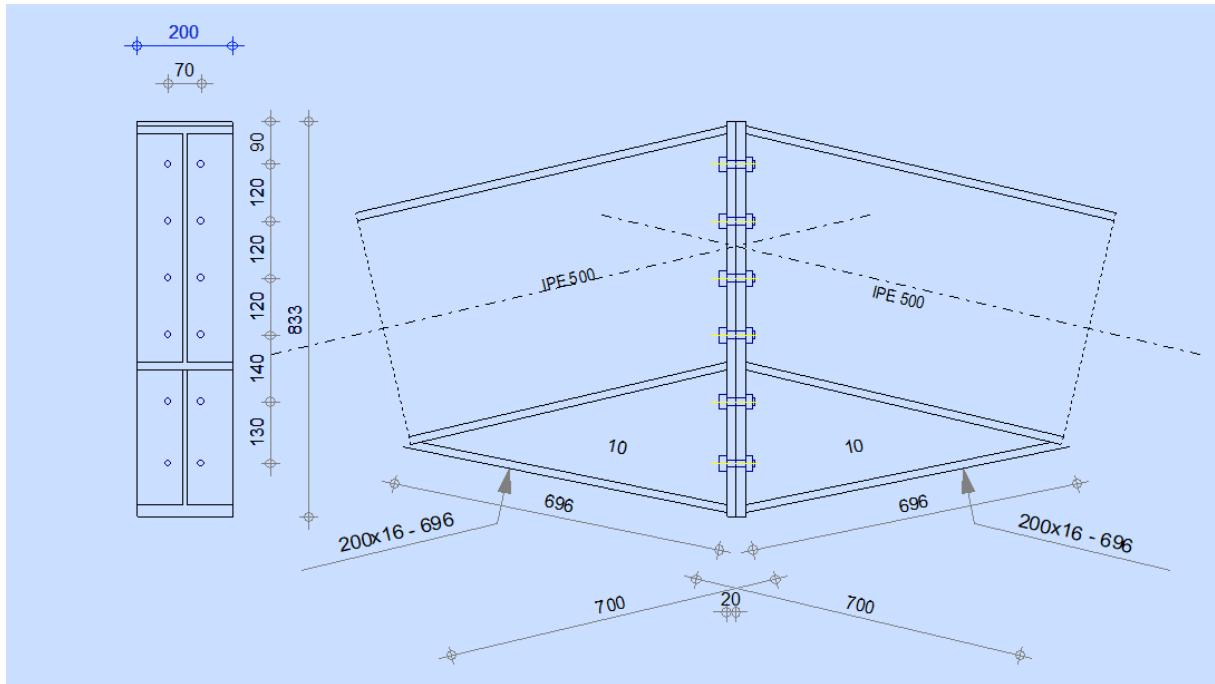


Figure VI.4: Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

On choisit des boulons de classe 8.8

Nombre de boulons = 12

Traverse : IPE500,

$$M_{sd} = 142.82 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 84.11 \text{ KN.m}$$

2.2.1 Détermination des efforts dans les boulons:

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les 3 rangées supérieures de boulons :

$$d_1 = 360 \text{ mm}, d_2 = 280 \text{ mm}, d_3 = 200 \text{ mm} ;$$

$$\sum d_i^2 = 0.248 \text{ m}$$

$$N_i = \frac{M_e \times d_i}{d_i^2}$$

$$\rightarrow N_1 = 207.31 \text{ KN}, \quad N_2 = 90.43 \text{ KN}, N_3 = 64.59 \text{ KN}.$$

XXI 4.2. Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que : $N_1 \leq nF_p$

avec : $F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 f_{ub} n} = \frac{207.31 \times 10^3}{0.7 \times 800 \times 2} = 185 \text{ mm}^2$$

Donc : On choisit un boulon M14 ; Soit des boulons de diamètre

$d_0 = 15 \text{ mm}$; de classe 8.8 ; $A_s = 115 \text{ mm}^2$; $A = 154 \text{ mm}^2$

2 XXII 4.3. Condition de résistance des boulons :

Distance entre axe des boulons :

- Entre axe des boulons :

$P_1 = 39.6 \text{ mm}$, On prend : $P_1 = 80 \text{ mm}$.

$P_2 = 54 \text{ mm}$, On prend : $P_2 = 70 \text{ mm}$.

- Pince longitudinale :

$e_1 \geq 1.2 d_0 \rightarrow e_1 \geq 1.2 \times 15 = 18 \text{ mm}$ On prend : $e_1 = 70 \text{ mm}$.

- Pince transversale :

$e_2 \geq 1.5 d_0 \rightarrow e_2 \geq 1.5 \times 15 = 22.5 \text{ mm}$ On prend : $e_2 = 45 \text{ mm}$.

2.2.2 Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1} \leq M_{sd}$$

$F_p = 64.4 \text{ KN}$ par boulon Et $64.4 \times 2 = 128.8 \text{ KN}$ pour chaque rangers

$$M_R = \frac{128.8 \times 0.248}{0.36} \leq M_{sd} = 142.82 \text{ KN.m}$$

$M_R = 88.72 \text{ KN.m}$ **vérifiée.**

2.2.3 Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{VR} = \frac{K \mu n (F_p - 0.8 F_{t, sd})}{\gamma_{Ms}}$

Avec : $\mu = 0,3$; $KS = 1$; $\gamma_{Ms} = 1,25$; $n = 1$.

$$FP = 0.7 \times f_{ub} \times AS = 0.7 \times 800 \times 115 \times 10^{-3} = 64.4 \text{ KN.}$$

$$F_{vsd} = \frac{N}{2} = \frac{84.11}{2} = 42.55 \text{ KN}$$

- Effort de cisaillement sollicitant par boulon

$$F_{t;sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 00$$

$$n \quad V_{sd} = 10 \quad 27.27 = 2.72 \text{ KN}$$

- Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons

$$F_{VR} = \frac{K \times 0.3 n (64.4 - 0.8 \times 0)}{1.25} F_{vsd} = 2.72 \text{ KN} < F_{VR} = 12.96 \text{ KN (vérifiée)}$$

2.2.4 Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que :

$$B_{prd} > F_{t;sd}$$

$$B_{prd} = 0.6 \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 23.7 \text{ mm}$$

$$t_p = 16 \text{ mm} \quad (t_f \text{ de poteau IPE450}) ; f_u = 360 \text{ Mpa} ;$$

$$D'où : B_{prd} = 0.6 \times 3.14 \times 23.7 \times 16 \times \frac{360}{1.25}$$

$$\text{Donc : } B_{prd} = 205.750 \text{ KN} \geq F_{t;sd} = 23.6 \text{ KN} \quad (\text{vérifiée})$$

2.3 Calcul des pieds de poteaux (encastre) :

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.

Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par des écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

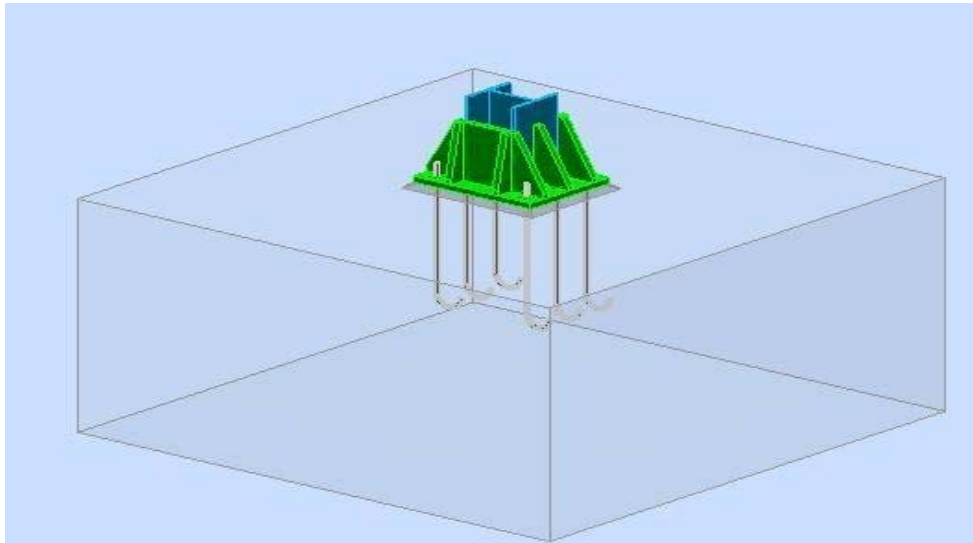


Figure VI.5 : Vue 3D d'assemblage pied de poteau

2.3.1 Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux:

Les tiges seront dimensionnées avec l'effort $N_t=137.88\text{KN}$ et un moment $M_y =77.74\text{KN.m}$ Et un effort tranchant $V=53.88\text{KN}$

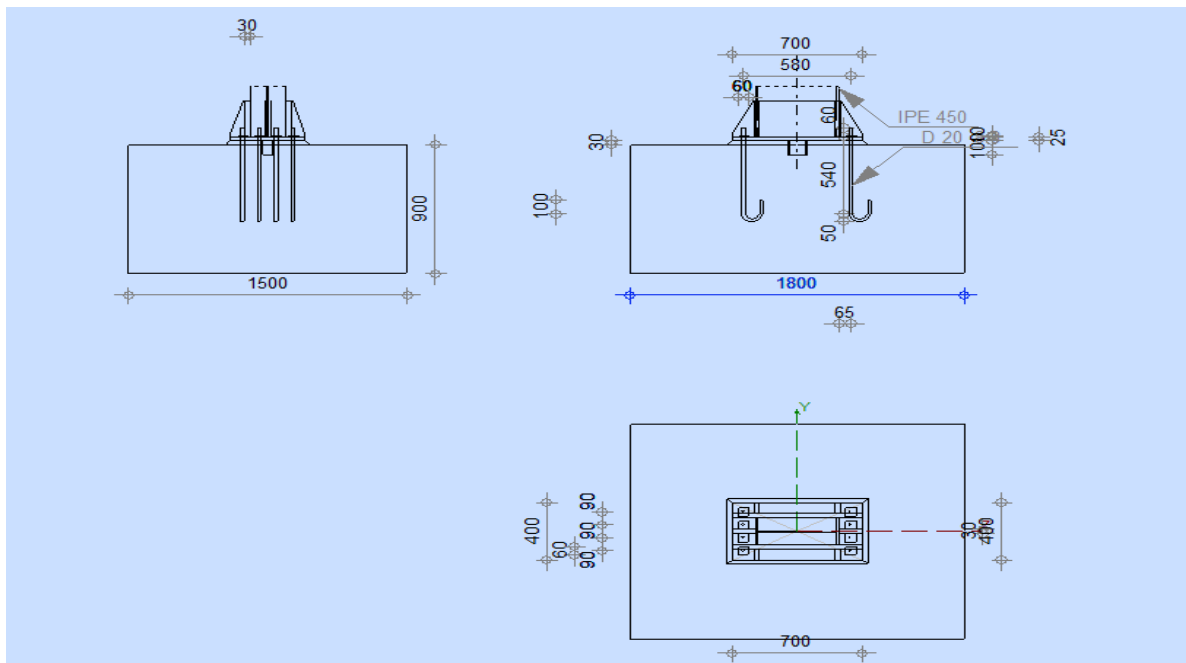


Figure VI.6 Détails d'assemblage de pied de poteau

$b = h + 2c$; h : la hauteur de la section IPE400 $\Rightarrow h = 400 \text{ mm}$

c : le débord ; donné par : $c = (100 \div 150) \text{ mm}$ on prend : $c = 100 \text{ mm}$

$$D'ou : a = h + 2c = 400 + 2 \times 100 = 600 \text{ mm}$$

$$b = b + 2c = 180 + 2 \times 100 = 380 \text{ mm}$$

Les tiges d'ancrages sont dimensionnées à la traction simple, sous un effort de traction (Nsd)

$$F = \frac{Ni}{n} + \frac{My}{3p_2} = \frac{244.8}{6} + \frac{77.74 \cdot 10^2}{3 \times 38} = 102.3 \text{ KN}$$

n: l'encrage est réaliser par 6 tiges.

N_t: effort sollicitant de traction.

$$F \leq \frac{\pi \times \Phi^2}{4} f_y$$

$$\Phi \geq \sqrt{\frac{4 F}{\pi f_y}}$$

$$\Phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 102.3}{\pi \times 235}} = 2.35 \text{ cm}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\Phi = 3 \text{ cm}$.

2.3.2 Vérifications :

- Vérification de la tige d'ancrage:

L'effort admissible par scellement est par la règle suivante :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \geq F \quad \text{CCM97}$$

$$l_1 = 20\varphi = 20 \times 3 = 60 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\varphi = 2 \times 3 = 6 \text{ cm}$$

$$r = 3\varphi = 3 \times 3 = 9 \text{ cm}$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

N_a : effort normal résistant par scellement d'une tige.

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{3}{\left(1 + \frac{3}{5} \right)^2} (60 + 6.4 \times 9 + 3.5 \times 6) = 56.03 \geq F$$

que résistance par scellement est très petit donc pour augmenter la résistance ont va augmenter les paramètres de la résistance pas scellement (le diamètre de la tige , l₁ , l₂ et r

Soit :

$$l_1 = 80\text{cm}$$

$$l_2 = 8\text{cm}$$

$$r = 3\varphi = 3 \times 4 = 12\text{cm}$$

$$\rightarrow N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{4}{\left(1 + \frac{4}{5} \right)^2} (80 + 6.4 \times 12 + 3.5 \times 8) = 117.23 \geq F = 102\text{KND}$$

où la condition est vérifiée.

3. Conclusion :

Après avoir donné un grand intérêt aux calculs des assemblages, les résultats obtenus à l'aide du logiciel Robot sont tous satisfaisant

CHAPITRE VII:
CALCUL DE FONDATION

1. Introduction :

Une structure quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre la structure et le sol s'appellent fondation. Ainsi quelle que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical ; mur, voile, ou poteau il existe une fondation.

Son rôle principal est de supporter les différents charges telle que :

Des charges verticales : comme les charges permanentes telles que le poids des éléments porteurs et non porteurs et les charges variables telles que le poids des meubles, poids des personnes et la neige.

Des charges horizontales comme : comme les charges permanentes telles que la poussée de la terre et les charges variables telles que le vent.

2. choix du type de fondation :

Choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Avec un taux de travail admissible du l'assise, il y a de projeter à priori, des fondations superficielles de type

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

3. Etude des semelles

δ_{sol} : Contrainte admissible du sol = 2 bars =0.2MPa. (d'après le rapport géotechnique).

3.1 Définition des sollicitations (ROBOT)

ELU : $N_{sd} = N_u = 137.88 \text{ kN}$. $M_{sd} = M_u = 289.64 \text{ kN}$.

ELS : $N_{sd} = N_s = 60,70 \text{ kN}$. $M_{sd} = M_s = 44,5 \text{ kN}$.

3.2 Dimensionnement des semelles

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celles du pied de poteau.

A et B les dimensions de la semelle comme indiquée à la figure au dessous :

A : grande dimension de la semelle.

B : petite dimension de la semelle.

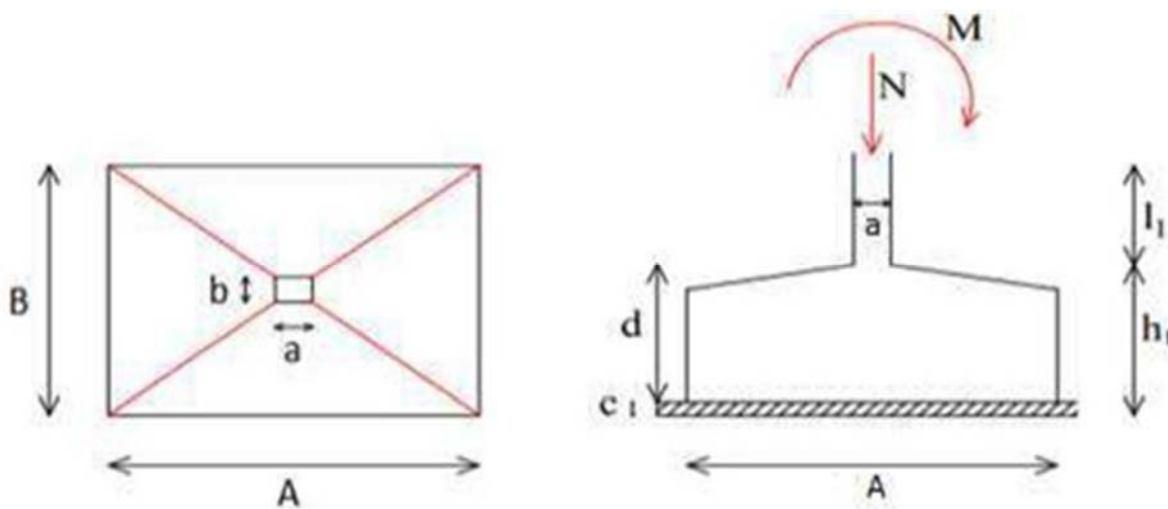


Figure VII.1: Les dimensions de la semelle sous poteau

On prendre du type de fondation : Semelle isolée :

On dimensionne la semelle sous l'effort « N » et la valeur de la contrainte admissible du sol ;

$$\frac{N_u}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

S : surface de la semelle en contact avec le sol.

Et $N_u = N_{sd}$: effort normal max , σ_{sol} : contrainte admissible du sol;

Déterminer les dimensions de semelle (a et b) :

$$a \geq a_p + 2 \times t_f = 500 + 29.2 = 529.2 \text{ mm}$$

$$b \geq b_p + 2 \times t_f = 400 + 29.2 = 429.2 \text{ mm}$$

Donc en prend :

$$a = 530 \text{ mm}$$

$$b = 430 \text{ mm}$$

$$; \frac{N_u}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow A=B \Rightarrow \text{semelle rectangle.} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{137.88}{0.2}} = 830.30 \text{ mm} = 0.83 \text{ m}$$

Alors on adopte $B = 0.83 \text{ m}$

Par homothéties:

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = B \frac{a}{b} \\ B = A \frac{b}{a} \end{cases} \Rightarrow A = 0.83 \times \frac{0.53}{0.43} = 1.02$$

Donc : on adopte : $A = 1.02 \text{ m}$

-Détermination de h et d:

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$\Rightarrow \frac{0.83 - 0.43}{4} \leq d \leq 1.02 - 0.43$$

$$0.1 \leq d \leq 0.6$$

On prend $d = 0.4 \text{ m} \Rightarrow h = d + 5 = 45 \text{ m}$

3.3 Vérification au renversement:

La stabilité au renversement des fondations doit se faire pour les semelles sous les combinaisons d'action:

$$G + Q + E = 0,8G + E$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 60,46 \text{ kN} \quad , \quad M_{sd} = 12,58 \text{ k}$$

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{12,58}{60,46} = 0,21 \leq \frac{A}{6} = 0,25$$

Condition vérifiée.

3.4 Calcul de ferrailage (méthode de bielles) :

$$d_b = h - c = 45 - 3 = 42 \text{ cm}$$

$$d_a = h - c - \phi_b = 42 - 1 = 41 \text{ cm}$$

- Calcul du ferrailage à l'ELS dans le sens B :

$$A_b = \frac{N_{max} \times (B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s} = \frac{137,44 \times (1,5 - 0,43)}{8 \times 0,42 \times 348} \quad / \sigma_s = \frac{f_e - 360}{\gamma_s \cdot 1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$= 0,12 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1,2 \text{ cm}^2 \text{ On prend un ferrailage de } 2T10$$

$$A(2 T10) = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (Annexe 4)}$$

- Calcul du ferrailage à l'ELS dans le sens A (A_s) :

$$A_s = \frac{N_{max} \times (A - a)}{8 \times d_a \times \sigma_s} = \frac{137,44 \times (1,5 - 0,53)}{8 \times 0,41 \times 348} =$$

$$\Rightarrow A_s = 0,14 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1,4 \text{ cm}^2$$

On prend un ferrailage de 2T10 .

$$A(2 T10) = 1,57 \text{ cm}^2$$

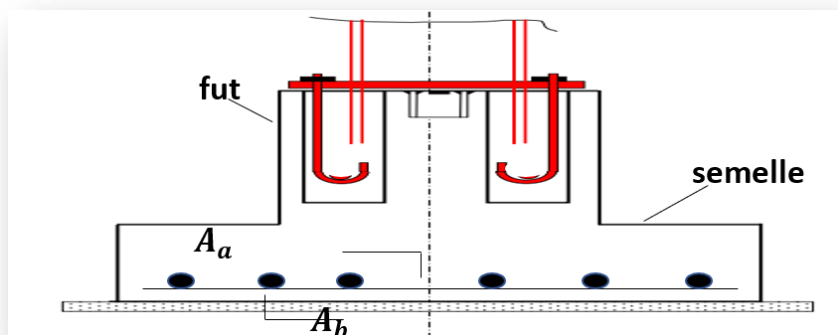


Figure VII.2: ferrailage des semelles isolées X.2.Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction. Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25cm×30cm.

Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

$$F = N_{max} / \alpha \geq 20 \text{KN} \dots \dots \dots (\text{p94 de RPA 99 / version 2003})$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités.

α : Coefficient Fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3 et zone sismique IIa ($\alpha = 12$).

Ferrailage : ELU :

$$N_{max} = 137.44 \text{ KN}$$

$$F = N_{max} / \alpha \geq 20 \text{ KN}$$

$$F = N_{max} / \alpha = 22.92 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Ferrailages des longrines :

$$N_{max} = 137.44 \text{ KN}$$

Le RPA99 exige une section minimale $A_{min} = 0.6\% B$

$$A_{min} = 0.6\% (25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_{st} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilités :

$$A_{st} \geq 0.23 \times (f_t / f_e) \times b \times d$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times (2.1 / 400) \times 25 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 0.90 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

L'espace des cadres :

$$S_t \leq \text{Min} (20 \text{ cm}, 15\phi) \Rightarrow S_t \leq \text{min} (20 \text{ cm}, 15 \times 1.2)$$

$$S_t \leq \text{Min} (20 \text{ cm}, 18 \text{ cm}) \text{ On adopte : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Les armatures transversales :

$$\text{On choisit forfaitairement } \phi = 8 \text{ mm ; donc on adopte } A = 3 T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

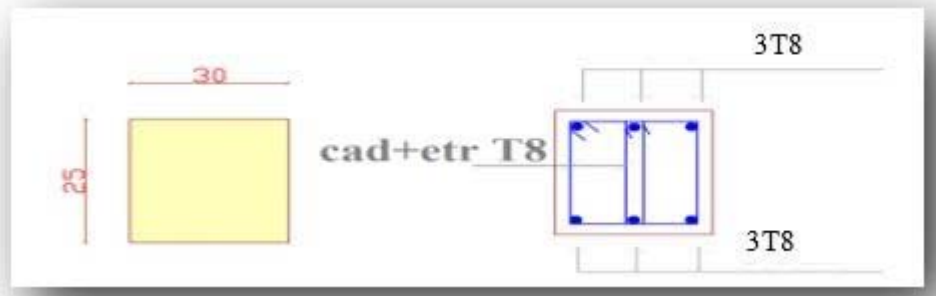


Figure VII.3: ferrailage des longrines.

CONCLUSION

GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion:

Ce projet était l'occasion de mettre en œuvre nos connaissances acquises lors de notre formation master. C'était l'occasion de faire un calcul détaillé et complet d'une structure métallique allant de l'élément à la structure et du calcul statique, calcul sismique, la réhabilitation des structures métalliques.

Non seulement, nous avons utilisé différents règlements « CCM97, RNV99 version 2013, RPA version 2003, EC3 » régissant le calcul d'une structure métallique avec une maîtrise d'un outil de calcul pour ce type de projet, à savoir, Robot Structure.

L'étude était menée sur un hangar métallique de type halle : par pré dimensionnement aux états limites et une vérification des éléments secondaires aux instabilités selon le CCM97 après l'évaluation des différentes charges, surcharges et action climatiques appliquées sur notre structure selon le règlement de neige et vent version 2017 ; une modélisation « 3D » du hangar métallique par le logiciel « ROBOT STRUCTURAL » afin de déterminer les sollicitations agissantes sur la structure et détermination des efforts pour le dimensionnement des éléments structuraux et leurs vérifications à la résistance et des instabilités d'après le CCM97. Par la suite, un calcul de notre structure vis-à-vis du séisme a été pour nous permettre de déduire la période et les déplacements selon le RPA99ver2003.

Les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques.

La disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.

Ce projet nous a ainsi donné l'occasion de nous familiariser avec les différents outils informatiques utilisés dans la profession (Robot structural analysais, AutoCad, Tekla) et de maîtriser les différentes dispositions légales et réglementaires régissant les principes et les concepts de calcul d'ouvrages dans le domaine de la construction.

L'utilisation du **logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSES** dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et dans le temps plus précieux.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le calcul des assemblages n'était pas une tâche facile. Non seulement, il fallait concevoir les assemblages mais surtout les calculer selon la méthode des composantes de l'EC 3 qui est une méthode longue avec une compréhension minutieuse.

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, nous souhaitons que ce travail serve comme support nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

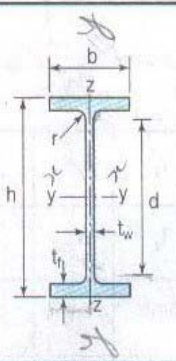
ANNEXES

ANNEXES 1:

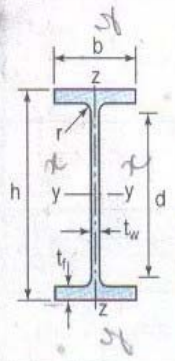
	Commune de : IDLES, IN AMGAL	II
	Toutes les autres communes	I
12	TEBESSA	II
13	TLEMCEN	II
14	TIARET	III
15	TIZI OUZOU	J
16	ALGER	I
17	DJELFA	III
18	JIJEL	I
19	SETIF	II
20	SAIDA	III
21	SKIKDA	II
22	SIDI BEL ABBES	II
23	ANNABA	III
24	GUELMA	II

ANNEXES

ANNEXES 2: caractéristiques des sections IPE.

		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6	
IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3	
IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2	
IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4	
IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1	
IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9	
IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5	
IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4	
IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1	
IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9	
IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8	
IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6	
IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7	
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

ANNEXES

IPE (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70	
IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20	
IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74	
IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45	
IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60	
IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79	
IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98	
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07	
IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88	
IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94	
IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12	
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15	
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32	
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08	
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87	
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29	
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24	
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42	

ANNEXES

Annexe 3 :

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	ZONE			
	I	Ila	Ilb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

ANNEXES

Annexe4 :

Tableau des armatures Chapitre VII:

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

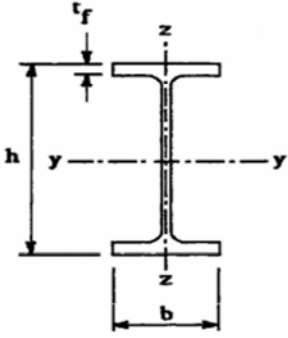
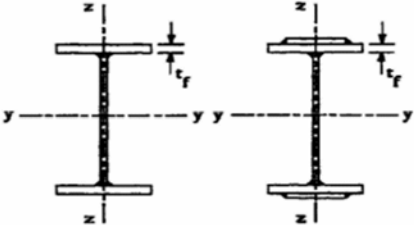

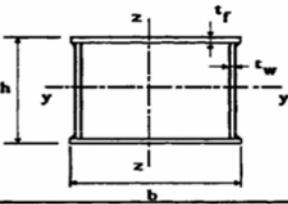

ANNEXES

Annexe 5 :

Valeur de $\bar{\lambda}$ en fonction de Coefficients de réduction χ

	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	B	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

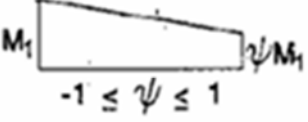
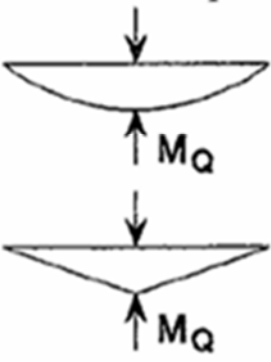
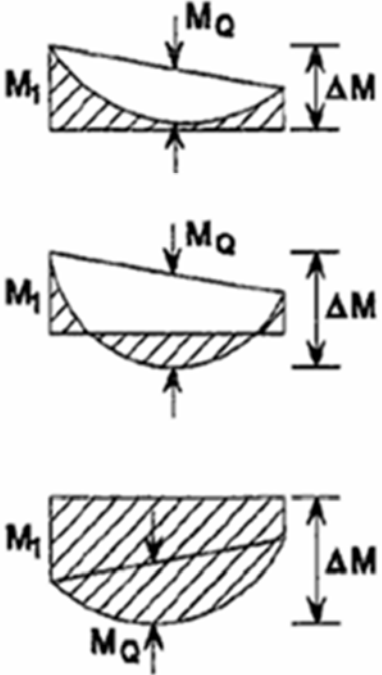
Annexe 6 :

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

ANNEXES

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p>  <p>M_Q M_Q</p>	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p>  <p>M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM</p>	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = MaxM \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

ANNEXES

CALCULS DES CHARGES NEIGE ET VENT

Selon NV65 Mod99+Carte 96 04/00

DIMENSIONS DU BATIMENT

Hauteur:	8.35 m
Largeur:	20.00 m
Profondeur:	42.00 m
Position du sol:	0.00 m
Altitude de la construction:	8.35 m

DONNEES VENT

Région:	1
Type de vent:	normal
Site:	exposé ks = 1.350
	bord du littoral
Pression de base:	0.50 kPa

RESULTATS VENT

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

Gamma : 1.000

Coefficients de chargement

surface: 352 $C_e : -0.500$ $C_i : 0.300$ $C_e - C_i = -0.800$

$q_H : 0.65$ kPa $\Delta : 1.000$

$q_r(z) = -0.52$ kPa local

surface: 343 $C_e : -0.500$ $C_i : 0.300$ $C_e - C_i = -0.800$

$q_H : 0.65$ kPa $\Delta : 1.000$

$q_r(z) = -0.52$ kPa local

surface: 349 $C_e : -0.500$ $C_i : 0.300$ $C_e - C_i = -0.800$

$q_H : 0.65$ kPa $\Delta : 1.000$

$q_r(z) = -0.52$ kPa local

ANNEXES

surface: **345**

$$C_e : \mathbf{0.800} \quad C_i : \mathbf{0.300} \quad C_e - C_i = \mathbf{0.500}$$

$$qH : \mathbf{0.65 \text{ kPa}} \quad \text{Delta} : \mathbf{1.000}$$

$$qr(z) = \mathbf{0.33 \text{ kPa local}}$$

surface: **350**

$$C_e : \mathbf{-0.644} \quad C_i : \mathbf{0.300} \quad C_e - C_i = \mathbf{-0.944}$$

$$qH : \mathbf{0.65 \text{ kPa}} \quad \text{Delta} : \mathbf{1.000}$$

$$qr(z) = \mathbf{-0.61 \text{ kPa local}}$$

surface: **351**

$$C_e : \mathbf{-0.334} \quad C_i : \mathbf{0.300} \quad C_e - C_i = \mathbf{-0.634}$$

$$qH : \mathbf{0.65 \text{ kPa}} \quad \text{Delta} : \mathbf{1.000}$$

$$qr(z) = \mathbf{-0.41 \text{ kPa local}}$$

Cas de charge: **Vent 90 deg sur.(+)**

Gamma : **1.000**

Coefficients de chargement

surface: **352**

$$C_e : \mathbf{0.800} \quad C_i : \mathbf{0.300} \quad C_e - C_i = \mathbf{0.500}$$

$$qH : \mathbf{0.65 \text{ kPa}} \quad \text{Delta} : \mathbf{1.000}$$

$$qr(z) = \mathbf{0.33 \text{ kPa local}}$$

surface: **343**

$$C_e : \mathbf{-0.500} \quad C_i : \mathbf{0.300} \quad C_e - C_i = \mathbf{-0.800}$$

$$qH : \mathbf{0.65 \text{ kPa}} \quad \text{Delta} : \mathbf{1.000}$$

$$qr(z) = \mathbf{-0.52 \text{ kPa local}}$$

surface: **349**

$$C_e : \mathbf{-0.500} \quad C_i : \mathbf{0.300} \quad C_e - C_i = \mathbf{-0.800}$$

$$qH : \mathbf{0.65 \text{ kPa}} \quad \text{Delta} : \mathbf{1.000}$$

$$qr(z) = \mathbf{-0.52 \text{ kPa local}}$$

surface: **345**

$$C_e : \mathbf{-0.500} \quad C_i : \mathbf{0.300} \quad C_e - C_i = \mathbf{-0.800}$$

$$qH : \mathbf{0.65 \text{ kPa}} \quad \text{Delta} : \mathbf{1.000}$$

$$qr(z) = \mathbf{-0.52 \text{ kPa local}}$$

surface: **350**

$$C_e : \mathbf{-0.500} \quad C_i : \mathbf{0.300} \quad C_e - C_i = \mathbf{-0.800}$$

$$qH : \mathbf{0.65 \text{ kPa}} \quad \text{Delta} : \mathbf{1.000}$$

$$qr(z) = \mathbf{-0.52 \text{ kPa local}}$$

ANNEXES

surface: **351**

$$C_e : -0.500 \quad C_i : 0.300 \quad C_e - C_i = -0.800$$

$$qH : 0.65 \text{ kPa} \quad \text{Delta} : 1.000$$

$$qr(z) = -0.52 \text{ kPa local}$$

Cas de charge: **Vent 180 deg sur.(+)**

$$\text{Gamma} : 1.000$$

Coefficients de chargement

surface: **352**

$$C_e : -0.500 \quad C_i : 0.300 \quad C_e - C_i = -0.800$$

$$qH : 0.65 \text{ kPa} \quad \text{Delta} : 1.000$$

$$qr(z) = -0.52 \text{ kPa local}$$

surface: **343**

$$C_e : -0.500 \quad C_i : 0.300 \quad C_e - C_i = -0.800$$

$$qH : 0.65 \text{ kPa} \quad \text{Delta} : 1.000$$

$$qr(z) = -0.52 \text{ kPa local}$$

surface: **349**

$$C_e : 0.800 \quad C_i : 0.300 \quad C_e - C_i = 0.500$$

$$qH : 0.65 \text{ kPa} \quad \text{Delta} : 1.000$$

$$qr(z) = 0.33 \text{ kPa local}$$

surface: **345**

$$C_e : -0.500 \quad C_i : 0.300 \quad C_e - C_i = -0.800$$

$$qH : 0.65 \text{ kPa} \quad \text{Delta} : 1.000$$

$$qr(z) = -0.52 \text{ kPa local}$$

surface: **350**

$$C_e : -0.334 \quad C_i : 0.300 \quad C_e - C_i = -0.634$$

$$qH : 0.65 \text{ kPa} \quad \text{Delta} : 1.000$$

$$qr(z) = -0.41 \text{ kPa local}$$

surface: **351**

$$C_e : -0.644 \quad C_i : 0.300 \quad C_e - C_i = -0.944$$

$$qH : 0.65 \text{ kPa} \quad \text{Delta} : 1.000$$

$$qr(z) = -0.61 \text{ kPa local}$$

Cas de charge: **Vent 270 deg sur.(+)**

$$\text{Gamma} : 1.000$$

Coefficients de chargement

ANNEXES

surface: 352	$C_e : -0.500$ $C_i : 0.300$ $C_e - C_i = -0.800$ $qH : 0.65$ kPa $\Delta : 1.000$ $qr(z) = -0.52$ kPa local
surface: 343	$C_e : 0.800$ $C_i : 0.300$ $C_e - C_i = 0.500$ $qH : 0.65$ kPa $\Delta : 1.000$ $qr(z) = 0.33$ kPa local
surface: 349	$C_e : -0.500$ $C_i : 0.300$ $C_e - C_i = -0.800$ $qH : 0.65$ kPa $\Delta : 1.000$ $qr(z) = -0.52$ kPa local
surface: 345	$C_e : -0.500$ $C_i : 0.300$ $C_e - C_i = -0.800$ $qH : 0.65$ kPa $\Delta : 1.000$ $qr(z) = -0.52$ kPa local
surface: 350	$C_e : -0.500$ $C_i : 0.300$ $C_e - C_i = -0.800$ $qH : 0.65$ kPa $\Delta : 1.000$ $qr(z) = -0.52$ kPa local
surface: 351	$C_e : -0.500$ $C_i : 0.300$ $C_e - C_i = -0.800$ $qH : 0.65$ kPa $\Delta : 1.000$ $qr(z) = -0.52$ kPa local

DONNEES NEIGE

Région:	1A
Altitude géographique:	11 m
Pression de base - neige normale: (Pn0)	0.08 kPa
Pn :	0.08 kPa
Pression de base - neige accidentelle: (P'n0)	1.00 kPa
P'n :	1.00 kPa

RESULTATS NEIGE

Cas de charge: **Neige cas I**

surface: **350** $C = 1.000$ $q_n = 0.08$ kPa global

surface: **351** $C = 1.000$ $q_n = 0.08$ kPa global

ANNEXES

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $h_1 = 102$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 70$ [mm]
Entraxe $p_i = 130; 130; 130; 140; 100$ [mm]

PLATINE

$h_p = 834$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 210$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER E24T
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 210$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 1200$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 26,2$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E24T
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 421$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 90$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER E24T
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 421$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 90$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER E24T
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 8$ [mm] Soudure âme
 $a_r = 13$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 8$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 9: 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50
 $M_{b1,Ed} = 289,64$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 125,48$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -84,14$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

ANNEXES

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

N _{cb,Rd} = 2714,72 [kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]
V _{cb,Rd} = 1137,95 [kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
V _{b1,Ed} / V _{cb,Rd} ≤ 1,0	0,11 < 1,00	vérifié (0,11)
M _{b,pl,Rd} = 515,62 [kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
M _{cb,Rd} = 805,12 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
F _{c,fb,Rd} = 1008,01 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
F _{c,wb,Rd,low} = 705,00 [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

V _{wp,Ed} = 403,44 [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
V _{wp,Rd} = 628,54 [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
V _{wp,Ed} / V _{wp,Rd} ≤ 1,0	0,64 < 1,00	vérifié (0,64)
F _{c,wc,Rd} = 716,52 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
F _{c,wc,Rd,upp} = 718,12 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

N _{j,Rd} = 1410,00 [kN]	Résistance de l'assemblage à la compression	[6.2]
N _{b1,Ed} / N _{j,Rd} ≤ 1,0	0,06 < 1,00	vérifié (0,06)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	715	180,86	180,86	184,45	180,86	314,00	180,86	385,73
2	585	147,99	180,86	184,45	180,86	314,00	180,86	385,73
3	455	115,11	180,86	184,45	180,86	314,00	180,86	385,73
4	325	82,23	180,86	184,45	180,86	314,00	180,86	385,73
5	185	46,82	180,86	184,45	180,86	314,00	180,86	385,73
6	85	21,53	180,86	184,45	180,86	314,00	180,86	385,73

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

M _{j,Rd} = ∑ h _j F _{tj,Rd}		
M _{j,Rd} = 305,55 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2]
M _{b1,Ed} / M _{j,Rd} ≤ 1,0	0,95 < 1,00	vérifié (0,95)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

V _{j,Rd} = 556,84 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]
V _{b1,Ed} / V _{j,Rd} ≤ 1,0	0,23 < 1,00	vérifié (0,23)

RESISTANCE DES SOUDURES

√[σ _{⊥max} ² + 3*(τ _{⊥max} ²)] ≤ f _u /(β _w *γ _{M2})	136,44 < 365,00	vérifié	(0,37)
√[σ _⊥ ² + 3*(τ _⊥ ² +τ ²)] ≤ f _u /(β _w *γ _{M2})	133,25 < 365,00	vérifié	(0,37)
σ _⊥ ≤ 0.9*f _u /γ _{M2}	68,22 < 262,80	vérifié	(0,26)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

S _{j,ini} = 114493,58 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
S _j = 44265,29 [kN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

S _{j,rig} = 78826,14 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
S _{j,pin} = 4926,63 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]

ANNEXES

Assemblage N°: 1

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 500
Barre N°: 422
 $\alpha = -166,8$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E24T
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 500
Barre N°: 423
 $\alpha = -13,2$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E24T
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = 8.8 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 90,43$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 90$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 70$ [mm]
Entraxe $p_i = 120;120;120;140;130$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 833$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_{pr} = 200$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER E24T
 $f_{ypr} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} = 200$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{rd} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_{rd} = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wrd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_{rd} = 700$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha_d = 11,6$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E24T
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

ANNEXES

SOUDES D'ANGLE

$a_w =$	8	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	12	[mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 9: 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

$M_{b1,Ed} = -142,82$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -84,11$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

$N_{cb,Rd} =$	2714,72	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]
$M_{b,pl,Rd} =$	515,62	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} =$	847,77	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} =$	1063,39	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low} =$	940,00	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} =$	1880,00	[kN]	Résistance de l'assemblage à la compression	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,04 < 1,00		vérifié	(0,04)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	702	180,86	-	-	180,86	314,00	180,86	528,39
2	572	147,36	-	-	180,86	314,00	180,86	528,39
3	432	111,28	-	-	180,86	314,00	180,86	528,39
4	312	80,35	-	-	180,86	314,00	180,86	528,39
5	192	49,43	-	-	180,86	314,00	180,86	528,39
6	72	18,50	-	-	180,86	314,00	180,86	528,39

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$M_{j,Rd} = 295,09$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,48 < 1,00 vérifié (0,48)

RESISTANCE DES SOUDES

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	72,58 < 365,00	vérifié	(0,20)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	70,18 < 365,00	vérifié	(0,19)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	36,29 < 262,80	vérifié	(0,14)

ANNEXES

Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
Noeud de la structure: 335
Barres de la structure: 421

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: IPE 450
Barre N°: 421
 $L_c = 6,00$ [m] Longueur du poteau
Matériau: ACIER E24T

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 700$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 400$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur
Matériau: ACIER E24T
 $f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 580$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 90;90$ [mm]

BECHE

Profilé: IPE 100
 $l_w = 100$ [mm] Longueur
Matériau: ACIER E24T
 $f_{yw} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR

$l_s = 700$ [mm] Longueur
 $w_s = 400$ [mm] Largeur
 $h_s = 250$ [mm] Hauteur
 $t_s = 20$ [mm] Epaisseur
 $d_1 = 10$ [mm] Grugeage
 $d_2 = 20$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

ANNEXES

L =	1800	[mm]	Longueur de la semelle
B =	1500	[mm]	Largeur de la semelle
H =	900	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	BETON25		
$f_{ck} =$	25,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	30	[mm]	Épaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p =$	6	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	5	[mm]	Bêche
$a_s =$	5	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 9: 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

$N_{j,Ed} =$	-137,44	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	0,00	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	-84,14	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	215,22	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	0,01	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$c =$	41	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$f_{jd} =$	33,33	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n} =$	7659,64	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	2172,29	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	2680,13	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$M_{c,Rd,y} =$	2232,80	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	506	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} =$	4411,35	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$M_{c,Rd,z} =$	981,45	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	226	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} =$	4336,94	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RÉSISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	7659,64	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{C,Rd,y} =$	2172,29	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$				
$F_{C,Rd,z} =$	2680,13	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{t,Rd,s1} =$	119,95	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,s2} =$	112,29	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$				
$F_{t,Rd,s} =$	112,29	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	

ANNEXES

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$F_{t,Rd,p} = 91,38$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$N_{Rk,c}^0 = 311,3$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]
 $= 2$]

$F_{t,Rd,c} = 142,9$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
 $= 8$]

FENDAGE DU BETON

$N_{Rk,c}^0 = 470,57$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$F_{t,Rd,sp} = 192,92$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 91,38$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$F_{t,pl,Rd,y} = 365,51$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = 182,76$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 365,51$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$

$F_{T,Rd,z} = 182,76$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,02 < 1,00$ **vérifié** (0,02)

$M_{j,Rd,y} = 236,77$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23) $0,91 < 1,00$ **vérifié** (0,91)

$M_{j,Rd,z} = 0,57$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23) $0,03 < 1,00$ **vérifié** (0,03)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,93 < 1,00$ **vérifié** (0,93)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

$F_{1,vb,Rd,y} = 359,47$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 331,82$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 55,29$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 8,50$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$F_{v,Rd,cp} = 285,97$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

$F_{v,Rd,c,y} = 338,72$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = 343,21$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 41,23$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 233,33$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$F_{v,Rd,wg,z} = 128,33$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 342,57$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **vérifié** (0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 237,57$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,35 < 1,00$ **vérifié** (0,35)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,35 < 1,00$ **vérifié** (0,35)

ANNEXES

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_d = 9,52$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 21,13$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 22,15$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 39,53$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,17 < 1,00$		vérifié (0,17)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_d = 7,02$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 19,78$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 22,15$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 39,00$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,17 < 1,00$		vérifié (0,17)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_d = 1,19$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 6,75$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 12,95$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 22,46$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,10 < 1,00$		vérifié (0,10)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 30,16$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 30,16$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 0,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -3,90$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,11 < 1,00$		vérifié (0,11)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,18 < 1,00$		vérifié (0,18)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,16 < 1,00$		vérifié (0,16)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} = 48,87$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 48,87$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 44,30$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 124,26$ [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,36 < 1,00$		vérifié (0,36)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 0,00$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 0,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 106,64$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 0,00$ [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,54 < 1,00$		vérifié (0,54)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 18,68$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 18,68$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 25,90$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 58,38$ [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,17 < 1,00$		vérifié (0,17)

ANNEXES

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

σ_{\perp} =	62,65	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp} =	62,65	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{\parallel} =	44,64	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
σ_z =	147,24	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
β_w =	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,43 < 1,00				vérifié (0,43)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

σ_{\perp} =	62,65	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp} =	62,65	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{\parallel} =	49,07	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
σ_z =	151,40	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
β_w =	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,44 < 1,00				vérifié (0,44)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

σ_{\perp} =	53,86	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp} =	53,86	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{\parallel} =	28,78	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
σ_z =	118,70	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
β_w =	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,35 < 1,00				vérifié (0,35)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y}$ =	19	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,y}$ =	19	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,y}$ =	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y}$ =	0,35		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y}$ =	44085,26	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y}$ =	354300,45	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z}$ =	34	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,z}$ =	38	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,z}$ =	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z}$ =	1,55		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z}$ =	182229,17	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z}$ =	17596,53	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} > S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

REMARQUES

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible.	50 [mm] < 60 [mm]
Distance du boulon d'ancrage du raidisseur trop faible.	20 [mm] < 30 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,93
--	-------------------

Références bibliographiques

(BIBLIOGRAPHIE)

- DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV2013 ».
- DTR B C 2 48; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
 - DTR.B. C- 2.2 ; Charge permanentes et charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
 - Règlement de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 » ministère de l'habitat et de l'urbanisme (ALGERIE).
 - EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique. Office des publications universitaires, 2009.
 - Livre Lahlou Dehmani; calcul des structures métalliques selon l'EC3/ Edition Eyrolles Paris 2005
 - Cours de 1^{er} année master Construction Métallique M.FELLAH
 - Cours de 1^{ère} année master : Etude de plancher mixte et fondation (Mme Othmani).

ANNEXES

- B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- Projets de fin d'étude (Université de BEJAIA)