

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'ingénierie
Département : Génie Civil
Domaine : Sciences et Techniques
Filière : Génie Civil
Spécialité : Constructions Métalliques

: Mixtes

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**ETUDE D'UN HANGAR EN CHARPENTE METALLIQUE A
USAGE DE STOCKAGE**

Présenté par : *MANSOURI NADHIR – BOUNOUR MOHAMED ALI*

Encadrant : *MEZIGHECHE Nawel M.A .A. Université Badji Mokhtar ANNABA*

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
SLIMANI Fayçal	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Président
MEZIGHECHE Nawel	M.A.A	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
KOUIDER 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 à arriver jusqu'au bout.*
- *Tous les enseignants qui nous ont guidés le long de notre formation en*
Particulier :
 - *Madame Mézigheche, 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

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents pour tous leurs sacrifices depuis ma
naissance à ce jour et pour les encouragements que j'ai eus de leur
part.*

A toutes la famille sans exception.

A mes amis sans exception

*Mon binôme Nadhir est sa famille et à toute la promo Construction
Métallique 2021 et tous mes amis de proche ou de loin.*

A tous mes enseignants du primaire jusqu'à ce jour.

M. BOUNOUR



Dédicace

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents pour tous leurs sacrifices depuis ma
naissance à ce jour et pour les encouragements que j'ai eus de leur
part.*

A toute la famille sans exception

A mes amis sans exception.

Mon binôme MOHAMED ALI est sa famille et à toute la promo

*Construction Métallique 2021 et tous mes amis de proche ou
de loin..*

A tous mes enseignants du primaire jusqu'à ce jour.

N. MANSOURI



SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de projet	
I. Introduction	2
I.1 Présentation de l'ouvrage	2
I.1.1.Situation du Projet	2
I.1.2.Etude du Sol	2
I.1.3.Dimension du l'ouvrage	3
I.2. Eléments de la Construction.....	3
I.2.1.Ossature de la structure	3
I.2.2.La toiture	3
I.2.3.La couverture	3
I.2.4.Les poteaux	4
I.2.5.Les panne	4
I.2.6.Les contreventements.....	4
I.3.Généralités	4
I.3.1Martiaux utilise	4
I.3.1.1.Acier.....	4
I.3.1.2.Les propriétés de l'acier	5
I.3.2.Béton	5
I.3.2.1.Propriétés du béton.....	6
I.4.Règlements utilise	6
I.4.1.Les états limites.....	6
I.4.2.État limite Ultime (E.L.U.).....	6
I.4.3.État Limite de Service (E.L.S.)	6
I.5.Les Actions prises en compte.....	7
I.6.Vues de la structure	8

Chapitre II : Eude climatique

II. Introduction.....	8
II.1. Coefficient de Calcul	8
II.1.1.Effet de la région	9
II.1.2Effet de site	9
II.1.3.Coefficient de topographe.....	9
II.1.4.Calcul de coefficient dynamique Cd.....	9
II.2.Calcul De Pression	9
II.2 .1Calcul de la pression dynamique de pointe.....	9
II.2.2 Calcul de l'intensité de turbulence Iv	10
II.3.Calcul des Coefficients de Pression	11
II.3.1Direction de vent sur long pan (sens v1+ v3).....	11
II.3.1.1 Coefficient de pression extérieur Cpe.....	11
II.3.2.Direction de vent sur le pignon (sens v2+v4).....	14
II.3.2.1.Coefficient de pression extérieur Cpe	14
II.3.3.Direction de vent sur long pan (sens v1)	18
II.3.3.1.Coefficient de pression intérieur Cpi	18
II.3.4.Direction de vent sur pignon (sens v2).....	18
II.3.4.1.Coefficient de pression intérieur Cpi	18
II.4.La pression aérodynamique W (zj)	18
II.4.1.Direction de vent sur long pan (sens v1).....	18
II.4.2.Direction de vent sur long pan (sens v3).....	21
II.5.Évaluation des charges des cas les plus défavorables	23
II.6.Calcul de la force de frottement.....	25
II.7.Etude à la neige.....	27
II.7.1.But	27
II.7.2.la charge de neige sur le sol.....	27
II.7.3.Coefficient de forme de la toiture.....	28
II.7.4.La charge de la neige sur la toiture	28

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

III. Introduction	29
-------------------------	----

III .1 Dimensionnement des panneaux de couverture	29
III .1.1.principe de choix d'un panneau sandwich	29
III .1.2. Panneaux couverture	29
III .1.2.1. Détermination de poids propre de la couverture	30
III .1.2.2. Détermination de la portée maximale	30
III.2.Etude des pannes	31
III.2.1.Définition	31
III.2.2.Détermination des sollicitations	32
III.2.2.1.Evaluation des charges et surcharges	32
III.2.2.Les charges et surcharges appliquées	35
III.2.2.3.Les combinaisons d'actions	37
III.2.3.Principe de pré dimensionnement	38
III.2.3.1.Vérification à l'ELS (flèche).....	38
III.2.4.Dimensionnement des pannes	40
III.2.4.1.Condition de la flèche	40
III.2.4.2.Condition de la résistance (ELU)	40
III.3.Calcul des liernes	46
III.3.1.Définition	46
III.3.2.Calcul des liernes	46
III.3.3. Détermination des efforts de traction.....	47
III.3.3.Calcul de la section des liernes	48
III.4.Calcul de l'échantignolle	48
III.4.1. Définition	48
III.5.Calcul des lisses de bardage	51
III .5.1. Panneaux bardage	51
III .5.1.1.Détermination de poids propre de bardage	51
III .5.1.2. Détermination de la portée maximale pour le bardage	52
III.5.2.Définition	52
III.5.3.Données de calcul	53
III.5.4.Détermination des charges et surcharges	53
III.5.5. Pré dimensionnement.....	54
III.5.6.Vérification à l'état limite ultime	54

III.5.7.Vérification au cisaillement	55
III.5.8.Vérification au déversement	55
III.5.9.Vérification à l'état limite de service	56
III.6.Calcul des suspentes.....	57
III.6.1.Calcul de l'effort de tractions dans la suspente la plus sollicité	57
III.6.2.Calcul de la section des liernes	57
III.7.Les potelets.....	58
III.7.1.Définition.....	58
III.7.2.Dimensionnement des potelets	58
III.7.3.Détermination de la section de potelet (calcul a L'ELS).....	59
III.7.4.Evaluation des charges	60
III.7.5.érification de la flexion composée	60
III.7.5.1.Vérification de l'effort axial	60
III.7.5.2.Vérification de l'effort tranchant	61
III.7.5.3.Vérification de la stabilité au flambement	61
III.8.Conclusion.....	67
Chapitre IV : Etude de contreventement	
IV.1.Introduction	68
IV.2.Rôle des systèmes de contreventement.....	68
IV.3.Contreventement de toiture (poutre au vent)	68
IV.3.1.Calcul de la poutre au vent en pignon.....	68
IV.3.1.1.Évaluation des efforts dans la poutre au vent.....	69
IV.3.1.2.Évaluation des efforts horizontaux	69
IV.3.1.3.Effort de traction dans les diagonales	70
IV.3.1.4.Dimensionnement des diagonales.....	71
IV.3.1.5.Calcul de la section brute A.....	71
IV.3.1.6.Vérification à la résistance ultime de la section	72
IV.4.Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance	72
IV.4.1.Vérification de la section à la résistance.....	73
IV.5.Vérification de l'élément aux instabilités (déversement)	75
IV.6.Calcul de la palée de stabilité en long pans	79
IV.6.1.Dimensionnement de la palée de stabilité de rive	80
IV.6.1.Détermination de la section des diagonales	80

IV.6.1.2.Vérification à la résistance ultime de la section.....	81
IV.6.2.Dimensionnement de la palé de stabilité intermédiaire	81
IV.6.2.1.Détermination de la section des diagonales	82
IV.6.2.2.Vérification à la résistance ultime de la section	82
IV.7.Calcul de la poutre sablière.....	83
IV.7.1.Vérification de l'élément aux instabilités	83
IV.7.2.Vérification de la poutre sablière à la flexion déviée composée avec risque de déversement.....	85
IV.8.Conclusion	86

Chapitre V : Etude de portique

V. Calcul des traverses	88
V.1. Généralité.....	88
V.1.1. Evaluation des charges et surcharge	88
V.1.2. Combinaison de charge les plus défavorables	89
V.1.3 Condition de la flèche.....	89
V.2.Conclusion	89
V.3.Pré dimensionnement des poteaux	90
V.3.1.Evaluation des charges et surcharge	90
V.4. Vérification de portique.....	90
V.5.Résultats après modalisation	91
V.6. Pré-dimensionnement (poteau, traverse).....	92
V.6.1.Poteau.....	92
V.6.2. Vérification des Poteau.....	92
V.7.Conclusion.....	95
V.8.Traverse.....	95
V.9. Conclusion	100

Chapitre VI : Etude sismique

VI.1. Introduction	101
VI.2.Principe de la méthode	101

VI.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul.....	101
VI.4. Analyse dynamique de la structure.....	103
VI.5. Modélisation de la structure.....	103
VI.6. Analyse modale.....	105
VI.7. VERIFICATION DE LA STRUCTURE.....	106
VI.7.1. Vérification de la période fondamentale de la structure.....	106
VI.7.2. Vérification de la force sismique à la base.....	106
VI.7.3. Vérification des déplacement.....	107

Chapitre VII : Vérification des éléments

VII.1.Introduction	108
VII.1.1. JUSTIFICATION DES POTEAUX (HEA400).....	109
VII.1.2.Vérification	109
VII.1.2.1 Vérification de la résistance.....	109
VII.1.2.2 Vérification de l'effort tranchant	109
VII.1.2.3 Vérification à l'effort normal.....	109
VII.1.2.4 Vérification au moment fléchissant.....	110
VII.1.3. Vérification de l'élément aux instabilités.....	110
VII.1.3.1 Flexion composée avec risque de flambement	110
VII.1.3.2. Vérification au flambement.....	113
VII.2. JUSTIFICATION DES TRAVERSEES (HEA360).....	113
VII.2.1. Charges agissant sur la traverse	113
VII.2.2. Vérification de la section à la résistance	113
VII.2.2.1 Vérification.....	113
VII.2.2.2.1. Vérification à la résistance.....	113
VII.2.2.2.2. Vérification de l'effort tranchant	114
VII.2.2.2.3. Vérification à l'effort normal.....	114
VII.2.2.2.4. Vérification au moment fléchissant	114
VII.2.2.3. Vérification de l'élément aux instabilités.....	115
VII.2.2.3.1.Flexion composée avec risque de flambement.....	115
VII.2.2.3.2.Vérification au flambement.....	118
VII.2.2.4. Vérification de la flèche	118

VII.3. JUSTIFICATION DES CONTREVENTEMENTS	118
VII.3.1. Introduction	118
VII.3.2. Rôle des systèmes de contreventement	118
VII.3.3. Vérification des contreventements	119
VII.3.3.1. Vérification des diagonales des contreventements poutre au vent	119
VII.3.3.2. Vérification à la traction.....	120
VII.3.3.3. Vérification au flambement.....	120
VII.3.3.4. Vérification avec logiciel ROBOT.....	120
VII.4. Vérification des palées de stabilités de long pan.....	120
VII.4.1. Palée de rive.....	120
VII.4.2. Vérification à la traction	121
VII.4.3. Vérification au flambement	121
VII.4.4. Vérification avec logiciel ROBOT.....	121
VII.5. Vérification des diagonal des contreventements poutre au vent	122
VII.5.1. Vérification à la traction	122
VII.5.2. Vérification au flambement.....	122
VII.5.3. Vérification avec logiciel ROBOT.....	123
VII.6. Vérification des éléments secondaires (pannes, lisses, poutre sablière)	123
VII.6.1. Pannes (IPE180)	123
VII.6.2. Potelés (IPE300)	123
VII.6.3. lisse de bardage (UPE120).....	123
VII.7. Conclusion.....	124

Chapitre VIII : Calcul des assemblages

VIII.1- Introduction	125
VIII.2- Calcul d'assemblages	125
VIII.2.1- Assemblage traverse _ traverse	125
VIII.2.1.1- Détermination des efforts dans les boulons.....	125
VIII.2.1.2- Dimensionnement des boulons	126
VIII.2.1.3- Condition de résistance des boulons	126
VIII.2.1.4- Moment résistant effectif de l'assemblage	126
VIII.2.1.5- Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction.....	127

VIII.2.1.6- Vérification au poinçonnement.....	127
VIII.2.1.7- Assemblage platine traverse	127
VIII.2.1.8- Vérification.....	127
VIII.2.2- Assemblage poteau - traverse	128
VIII.2.2.1- Efforts de calcul.....	128
VIII.2.2.2- Détermination des efforts dans les boulons	128
VIII.2.2.3- Dimensionnement des boulons	129
VIII.2.2.4- Condition de résistance des boulons	129
VIII.2.2.5- Moment résistant effectif de l'assemblage.....	129
VIII.2.2.6- Vérification	130
VIII.2.2.7 Assemblage platine traverse	131
VIII.2.3- Assemblage Pieds de poteaux	132
VIII.2.3.1 Dimensionnement de la plaque d'assise	132
VIII.2.3.2- Dimensionnement de la tige d'ancrage	133
VIII.2.3.3- Vérification de la tige d'ancrage.....	133
VIII.2.3.4- Condition d'équilibre du BAEL	134

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1- Introduction	136
IX.2- Calcul des Fondations.....	136
IX.2.1- Caractéristique des matériaux	136
IX.2.2- Choix du type de fondation.....	136
IX.2.3- Dimensionnement des fondations.....	136
IX.2.4- Vérification de la stabilité	137
IX.2.5- Ferrailage de la semelle isolée.....	138

IX.2.6- Calcule l'espace des cadres	138
IX.3. Calcul des longrines	138
IX.3.1. Introduction	138
IX.3.2. Pré dimensionnement.....	139
IX.3.3. Ferrailage	139
XI. Conclusion général	141

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 valeurs de coefficients dynamiques Cd	9
Tableau II.2 valeurs d'intensité de turbulence Iv	10
Tableau II.3 valeurs de la pression de pointe $q_{p(ze)}$	10
Tableau II.4 les coefficients Cpe correspondant à chaque zone de parois verticales	12
Tableau II.5 les valeurs de Cpe pour la toiture	14
Tableau II.6 les surfaces correspondantes à chaque zone de parois verticales Toutes les surfaces $> 10m^2$	15
Tableau II.7 les valeurs de Cpe correspondant à chaque zone de parois verticales	15
Tableau II.8 les surfaces correspondant à chaque zone de toiture Toutes les surfaces des zones sont $> 10N^2$	17
Tableau II.9 les coefficients Cpe correspondant à chaque zone de toiture	17
Tableau II.10 valeurs de la pression aérodynamique W (zj) à chaque zones de parois verticales	19
Tableau II.11 valeurs de la pression aérodynamique W(zj) sur la toiture.....	20
Tableau II.12 valeurs de la pression aérodynamique W (zj) à chaque zones de parois verticales	21
Tableau II.13 valeurs de la pression aérodynamique W (zj) sur la toiture.....	22
Tableau II.14 valeurs de la pression aérodynamique W (zj) à chaque zones de parois verticales	22
Tableau II.15 valeurs de la pression aérodynamique W(zj) sur la toiture.....	23
Tableau II.16 les valeurs plus défavorables pour le long pan (sens V1).....	23
Tableau II.17 les valeurs plus défavorables pour le long pan (sens V3).....	24
Tableau II.18 les valeurs plus défavorables pour le pignon (sens V2).....	24
Tableau III.1 le poids propre du panneau correspondant à chaque épaisseur.	30
Tableau III.2 les charges maximales admissibles en daN/m ² en fonction des portées.....	31
Tableau III.3 Caractéristiques de l'IPE 160	39
Tableau III.4 le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.....	51
Tableau III.5 Charges maximales admissibles en daN/m ² en fonction des portées d'utilisation	52
Tableau III.6 Caractéristiques de l'UPE120	54
Tableau III.7 Caractéristiques de l'IPE300	60
Tableau III.8 Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 300.	64
Tableau IV.1 Evaluation des efforts horizontaux au niveau des nœuds.....	70
Tableau IV.2 Caractéristiques de l'IPE 180.....	72
Tableau V.1 les Caractéristiques de HEA340.	89
Tableau V.2 les Caractéristiques de HEA400.	90
Tableau VI.1 Valeurs des pénalités Pq.....	103
Tableau VI.2 Période propre de la structure.....	105
Tableau VI.3 Résultante des forces sismiques à la base.....	107
Tableau VI.4 Déplacements relatifs dans le sens (x-x).....	107
Tableau VII .1 Les efforts dans la poutre au vent.....	119
Tableau VII .2 les efforts dans la palée de stabilité de rive.....	121
Tableau VII .3 Les efforts dans la palée de stabilité intermédiaire.....	122

LISTE DES FIGURES

Figure II.1 présentation des directions du vent sur la structure.....	8
Figure II.2 répartition des pressions de pointe (N/m ²).	11
Figure II.3 Zones de pression pour les parois verticales.	11
Figure II.4 légende pour les parois verticales	12
Figure II.5 Zones de pression pour la toiture	13
Figure II.6 Zones de pression pour les parois verticales	15
Figure II.7 légende pour les parois verticales	16
Figure II.8 légende pour la toiture.....	16
Figure II.9 la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales Toiture.....	20
Figure II.10 la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales	21
Figure II.11 la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales	22
Figure II.12 Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.	27
Figure II.13 Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.	28
Figure III.1 détail de panneau sandwich (couverture).....	29
Figure III.2 Dispositions des pannes sur la toiture.	32
Figure III.3 Schéma statique de la panne sous la charge permanente.	32
Figure III.4 Schéma statique de la panne sous charge d’entretien.	33
Figure III.5 Schéma statique de la poutre équivalente.	34
Figure III.6 Schéma statique de la charge équivalente de vent.	34
Figure III.7 Schéma statique de panne sous surcharge du vent.	35
Figure III.8 Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.....	35
Figure III.9 Représentation de cisaillement de la panne.....	41
Figure III.10 Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.	43
Figure III.11 Shéma statique des pannes dans le cas d’escistance des lierne	46
Figure III.12 efforts de traction dans les liernes.....	46
Figure III.13 Coupe transversale de l’échantignole et les efforts sollicitant.	49
Figure III.14 détail de panneau sandwich (bardage).	51
Figure III.15 Disposition de la lisse sur le poteau.	53
Figure III.16 Disposition des potelets.	59
Figure IV.1 Schéma statique de la poutre au vent en pignon.....	69
Figure IV.2 Méthode des coupures.....	71
Figure IV.3 Méthodes des coupures.	80
Figure IV.4 Méthodes des coupures.	81
Figure IV.5 Schéma statique de la poutre sablière.	83
Figure VI.1 Modèle de la structure en 3D.....	104
Figure VI.2 Spectre de réponse.....	105
Figure VII. 1 La diagonale la plus sollicité de la poutre au vent	119
Figure VII .2 La diagonale la plus sollicité (palée de stabilité de rive).....	121
Figure VII .3 La diagonale la plus sollicité (palée de stabilité intermédiaire).....	122
Figure VIII.1 Représentation de l’assemblage traverse-traverse.....	125
Figure VIII.2 Représentation de l’assemblage poteau-traverse.....	128
Figure VIII.3 schéma de jonction poteau-fondation.....	132

Figure IX.1 <i>Dimension de la semelle</i>	137
Figure IX.2 Schéma de ferrailage de la semelle.....	138
Figure IX.3 Schéma de ferrailage des longrines.....	140

Sollicitation-Contrainte-Déformation

q_p : Pression dynamique de pointe

$q_{réf}$: pression dynamique moyen de référence

W : pression aérodynamique

F_w : force aérodynamique résultante

S : charge caractéristique de la neige

S_k : 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

F_p : Effort de précontrainte dans un boulon

M : Moment sollicitant, en général

M_{cr} : Moment critique élastique

M_{eff} : Moment efficace (section de classe 4)

M_{el} : Moment élastique

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

M_{pl} : Moment plastique

M_R : Moment résistant

N_R : Effort normal résistant

N_{PL} : Effort normal de plastification

N_U : Effort normal ultime

V : Effort tranchant sollicitant

V_{PL} : Effort tranchant de plastification

N_K : 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

f_{red} : Limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement $f_{red} = (1-\rho) \cdot f_Y$

ε (epsilon) : 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 ($\text{mm}, \text{cm}, \text{m}$).

l_f : Longueur de flambement ($\text{mm}, \text{cm}, \text{m}$).

l_d : Longueur de déversement d'une poutre ($\text{mm}, \text{cm}, \text{m}$).

l_K : Longueur de flambement d'une poutre ($\text{mm}, \text{cm}, \text{m}$).

R : Rigidité d'une barre (cm^3).

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).

\emptyset : 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 : Élancement eulérien

λ̄ : Elancement réduit

λ̄_{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 Générale

Une construction, quelle que soit sa destination (habitation, usage industriel, collectivité, Spectacle...) et son principe constructif (matériau, type de structure), doit être capable de résister aux efforts qui lui sont appliqués. Pour une construction métallique, ce rôle de « résistance » est assuré par l'ossature ou structure en acier constituant le « squelette » de la construction.

L'**acier** utilisé en construction métallique a des caractéristiques garanties. C'est un matériau isotrope et homogène ayant un comportement idéal vis-à-vis de la théorie de l'élasticité, base des lois de la résistance des matériaux. Il est ductile, propriété nécessaire à la bonne répartition des efforts dans les assemblages.

Il est soudable, sous réserve de respecter les dispositions prescrites au projet. C'est le matériau d'usage courant en construction qui présente les caractéristiques les plus élevées pour le poids le plus faible.

La **structure** assure principalement le cheminement des efforts extérieurs appliqués jusqu'aux bases solides : les fondations. La connaissance de ce cheminement est essentielle particulièrement vis-à-vis de l'étude des éléments constitutifs de la structure ainsi que de leurs liaisons (attaches).

La structure est stable si cette transmission s'effectue sans désordre.

Les **ossatures métalliques** sont généralement « souples » et constituées des barres « élancées » ou d'éléments minces. Ces caractères spécifiques sont à garder présents à l'esprit lors des études, les problèmes de flexibilité, voilement, déversement de poutres fléchies et flambement d'éléments comprimés étant déterminants dans la justification et le dimensionnement des structures métalliques.

Présentation de projet

I. Introduction

Ce projet consiste à étudier un hangar à usage de stockage en construction métallique qui sera implantée à la zone industrielle de AIN SAYED à la wilaya de ANNABA qui classée

selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (II a).

I. 1. Présentation de l'ouvrage

1.1.1. Situation du Projet

Cet ouvrage est un hangar pour le stockage, implanté au lieu dit zone industrielle dans la commune de AIN SAYED wilaya de ANNABA.

L'hangar est implanté sur un terrain plat occupant une surface de la 3271,00m²

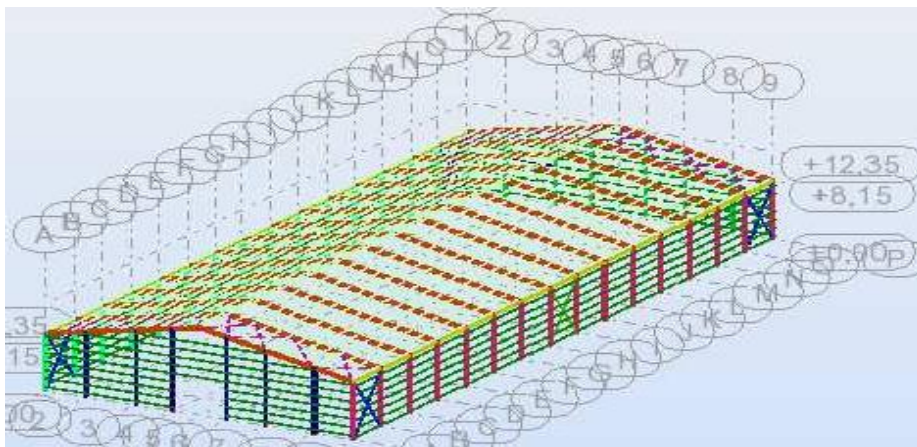


Figure I.1 Vue en 3D sur l'hangar.

1.1.2. Etude du Sol

Les études faites sur le sol (rapport préliminaire de sol) où le projet sera implanté nous renseignent sur :

La contrainte admissible du sol : $\sigma = 2 \text{ bar}$

Profondeur minimale d'ancrage égale à 2 m par rapport à la coté du terrain naturel

Présentation de projet

1.1.3. Dimension du l'ouvrage

La forme de notre projet est rectangulaire caractérisée par les dimensions suivantes :

- La longueur totale en plan ; **90,22 m**
- La largeur totale en plan : **38 m**
- La plus grande hauteur : **12,35 m**
- La hauteur des poteaux : **8.15 m**
- La pente de versant $\alpha = 12.46^\circ$
- Les ouvertures :

Fenêtres : long pan (1) : $15 \times (3 \times 1)$ m.

long pan (2) : $11 \times (3 \times 1)$ m.

Portail : $2 \times (4 \times 5)$ m.

I.2 Eléments de la Construction

I.2.1 Ossature de la structure

L'ossature de l'ouvrage sera constituée par des portiques métalliques et des contreventements qui assurent la stabilité verticale et horizontale.

I.2.2 La toiture

Généralement pour les hangars de stockages le dégagement de l'espace à l'intérieur est une priorité pour le concepteur, ce qui nous conduit à utilisation d'une toiture en charpente métallique, la à deux versant qui, nous offre plusieurs avantages, les plus important sont :

- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armé ou planché mixte
- La facilité et rapidité de montage

I.2.3 La couverture

La couverture sera réalisé par des panneaux sandwich, appelé aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constituées :

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur
- D'une âme en mousse isolante
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages

Présentation de projet

Les panneaux sandwichs nous offrent plusieurs avantages on peut dire :

- Le par-vapeur
- L'isolation et étanchéité
- Une bonne capacité portante
- Un gain de temps au montage

Mais leur inconvénient est dans l'étanchéité des joints :

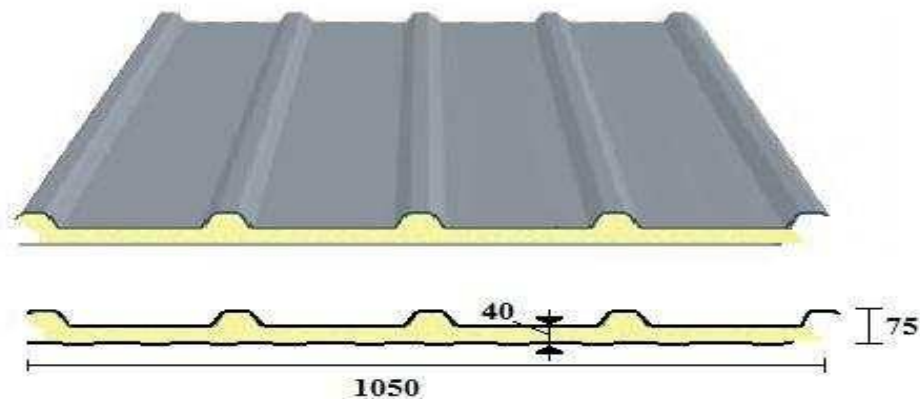


Figure I.2 panneau sandwich

I.2.4 Les poteaux et potelets

Ces éléments sont des profilés métalliques avec une section constante

I.2.5 Les pannes, lisses et traverses

Ces éléments sont des profilés métalliques avec une section constante

I.2.6 Les contreventements

Les pales de stabilité en (x) dans les deux sens, assurent la verticalité des poteaux et prennent les efforts dus au séisme et au vent en les transmettant aux fondations.

I.3 Généralités

I.3.1 Matériaux utilisés

I.3.1.1 Acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone, qui est extrait de matières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbonne).

Présentation de projet

Le carbone n'intervient, dans la compositions, que pour une très faible part (généralement inférieur à 1%). Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés :

- Soit involontairement : phosphore, soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- Soit volontairement qui sont notamment le silicium, le manganèse, le chrome, le tungstène (résiste à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, corrosion).

On parle dans ces cas acier alliés.

I.3.1.2 Les propriétés de l'acier

➤ **Résistance**

- Les nuances de l'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement Euro code 03.
- La nuance choisie pour la réalisation de ce projet est S235.

➤ **Durabilité :**

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivant :

- Le rapport $f_u / f_y > 1,2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique
- A la rupture l'allongement relatif ultime doit être supérieur ou égal à 15 %.

➤ **Les propriétés mécaniques**

- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ Mpa}$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$
- Module d'élasticité transversale $G = E/2(1+\nu)$

I.3.2 Béton

Le béton est matériau de construction qui se compose de granulats, sable, ciment, eau, et des adjuvants pour en modifier les propriétés.

Le béton présente une excellente résistance à la compression jusqu'à 450 da/cm^2 mais 10 fois moindre en traction ou au cisaillement.

I.3.2.1 Propriétés du béton

Le béton utilisé sera de classe 25 avec :

- Une résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2,1$ Mpa
- Le poids spécifique : $\rho = 25$ KN/m³
- Coefficient de retrait $\epsilon = 4.10^{-6}$.

I.4 Règlements utilise

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

- **RNVA 2013** : l'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent algérienne 2013.
- **CCM97, Euro code 3** : l'étude et les calculs des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCM99 et Euro code 3.
- **RPA 99 version 2003** : l'étude sismique se fait suivant le règlement Algérienne. RPA99 version 2003.
- **DTR B .C.2.2** charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **BAEL 91** : béton armé aux états limites.
- **CBA 93** : règles de conception et de calcul des structures en béton en béton armé DTR B-C2.4.

I.4.1 Les états limites

Un état limite est un état au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue. On en distingue état limite

I.4.1.1 État limite Ultime (E.L.U.)

Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent

- La perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties
- La ruine de la structure ou de l'un de ses éléments

I.4.1.2 État Limite de Service (E.L.S.)

Les états limites de service correspondent aux dépassements des critères spécifiés d'exploitation, ils comprennent :

Présentation de projet

- Les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, ou provoquant des dommages à des éléments non structuraux
- Les vibrations incommodes les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu
[Cours de *Francine SEINTURIER IUT Génie Civil de Grenoble "bases de calcul"*]

I.5 Les Actions prises en compte

Une action est une force (charge) appliquée à la structure (action directe) ou une déformation imposée (action indirecte), déplacements d'appuis, effets thermiques.

Les actions sont classées principalement en fonction de leur existence dans le temps :

- Actions Permanentes (G) : dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :
 - Poids propre de la structure
 - Poussée des terres et liquides
- Actions variables (Q) : dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps tel que :
 - Charges d'exploitation
 - Charges climatiques (neige S, vent W) ;
 - Charges dues à l'effet de température (T)
 - Charges appliquées en cours d'exécution.
- Actions Accidentelles
- Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :
 - l'action sismique notée E
 - le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

Présentation de projet

I.6 Vues de la structure

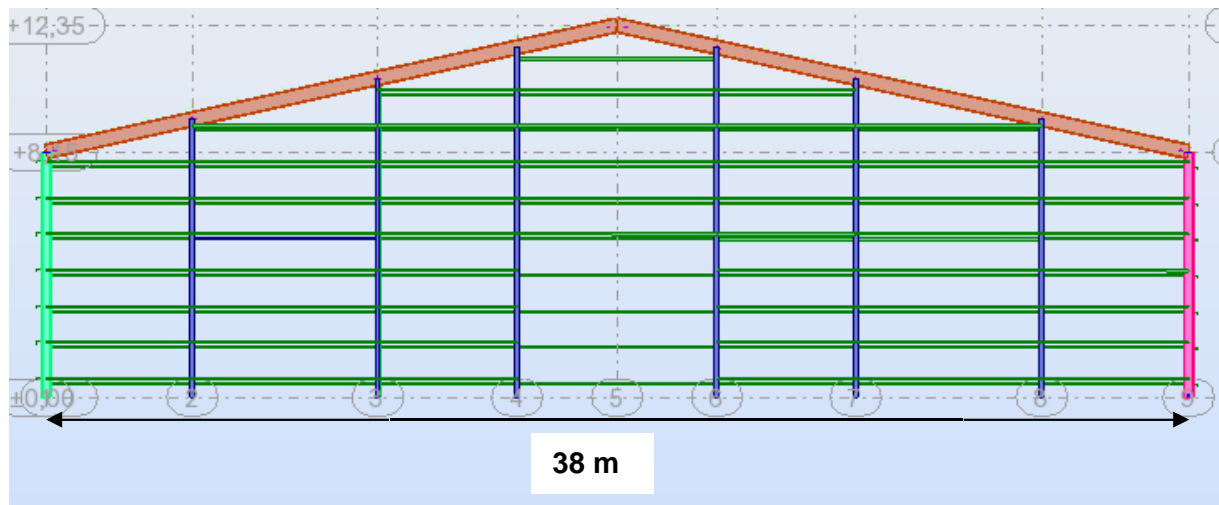


Figure I.3 vue sur la face.

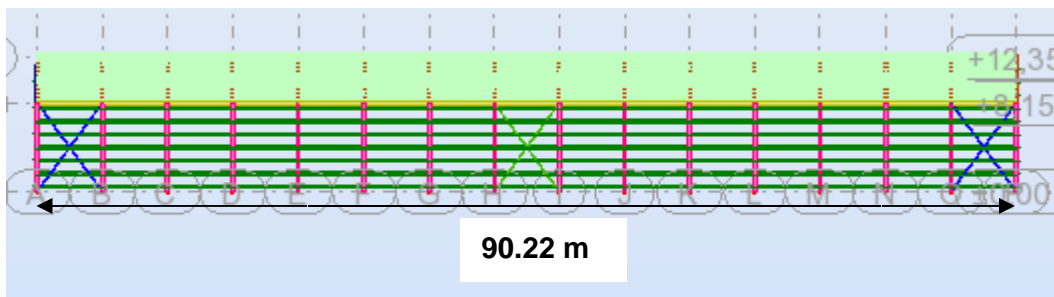


Figure I.4 vue sur long pan.

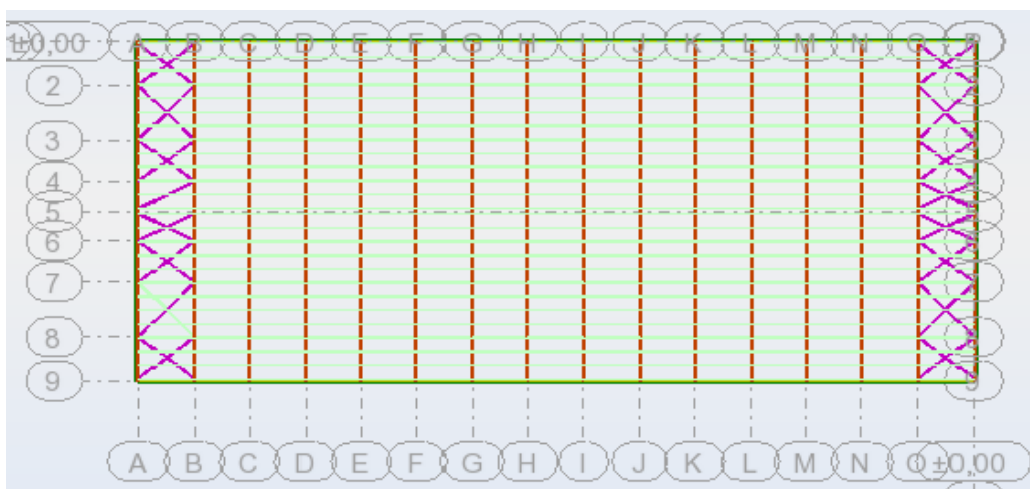


Figure I.5 vue d'en haut.

II. Introduction

L'étude climatique est l'estimation de l'action du vent et celle de la neige qui seront éventuellement appliquées à notre ouvrage, dans notre étude les effets thermique seront négligés.

L'effet du vent sur une structure métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différents actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles dont le calcul est mené conformément aux règles neige et vent RNVA 2013.

Les de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- De la région
- Du site d'implantation
- De la hauteur de la construction
- De la forme géométrique de la construction
- De la rigidité de la construction

II.1 Coefficient de Calcul

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
- Au pignon v2

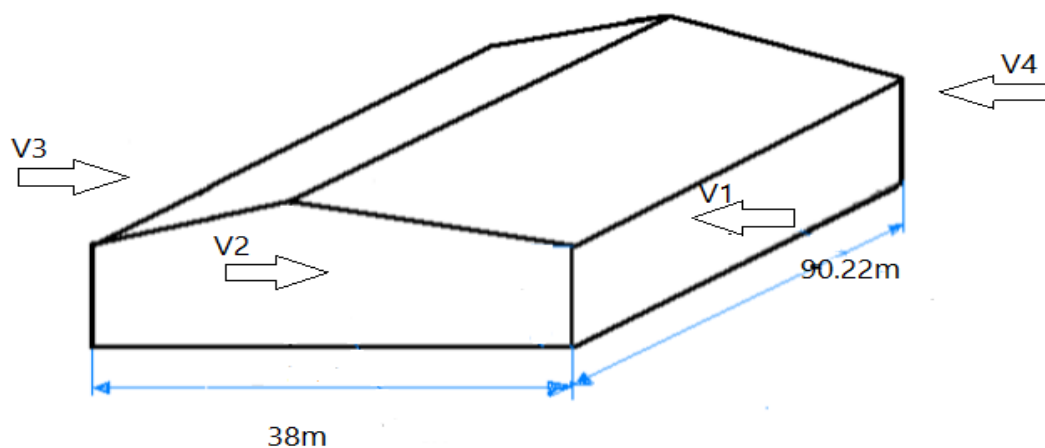


Figure II.1 présentation des directions du vent sur la structure

NB : on a une structure symétrique, d'où l'étude au vent se fera selon deux (2) sens.

II.1.1 Effet de la région

Notre structure est située dans la zones (III) , dont la pression de référence est donnée par le tableau 2 .2 du RNVA 2013(chapitre 2) par $q_{ref}=500N /m^2$

II.1.2 Effet de site

La structure sera implantée en zone industriel catégorie (III) D'au

- Le facteur de terrain $K_t=0,215$
- Le paramètre de rugosité $Z_o=0,3$ (Tableau 2-4, chapitre 2 RNVA2013).
- La hauteur minimal $Z_{min}=5m$

II.1.3 Coefficient de topographe

Le site est plat, le coefficient de topographe $C_t=1$. (Formule2.4, chapitre 2 RNVA2013).

II.1.4 Calcul de coefficient dynamique Cd

La hauteur de notre projet qui égale à 12,35m est inférieur à 15m et d'après le RNVA2013 le $C_d = 1$

Direction de vent	h(m)	b(m)	C_d
V1	12,35	90,22	1
V2	12 ,35	38	1

Tableau II.1 valeurs de coefficients dynamiques Cd

II.2 Calcul De Pression

II.2 .1Calcul de la pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2 .1 chapitre 2 RNVA 2013)

$$q_p(z_e)=q_{ref} \times C_e(z_e) \quad [N/m^2]$$

Avec :

$q_{ref}(N /m^2)$: pression dynamique de référence . $C_e(z_e)$: coefficient d'exposition au vent (2.2 chapitre 2 RNVA 2013) donnée par la formule suivante :

$$C_e(z)=C_r^2(z) \times C_f^2(z) \times [1 + 7I_f(z)]$$

C_r : est coefficient de rugosité donnée par la formule (2.3 chapitre 2 RNVA 2013)

$$C_r(z) = K_t \times \ln(z/z_0) \quad \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m}$$

Z : est le hauteur considéré ;

K_t : est le coefficient de terrain (tableau 2.4) ;

Z₀ : (en mètre) est le paramètre de rugosité (tableau 2.4) ;

Z_{min}(en mètre est la hauteur minimale (tableau 2.4).

II.2.2 Calcul de l'intensité de turbulence I_v

I_v : est 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)

$$I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \times \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{pour } z > z_{\min}$$

Pour les parois verticales (z=8,15m)

$$I_v(z) = 0,302$$

Pour la toiture (z=12,35)

$$I_v(z) = 0,268$$

	Z(m)	Z ₀ (m)	C _t	I _v
Parois verticales	8,15	0,3	1	0,302
Toiture	12,35	0,3	1	0,268

Tableau II.2 valeurs d'intensité de turbulence I_v

Les résultats obtenus pour C_e, le C_r, q_p sont donnée dans le tableau suivant :

	Z(m)	C _r	C _e	q _p [N/m ²]
Parois verticales	8,15	0,709	1,565	782.5
Toiture	12,35	0,799	1,836	918

Tableau II.3 valeurs de la pression de pointe q_p(z_e)

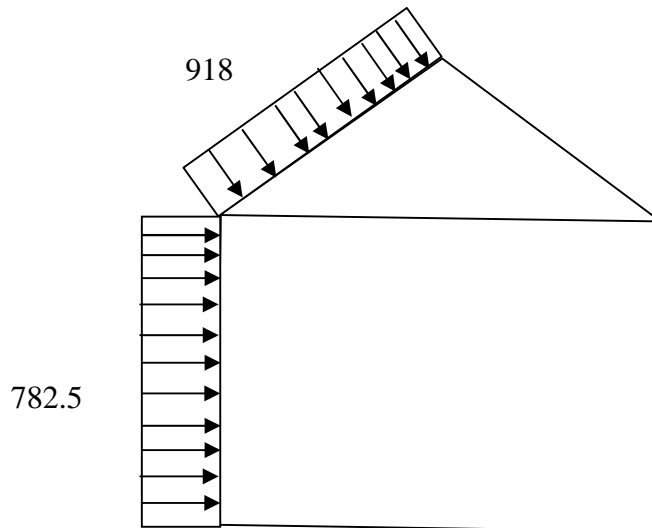


Figure II.2 répartition des pressions de pointe (N/m²).

II.3 Calcul des Coefficients de Pression

II.3.1 Direction de vent sur long pan (sens v1+v3)

II.3.1.1 Coefficient de pression extérieur Cpe

➤ Parois verticales

On se réfère au paragraphe 1.1.1.2 du chapitre (5-1) du RNVA 2013 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau (5-1) pour déterminer les valeurs des coefficients Cpe, pour chaque direction du vent considérée.

$$d=38\text{m} \quad b=90,22\text{m} \quad h=8,15\text{m} \quad e=\min [b; 2h]$$

$$e=\min [38; 16, 3] =16,3\text{m} \quad d > e$$

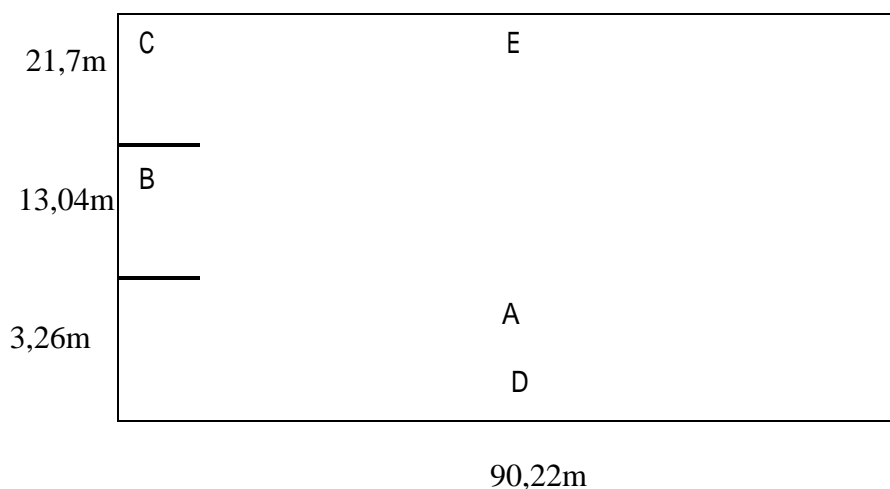


Figure II.3 Zones de pression pour les parois verticales.

Touts les surfaces sont supérieures à 10m²

Solon la formule (5.1) $C_{pe}=C_{pe10}$

Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

zones	A	B	C	D	E
C _{pe}	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

Tableau II.4 les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales

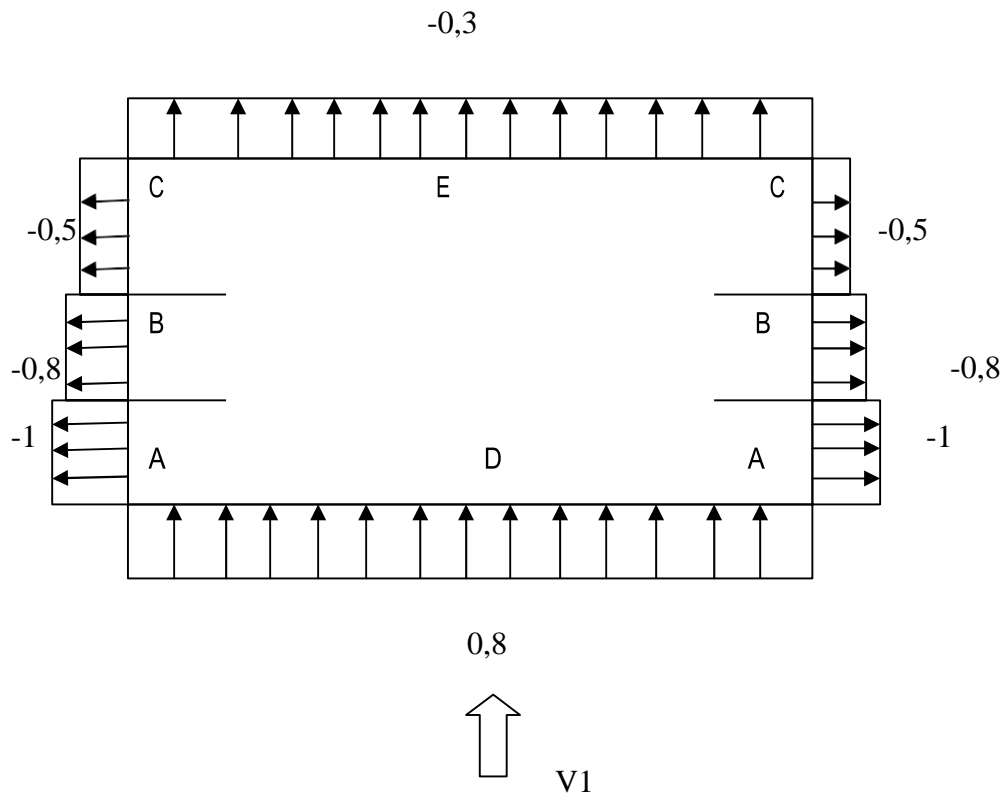


Figure II.4 légende pour les parois verticales

➤ **Toiture**

On a une toiture à deux versants, avec un pente de 12,46°, la figure (5 .4) du chapitre 2 RNVA 2013 nous montre la façon dont en doit diviser notre structure :

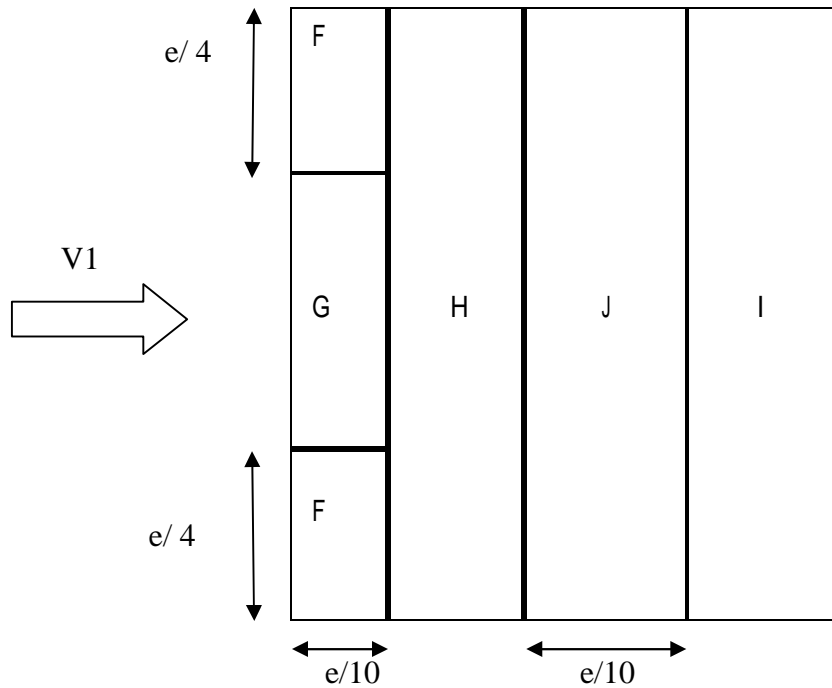


Figure II.5 Zones de pression pour la toiture

$$e = \min [b ; 2h] = \min [90,22 ; 24,7] = 24,7\text{m}$$

On a la formule suivant :

$$C_{pe(\alpha)} = C_{p10} = C_{pe}(15^\circ) + (15 - \alpha) \left(\frac{C_{p5} - C_{p15}}{15 - 5} \right)$$

Zone F

$$C_{pe}(12.46) = -0.9 + (15 - 12.46) \left(\frac{-1.7 + 0.9}{15 - 5} \right) = -0.697$$

Zone G

$$C_{pe}(12.46) = -0.8 + (15 - 12.46) \left(\frac{-1.2 + 0.8}{15 - 5} \right) = -0.9016$$

Zone H

$$C_{pe}(12.46) = -0.3 + (15 - 12.46) \left(\frac{-0.6 + 0.3}{15 - 5} \right) = 0.3762$$

Zone I

$$C_{pe}(12.46) = -0.4 + (15 - 12.46) \left(\frac{-0.6 + 0.4}{15 - 5} \right) = -0.4508$$

Zone J

$$C_{pe}(12.46) = -0.1 + (15 - 12.46) \left(\frac{-0.2 + 0.1}{15 - 5} \right) = -0.238$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

Zone	F	G	H	J	I
S(m ²)	15,25	192,33	1491,33	222,84	1491,33
C _{pe}	-0.697	-0,9016	-0,3762	-0,4508	-0,238

Tableau II.5 les valeurs de C_{pe} pour la toiture

II.3.2 Direction de vent sur le pignon (sens v2+v4)

II.3.2.1 Coefficient de pression extérieur C_{pe}

➤ Parois verticales

d=90,22m b=38m h=12,35m

$e = \min [38, 24,7]=24,7\text{m}$

e=24,7m

e/5=4,94m

Zone A : e/5=4,94m

Zone B : e-e/5=19,76m

Zone C : d-e=65,52m

On a d> e le découpage en zones :

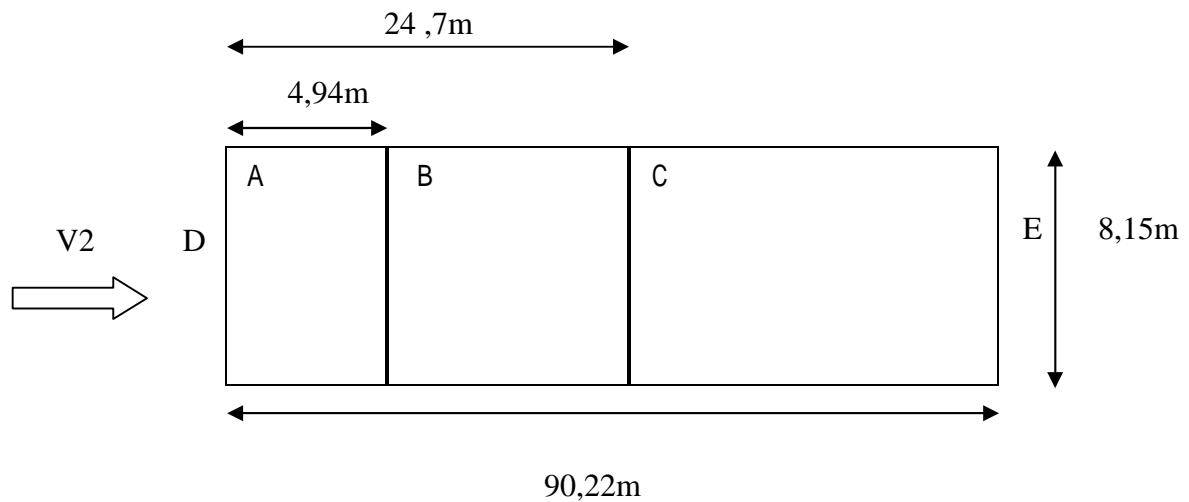


Figure II.6 Zones de pression pour les parois verticales

Zones	S(m ²)
A	40,261
B	161,044
C	533,988
D	309,7
E	309,07

Tableau II.6 les surfaces correspondantes à chaque zone de parois verticales Toutes les surfaces > 10m² C_{pe}=C_{pe10}

Zone	A	B	C	D	E
C _{pe}	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II.7 les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales

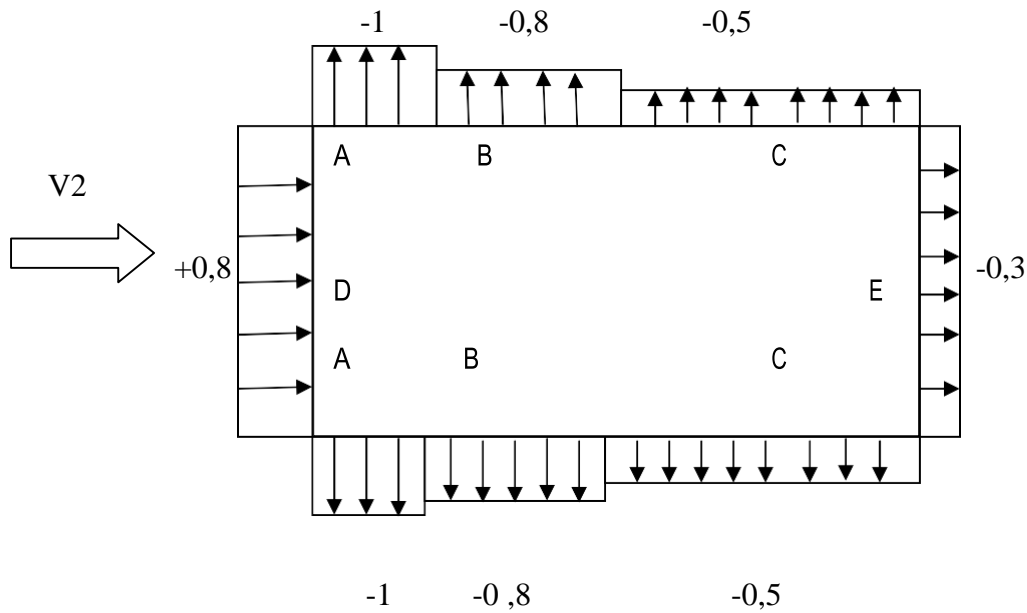


Figure II.7 légende pour les parois verticales

➤ **Toiture**

Le découpage en zones de pression se fait suivant la figure (5.4) du chapitre 5 RNVA 2013 avec direction de vent, pour la détermination des coefficients de pression. Les zones sont représentées sur la figure suivante :

Avec : $b=38\text{m}$ $d=90,22\text{m}$ $h=12,35\text{m}$ $e=24,7\text{m}$

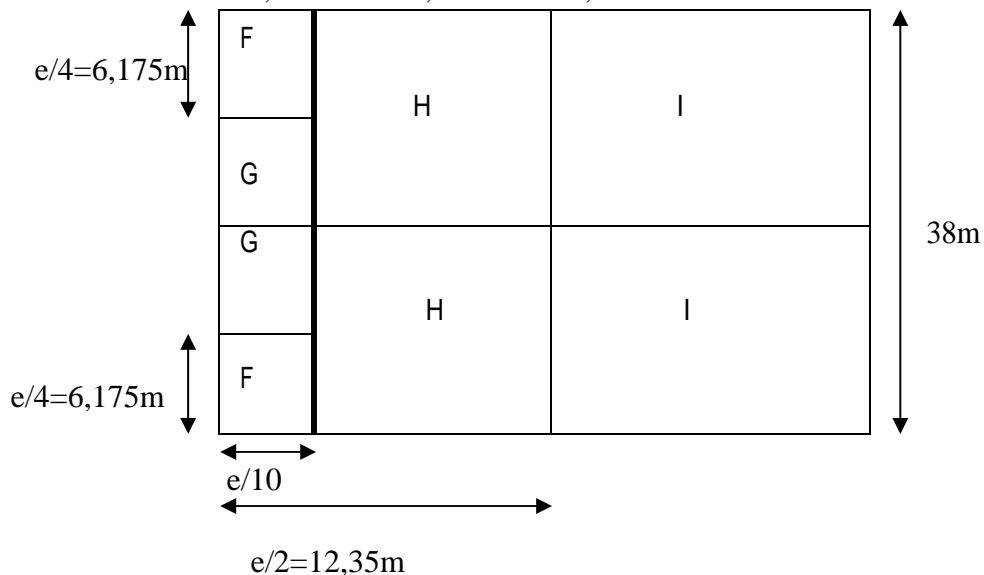


Figure II.8 légende pour la toiture

Etude climatique

Zones	S (m ²)
F	15,252
G	31,67
H	187,72
I	622,44

Tableau II.8 les surfaces correspondant à chaque zone de toiture Toutes les surfaces des zones sont > 10N²

$$C_{pe(\alpha)} = C_{p10} = C_{pe}(15^\circ) + (15 - \alpha) \left(\frac{CP5 - CP15}{15 - 5} \right)$$

Zone F

$$C_{pe}(12.46) = -0.9 + (15 - 12.46) \left(\frac{-1.6 + 1.3}{15 - 5} \right) = -1.3762$$

Zone G

$$C_{pe}(12.46) = -0.8 + (15 - 12.46) \left(\frac{-1.3 + 1.3}{15 - 5} \right) = -1.3000$$

Zone H

$$C_{pe}(12.46) = -0.3 + (15 - 12.46) \left(\frac{-0.7 + 0.6}{15 - 5} \right) = -0.6254$$

Zone I

$$C_{pe}(12.46) = -0.4 + (15 - 12.46) \left(\frac{-0.6 + 0.5}{15 - 5} \right) = -0.5254$$

Les coefficients correspondants à chaque zone sont donnés par le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I
Cpe	-1,3762	-1,3000	-0,6254	-0,5254

Tableau II.9 les coefficients Cpe correspondant à chaque zone de toiture

II.3.3 Direction de vent sur long pan (sens v1)

II.3.3.1 Coefficient de pression intérieure Cpi

On détermine l'indice de perméabilité μ_p

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèle au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Le coefficient de pression intérieure Cpi est donné par la figure 5.14 du RNVA2013 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

$$h/d = 12,35/38 = 0,325 > 0,25$$

D'après la figure de (5.14) de RNVA2013

On a la valeur de h/d est entre h/d=0,25 et h/d=1 donc on utilise interpolation linéaire

1^{er} cas : Dépression intérieure

Les fenêtres face au vent fermé et les autres ouverts :

1^{eme} cas : long pon 1

$$\mu_p = \frac{(15 * 3 * 1)}{(15 * 3 * 1) + (11 * 3 * 1) + (2 * 4 * 5)}$$

$$C_{pi} = \frac{45}{118}$$

$$C_{pi} = 0.3813$$

2^{eme} cas : long pon 2

$$\mu_p = \frac{(11 * 3 * 1) + (2 * 4 * 5)}{(15 * 3 * 1) + (11 * 3 * 1) + (2 * 4 * 5)}$$

$$C_{pi} = \frac{73}{118}$$

$$C_{pi} = 0.6186$$

II.3.4 Direction de vent sur pignon (sens v2)

II.3.4.1 Coefficient de pression intérieur Cpi

$$h/d=12,35/90,22=0,136$$

On a le $h/d < 0,25$

$$C_{pi} = 0/118 = 0$$

II.4 La pression aérodynamique W (zj)

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

$$W(zj) = q_p * [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2] \quad \text{formule (2.6) chapitre 2 de RNVA 2013}$$

II.4.1 Direction de vent sur long pan (sens v1)

➤ Parois verticales

Surpression intérieur

Zone	$q_p(N/m^2)$	Cpe	Cpi	$Wzj(N/m^2)$
A	782.5	-1	+0.2527	-980.2377
B	782.5	-0,8	+0,2527	-823.7377
C	782.5	-0,5	+0,2527	-588.9877
D	782.5	+0,8	+0,2527	428.2622
E	782.5	-0,3	+0,2527	-432.4877

Tableau II.10 valeurs de la pression aérodynamique W (zj) à chaque zones de parois verticales

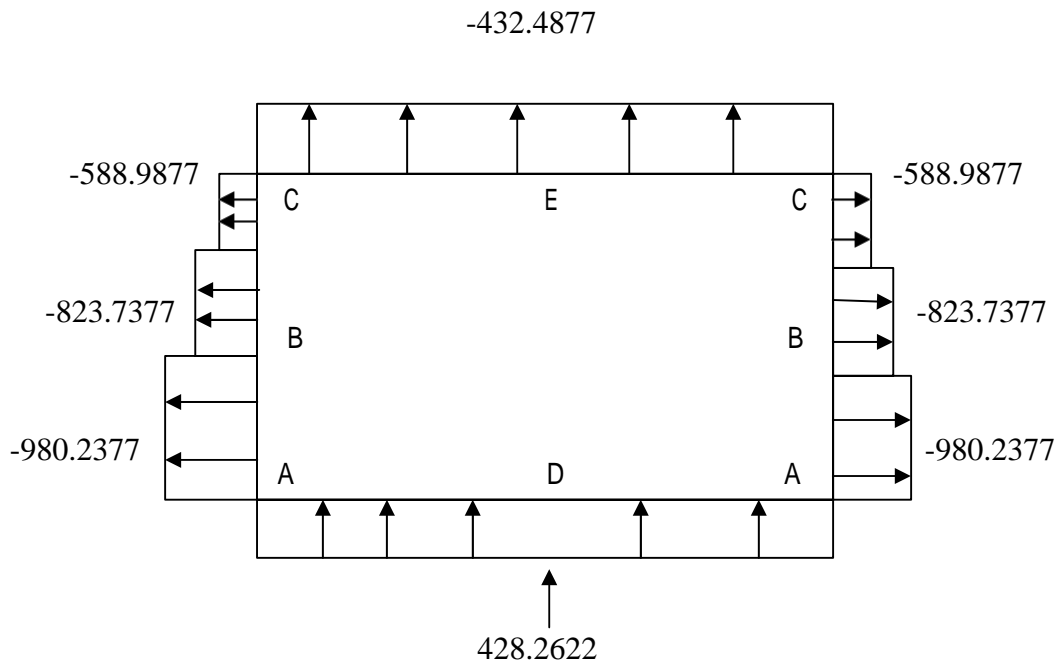


Figure II.9 la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales Toiture

Surpression intérieure

Zone	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_{zj}(N/m^2)$
F	918	-0.697	+0,2527	-871.8246
G	918	-0,9016	+0,2527	-1059.6474
H	918	-0,3762	+0,2527	-577.3302
J	918	-0,238	+0,2527	-450.4626
I	918	-0,4508	+0,2527	-645.813

Tableau II.11 valeurs de la pression aérodynamique $W(z_j)$ sur la toiture

II.4.2 Direction de vent sur long pan (sens v3)

➤ **Parois verticales**

Dépression intérieure

Zone	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_{zj}(N/m^2)$
A	782.5	-1	0.0121	-791.9682
B	782.5	-0,8	0.0121	-635.4682
C	782.5	-0,5	0.0121	-400.7182
D	782.5	+0,8	0.0121	616.5317
E	782.5	-0,3	0.0121	-244.2182

Tableau II.12 valeurs de la pression aérodynamique $W(z_j)$ à chaque zone de parois verticales

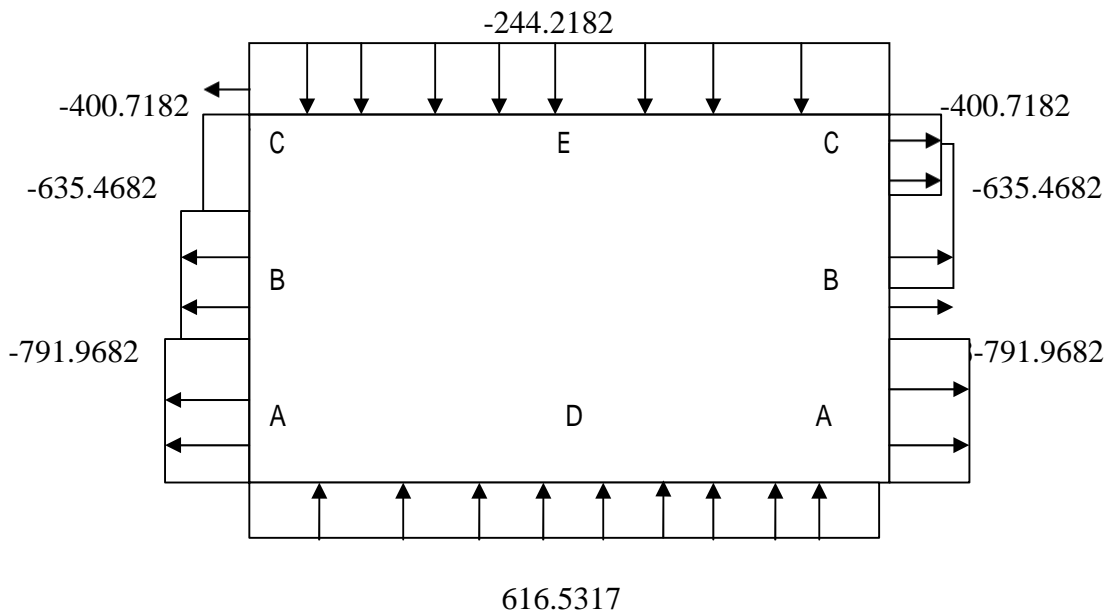


Figure II.10 la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales

➤ Toiture

Dépression intérieure

Zone	$q_p(N/m^2)$	Cpe	Cpi	Wzj(N/m ²)
F	981	-0.697	0.0121	-650.9538
G	981	-0.9016	0.0121	-838.7766
H	981	-0.3762	0.0121	-356.4594
I	981	-0.4508	0.0121	-424.9422
J	981	-0.238	0.0121	-229.5918

Tableau II.13 valeurs de la pression aérodynamique W (zj) sur la toiture

Zone	$q_p(N/m^2)$	Cpe	Cpi	Wzj(N/m ²)
A	782.5	-1	0	-782.5000
B	782.5	-0,8	0	-626.0000
C	782.5	-0,5	0	-391.2500
D	782.5	+0,8	0	626.0000
E	782.5	-0,3	0	-234.7500

Tableau II.14 valeurs de la pression aérodynamique W (zj) à chaque zones de parois verticales

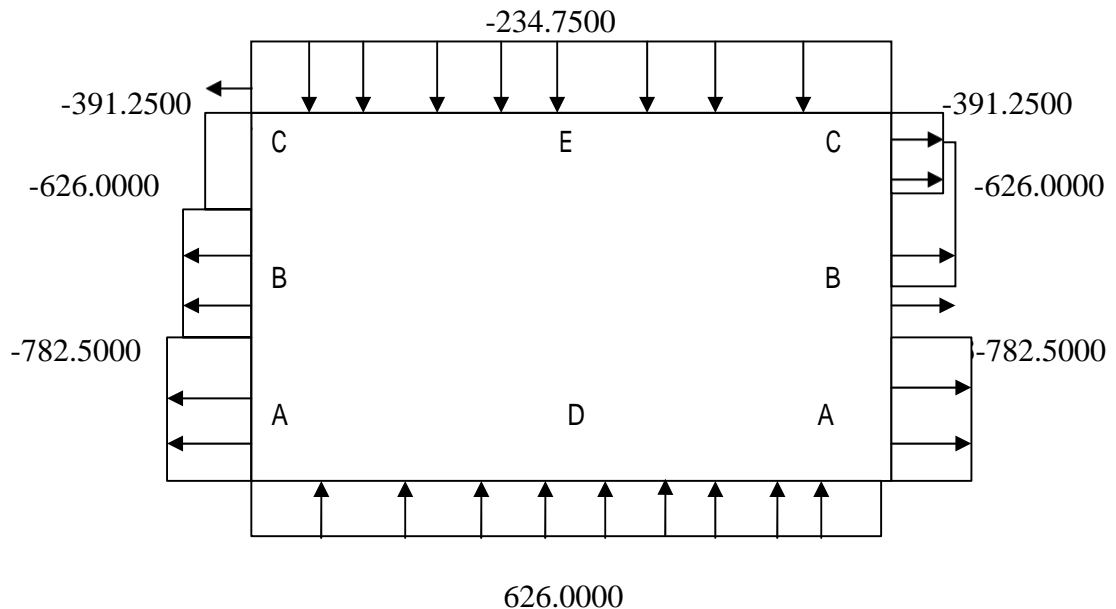


Figure II.11 la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales

➤ **Toiture**

Surpression intérieure

Zone	$q_p(N/m^2)$	Cpe	Cpi	$W_{zj}(N/m^2)$
F	918	-1,373	0	-1263.3516
G	918	-1,3	0	-1193.4
H	918	-0,624	0	-574.1172
I	918	-0,524	0	-482.3172

Tableau II.15 valeurs de la pression aérodynamique $W(z_j)$ sur la toiture

II.5 Évaluation des charges des cas les plus défavorables

Les valeurs la plus défavorables des pressions aérodynamiques et leurs Cpi et Cpe correspondants de chaque zone des parois verticales et la toiture.

➤ **Lang pan (sens V1)**

Zone	$q_p (N/m^2)$	Cpe	Cpi	$W_{zj} (N/m^2)$
A	782.5	-1	+0,2527	-980.2377
B	782.5	-0,8	+0,2527	-823.7377
C	782.5	-0,5	+0,2527	-588.9877
D	782.5	+0,8	-0,2527	428.2622
E	782.5	-0,3	+0,2527	-432.4877
F	918	-0.697	+0,2527	-871.8246
G	918	-0.9016	+0,2527	-1059.6474
H	918	-0,3962	+0,2527	-577.3302
I	918	-0,4508	+0,2527	-645.813
J	918	-0,238	+0,2527	-450.4626

Tableau II.16 les valeurs plus défavorables pour le long pan (sens V1).

➤ **Lang pan (sens V3)**

Zone	q_p (N/m ²)	Cpe	Cpi	W_{zj} (N/m ²)
A	782.5	-1	+0,0121	-791.9682
B	782.5	-0,8	+0,0121	-635.4682
C	782.5	-0,5	+0,0121	-400.7182
D	782.5	+0,8	+0,0121	616.5317
E	782.5	-0,3	+0,0121	-244.2182
F	918	-0.697	+0,0121	-650.9538
G	918	-0.9016	+0,0121	-838.7766
H	918	-0,3962	+0,0121	-356.4594
I	918	-0,4508	+0,0121	-424.9422
J	918	-0,238	+0,0121	-229.5918

Tableau II.17 les valeurs plus défavorables pour le long pan (sens V3).

➤ **Pignon (sens V2 + V4)**

Zone	q_p (N/m ²)	Cpe	Cpi	W_{zj} (N/m ²)
A	782.5	-1	0	-782.5000
B	782.5	-0,8	0	-626.0000
C	782.5	-0,5	0	-391.2500
D	782.5	+0,8	0	626.0000
E	782.5	-0,3	0	-234.7500
F	918	-1.3762	0	-1263.3516
G	918	-1.3	0	-1193.4000
H	918	-0.6254	0	-574.1172
I	918	-0.5254	0	-489.3172

Tableau II.18 les valeurs plus défavorables pour le pignon (sens V2).

II.6 Calcul de la force de frottement

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être **négligés**. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement incliné par rapport à la direction du vent) est inférieure à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires au vent (au sous le vent).

Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au pignon

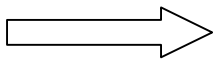
- Calcul des surfaces parallèles au vent :

Les surfaces de deux longs pans

$$= [(8,15*90,22)]*2=1470,586 \text{ m}^2$$

La surface de la toiture

$$= [(19,32*2)*90,22]= 3486,100 \text{ m}^2$$



$$\text{Toute les surfaces parallèles au vent} = 1470,586 + 3486,1 = 4956,686 \text{ m}^2$$

- Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent) :

Les surfaces de deux pignons

$$= [(38*8,15) + (19*4,2)]*2= 779 \text{ m}^2$$

Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA 2013)

$$\text{Les surfaces parallèles au vent} = 4956,686 \text{ m}^2 > \text{à } 4 * \text{ les surfaces perpendiculaires au vent} = 3116 \text{ m}^2$$

Donc on ne doit pas négliger l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire au pignon.

Calcul la force de frottement par la formule suivant :

$$F_{fr} = C_{fr} * q_{p(ze)} * A_{fr} \quad \text{avec :}$$

C_{fr} : est le coefficient de frottement (tableau 2.8 chapitre 2 RNVA 2013).

A_{fr} : est l'aire de la surface extérieure parallèle au vent (tableau 2.9 chapitre 2 RNVA 2013).

Dans notre cas on l'ondulation perpendiculaires au vent pour la toiture et les parois verticales donc $C_{fr} = 0,04$

- Pour les parois verticales $Z_e = 8,15 \text{ m} \longrightarrow q_{p(ze)} = 782.5 \text{ N/m}^2$

$$A_{fr} = [(90,22 * 8,15)] * 2 = 1470,586 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 0,04 * 782.5 * 1470,586 = 46029.34 \text{ N} \longrightarrow \mathbf{F_{fr} = 46.029 \text{ KN}}$$

- Pour la toiture $Z_e = 12,35 \text{ m} \longrightarrow q_{p(ze)} = 918 \text{ N/m}^2$

$$A_{fr} = (19,32 * 2 * 90,22) = 3486,1 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 0,04 * 918 * 3486,1 = 128009.59 \text{ N} \longrightarrow \mathbf{F_{fr} = 128.009 \text{ KN}}$$

$$F_{fr \text{ totale}} = F_{fr \text{ parois}} + F_{fr \text{ toiture}} = 46.029 + 128.009 = \mathbf{130,527 \text{ KN}}$$

F_w c'est la sommation vectorielle des forces F_{we} , F_{wi} , $F_{fr n}$:

II.7 Etude à la neige

II.7.1 But

Le but principale de cette étude est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute la surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige notamment sur la toiture.

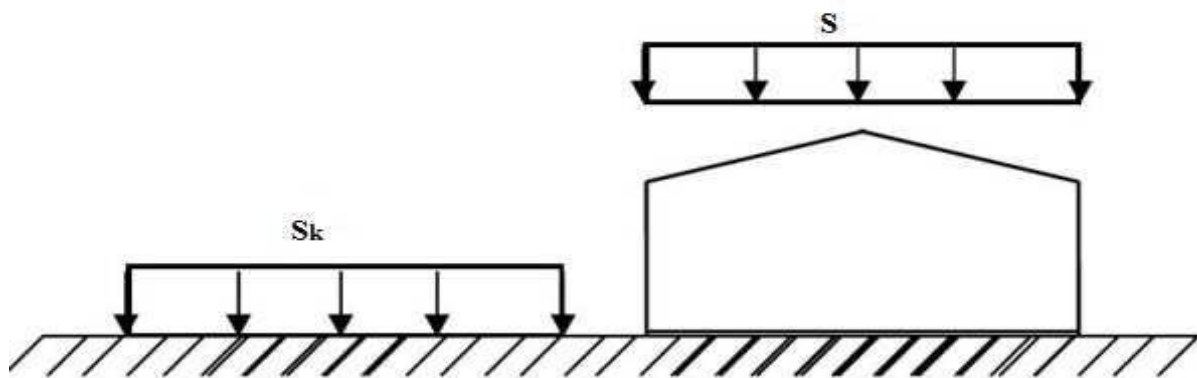


Figure II.12 Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

II.7.2 la charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré

Dans notre cas :

- Le projet est a AIN SAID wilaya de ANNABA qui classée en zone B selon la classification de RNVA 2013.
- L'altitude du projet est environ 100 m

Donc : S_k est donnée par la formule suivante : (§ 4.2 RNVA 2013)

$$S_k = \frac{0,04.H+10}{100}$$

H : altitude de site par rapport au niveau de la mer $H= 100$ m

$$S_k = \frac{0,04 \times 100 + 10}{100} = 0,14 \text{ KN/m}^2$$

$$S_k = 0,14 \text{ KN/m}^2$$

II.7.3 Coefficient de forme de la toiture

La toiture est à deux versants, le coefficient de forme est donné par le tableau 2 du RNVA 2013 pour un pente compris entre 0^0 et 30^0 :

$$\mu_1 = 0,8$$

II.7.4. La charge de la neige sur la toiture

$$S = \mu_1 \times S_k \quad [\text{KN/m}^2]$$

$$S = 0,8 \times 0,14 = 0,112 \text{ KN/m}^2$$

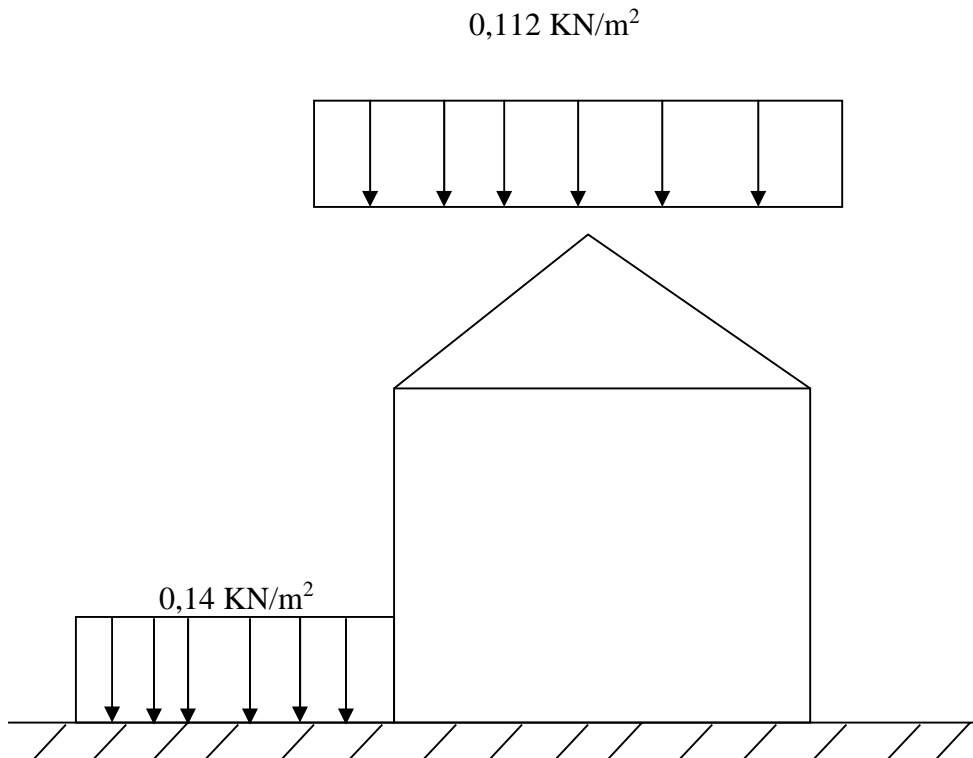


Figure II.13 Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

III. Introduction

Les caractéristiques de notre structure étant définies, nous passons dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment.

III .1 Dimensionnement des panneaux de couverture

III .1.1. 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 architecturale.

III .1.2. Panneau de couverture

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

Dans notre cas, la charge maximale du vent est égale à $W = -1.186 \text{KN/m}^2$.

Suivant une fiche technique on va choisir l'épaisseur de panneau couverture pour déterminer leur entraxe maximal et le poids propre m^2 :

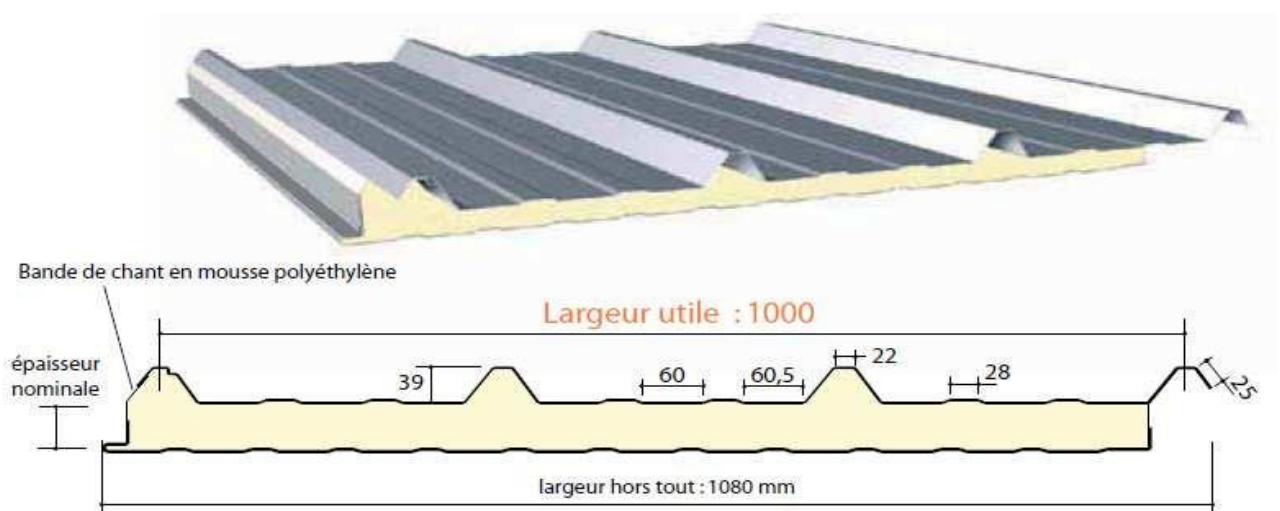


Figure III.1 détail de panneau sandwich (couverture).

III .1.2.1. Détermination de poids propre de la couverture

D’après ce tableau ci-dessous on fait choisit un panneau de couverture de 30mm d’épaisseur ce qui donne un poids de **12.5kg/m²**.

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 du panneau correspondant à chaque épaisseur.

III .1.2.2. Détermination de la portée maximale

Dans notre cas la charge du vent maximale sur la toiture $w = -1.873 \text{KN/m}^2$ (dépression)

On suppose que le panneau de couverture se repose sur plusieurs appuis (pannes), à l’aide de tableau ci-dessus on déterminera la portée maximale entre les pannes :

Pré-dimensionnement des éléments

	2 APPUIS							PORTÉE (m)	3 APPUIS								
	Epaisseurs nominales de l'âme								Epaisseurs nominales de l'âme								
	120	100	80	60	50	40	30		30	40	50	60	80	100	120		
PRESSION						330	270	2,00									PRESSION
DEPRESSION						240	240		DEPRESSION								
PRESSION					280	260	210	2,25									PRESSION
DEPRESSION					220	220	220		DEPRESSION								
PRESSION			290	290	230	200	150	2,50	240	275							PRESSION
DEPRESSION			220	190	190	190	190		190	190							
PRESSION			260	260	215	170	140	2,75	195	225	260						PRESSION
DEPRESSION			205	170	170	170	170		170	170							
PRESSION	220	220	220	220	185	140	115	3,00	165	190	225	250	250				PRESSION
DEPRESSION	190	190	190	155	155	155	155		155	155	155	155	190				
PRESSION	195	195	195	195	155	120	100	3,25	140	165	190	220	220	220	220		PRESSION
DEPRESSION	175	175	175	140	140	140	140		140	140	140	140	175	175	175		
PRESSION	170	170	170	170	130	100	75	3,50	120	140	165	200	200	200	200		PRESSION
DEPRESSION	160	160	160	130	130	130	130		130	130	130	130	160	160	160		
PRESSION	150	150	150	150	110	85	70	3,75	105	125	145	180	180	180	180		PRESSION
DEPRESSION	150	150	150	115	115	115	115		115	115	115	115	150	150	150		
PRESSION	130	130	130	130	95	70	60	4,00	90	110	125	160	160	160	160		PRESSION
DEPRESSION	140	140	140	105	105	105	105		105	105	105	105	140	140	140		

Tableau III.2 les charges maximales admissibles en daN/m² en fonction des portées.

D'après le tableau précédent on adopte pour une portée maximale entre les pannes de 2.5m.

⇒ On prend l'entraxe entre les pannes **e=1.58m**.

III.2 Etude des pannes

III.2.1 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 permanentes, 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 profilés formés à chaud en (**I**).

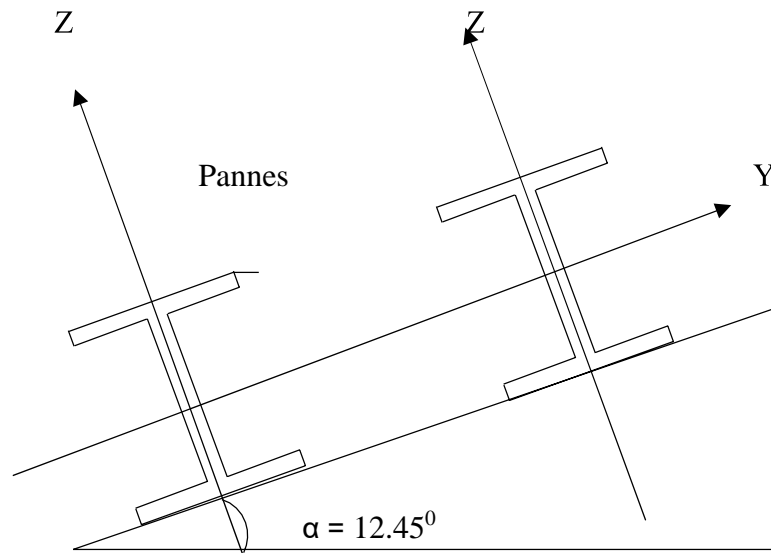


Figure III.2 Dispositions des pannes sur la toiture.

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée $L=6\text{m}$, incliné d'un angle $\alpha = 12,46^\circ$ et dans l'entraxe « e » égale à $1,58 \text{ m}$.

III.2.2. Détermination des sollicitations

III.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges

a) Les charges permanentes (G) :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) 12.5Kg/m^2 .
- Poids propre d'accessoire d'attache 1.5Kg/m^2 .
- Poids propre de la panne estimé(IPE120) 10.4Kg/m .

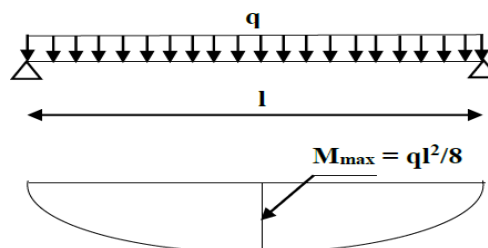


Figure III.3 Schéma statique de la panne sous la charge permanente.

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

e : espacement entre les pannes (e= 1,58m)

$$G = (12.5 + 1.5) * 1,58 + 10.4 = 32.52 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0.325 \text{ KN/m.}$$

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).

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).

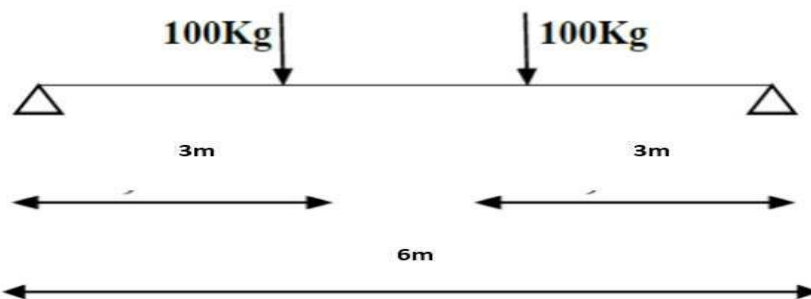


Figure III.4 Schéma statique de la panne sous charge d'entretien.

$$M_{\text{max}} = 100 \times 2 = 200 \text{ Kg.m}$$

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitation), on cherche la charge uniformément répartie équivalente qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées.

La charge uniformément répartie (P) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due à P aux charges ponctuelles (P_{eq}).

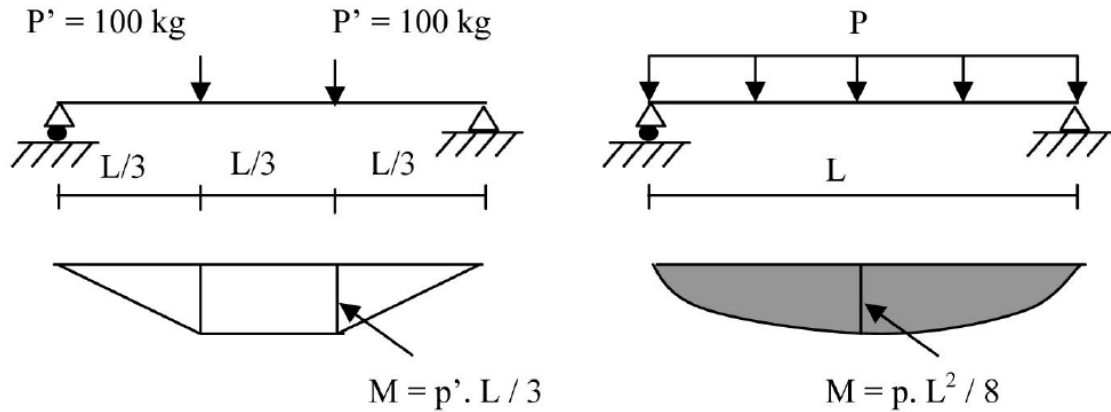


Figure III.5 Schéma statique de la poutre équivalente.

$$M_{\max} = \frac{P'l}{3} = \frac{P.l^2}{8} \Rightarrow P = \frac{8 \times P}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{ Kg/ml} \Rightarrow \mathbf{P_{eq} = 0,444 \text{ KN/ml}}$$

c) Surcharges climatiques :

- Surcharge du vent (W) :

La Sollicitation extrême et le Cas du vent sur la façade principale et secondaire avec surpression intérieure $C_{pi} = 0$ la zone (F), et la zone(H) avec surpression intérieure $C_{pi} = 0$

$W = -1,2633 \text{ KN/m}^2$ (la zone F), et $W = -0,5741 \text{ KN/m}^2$ (H).

On cherche la charge équivalant q_{eq} :

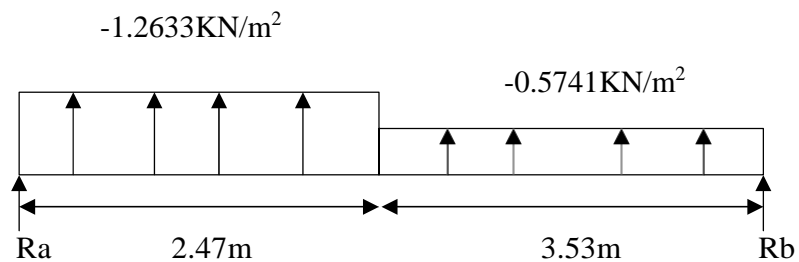


Figure III.6 Schéma statique de la charge équivalente de vent.

D'après la méthode des moments et faire les tançons on trouve :

$$\text{Max} = M_{eq} = 3.83 \text{ KN.m} = q_{eq} * l^2 / 8 \quad \longrightarrow \quad q_{eq} = -0.851 \text{ KN}$$

La charge linéaire du vent est égal à :

$$W = -1.2633 \times 1,58 = -1.996 \text{ KN/m}$$

$$W = -1.996 \text{ KN/m.}$$

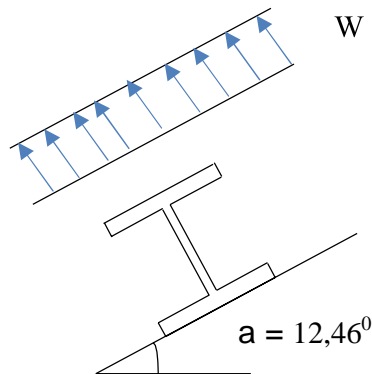


Figure III.7 Schéma statique de panne sous surcharge du vent.

- Surcharges de la neige (S) :

La surcharge de la neige est en fonction de l'implantation du site de construction (région, altitude) et de la forme de la toiture (inclinaison, possibilité d'accumulation).

S : charge de la neige

Sur le sol : $S_k = 0,14 \text{ KN/m}^2$.

Charge de la neige sur la toiture $S = 0,112 \text{ KN/m}^2$

La charge linéaire de la neige sur la toiture est égal à :

$$S = 0.112 \times 1,58 \Rightarrow S = 0.1769 \text{ KN/m.}$$

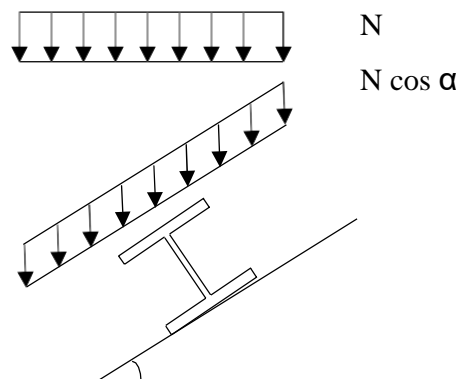


Figure III.8 Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.

III.2.2.2. Les charges et surcharges appliquées

$$G = 0.325 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 0.444 \text{ KN/m.}$$

$$W = -1.996 \text{ KN/m. } S$$

$$= 0,1769 \text{ K N/m.}$$

Décomposition des charges :

➤ Suivant l'axe Z-Z :

$$G_{ZZ} = G \cos \alpha = 0,325 * \cos 12.46 = 0.3173 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{ZZ} = Q \cos \alpha = 0,444 * \cos 12.46 = 0.4335 \text{ KN/m.}$$

$$W_{ZZ} = W = -1.996 \text{ KN/m.}$$

$$S_{ZZ} = S \cos \alpha = 0.1769 * \cos 12.46 = 0.1727 \text{ KN/m.}$$

➤ Suivant l'axe Y-Y :

$$G_{YY} = G \sin \alpha = 0.325 * \sin 12.46 = 0.0701 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{YY} = Q \sin \alpha = 0.444 * \sin$$

$$12.46 = 0.0957 \text{ KN/m.}$$

$$W_{YY} = 0 \text{ KN/m.}$$

$$S_{YY} = S \sin \alpha = 0.1769 * \sin 12.46 = 0.0381 \text{ KN/m}$$

III.2.2.3 Les combinaisons d'actions

1) ELU :

▪ AXE Z-Z

$$e_{Uz1} = G_z + 1.5W = 0,3173 + 1.5 \times (-1.9960) = -2.6767 \text{ KN/ml}$$

$$e_{Uz2} = 1.35 G_z + 1.5 S_z = (1.35 \times 0,3173) + (1.5 \times 0,1727) = 0,6874 \text{ KN/ml}$$

$$e_{Uz3} = 1.35 G_z + 1.5 Q_z = (1.35 \times 0,3173) + (1.5 \times 0,4335) = 1.0786 \text{ KN/ml}$$

▪ AXE Y- Y :

$$e_{Uy1} = G_y + 1.5W = 0,0701 + (1.5 \times 0) = 0,0701 \text{ KN/ml}$$

$$e_{Uy2} = 1.35 G_F + 1.5 S_F = (1.35 \times 0,0701) + (1.5 \times 0,0381) = 0.1517 \text{ KN/ml}$$

$$e_{Uy3} = 1.35 G_F + 1.5 Q_F = (1.35 \times 0,0701) + (1.5 \times 0,0957) = 0.2381 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité :

$$q_{Uz1} = 1.25 \times (-2.6767) = -3.3458 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy3} = 1.25 \times 0.2381 = 0.2976 \text{ KN/ml}$$

2) ELS:

▪ AXE Z-Z :

$$p_{sz1} = G_z + W = 0,3173 - 1.996 = -1.6787 \text{ KN/ml}$$

$$p_{sz2} = G_z + S_z = 0,3173 + 0,1727 = 0.49 \text{ KN/ml}$$

$$p_{sz3} = G_z + Q_z = 0,3173 + 0,4335 = 0.7508 \text{ KN/ml}$$

▪ AXE Y- Y :

$$p_{sy1} = G_y + W = 0.0701 + 0 = 0,0701 \text{ KN/ml}$$

$$p_{sy2} = G_F + S_F = 0,0701 + 0,0381 = 0.1082 \text{ KN/ml}$$

$$p_{sy3} = G_F + Q_F = 0,0701 + 0,0957 = 0.1658 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes Y et Z ; les charges maximales à l'ELS /ml revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité et on majore avec 1.25 :

$$q_{sz} = 1.25 \times (-1.6787) = -2.0983 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = 1.25 \times 0.1658 = 0.2072 \text{ KN/ml}$$

III.2.3 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.

III.2.3.1. Vérification à l'ELS (flèche)

➤ Vérification à l'ELS :

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) :

$$F_z = 5 q_z l^4 / 384 EI_y \leq l/200 \Rightarrow I_y \geq 1000 q_z l^3 / 384 E$$

$$\Rightarrow I_y \geq 1000 (2.0983) \times 600^3 \times 10^{-1} / 384 \times 2.1 \times 10^5 = 562.0446 \text{ cm}^3$$

Donc on choisit un IPE 160 avec : $I_y = 869.3 \text{ cm}^3$

Pré-dimensionnement des éléments

Profilé	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	P (Kg/m)	d (mm)
IPE 160	160	82	5	7.4	9	15.8	127.2
	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{plz} (cm ³)	i _z (cm)
	20.1	869.3	6.58	123.9	68.3	26.1	1,84

Tableau III.3 Caractéristiques de l'IPE 160

On recalcule la condition de la flèche avec poids réel :

Le poids propre réel G devient :

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

$$G = (12.5 + 1.5) \times 1,58 + 15.8 = 20.145 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.20145 \text{ KN/ml}$$

$$G_Z = 0,20 \times \cos 12,46^\circ = 0,195 \text{ KN/ml}$$

$$G_Y = 0,20 \times \sin 12,46^\circ = 0,043 \text{ KN/ml}$$

La combinaison les plus défavorables devient :

A L'ELU:

$$q_Z = 1.25 \times (0,195 + 1.5 \times (-1.996)) = -3.498 \text{ KN/m.}$$

$$q_Y = 1.25 \times (1.35 \times 0,043 + 1.5 \times 0.0381) = 0,144 \text{ KN/m.}$$

A L'ELS:

$$q_Z = 1.25 \times (0,195 + (-1.996)) = -2.251 \text{ KN/m.}$$

$$q_Y = 1.25 \times (0,043 + 0.0381) = 0.101 \text{ KN/m.}$$

III.2.4. Dimensionnement des pannes

III.2.4.1. Condition de la flèche

a) Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = 5 q_z l^4 / 384 EI_y = 5 \times 2.251 \times 600^4 \times 10^{-1} / 384 \times 2.1 \times 10^5 \times 869.3 \leq 1/200 = 600/200.$$

$$f_z = 2.08 \text{ cm} \leq F_{adm} = 3 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

b) Vérification de la flèche suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = 5 q_y l^4 / 384 EI_z = 5 \times 0.101 \times 600^4 \times 10^{-1} / 384 \times 2.1 \times 10^5 \times 68.3 \leq 1/200 = 600/200.$$

$$f_y = 1.18 \text{ cm} > F_{adm} = 3 \text{ cm}$$

La condition de la flèche suivant l'axe Y-Y est vérifié.

Donc la condition de la flèche est vérifié pour les deux axes on adopte un IPE160.

III.2.4.2 Condition 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 :

$$\left[\frac{M_y}{M_{pLy}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{pLz}} \right]^\beta \leq 1 \quad \dots\dots [EC03 5.4.8.1 (11)]$$

Avec : $\alpha = 2, \dots\dots$ pour les profile en I. $\beta = 5n \geq 1, n = \frac{N}{N_{el}} = 0 \Rightarrow \beta = 1$

Et : $M_{sd} = q.l^2/8$

Tel que :

i. Axe Z-Z :

$$M_{y, sd} = q_z l^2/8 = 3.498 \times 6^2/8 = 15.741 \text{ KN.m}$$

- Axe Y-Y

$$M_{z, sd} = q_y (l/2)^2/8 = 0.144 \times 3^2/8 = 0.162 \text{ KN.m}$$

Et : $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y / Y_{m0}$ et pour le Y_{m0} on doit déterminer la classe du profile.

Détermination de la classe de profile :

- **Ame :** $d/t_w = 127.2/5 = 25.44 \leq 72\varepsilon$

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

⇒ Ame de classe 1

- **Semelle :** $c/t_f = b/2/t_f = 41/7.4 = 5.54 \leq 10\varepsilon = 10$

⇒ Semelle de classe 1

Donc la section de classe **1**  $y_{m0} = 1$

$M_{pl,y,rd} = W_{ply} \times f_y / Y_{m0} = 123.9 \times 23.5 \times 10^{-2} / 1 = 29.116 \text{ KN.m}$

$M_{pl,z,rd} = W_{plz} \times f_y / Y_{m0} = 26.1 \times 23.5 \times 10^{-2} / 1 = 6.133 \text{ KN.m}$

Et la condition sera :

$[15.741/29.116]^2 + [0.162/6.133]^1 = 0.318 < 1$

 **Donc la flexion bi-axiale est vérifiée**

b) Vérification au cisaillement :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$V_{z,sd} \leq V_{pl,rd}$ [EC .3 p158]

$V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd}$ [EC .3 p158]

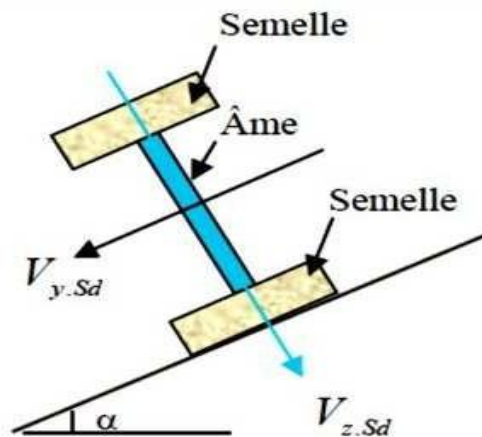


Figure III.9 Représentation de cisaillement de la panne

Avec :

$$V_{z,sd} = q_z l/2 = 3.498 \times 6/2 = 10.494 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3} \cdot Y_{m0}$$

$$A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 20.1 - (2 \times 8.2 \times 0.74) + (0.5 + 2 \times 0.9) \times 0.74 = 9.666 \text{ cm}^2.$$

$$V_{pl,rd} = 9.666 \times 23.5 / 1. \sqrt{3} = 131.145 \text{ KN}$$

D'où:

$$V_{z,sd} = 10.494 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 131.145 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{c'est vérifié}$$

$$V_{y,sd} = q_y l/2 = 0,144 \times 6/2 = 0.432 \text{ KN}$$

$$A_{vy} = A - A_{vz} = 20.1 - 9.666 = 10.434 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 10.434 \times 23,5 / 1 \times \sqrt{3} = 141.565 \text{ KN}$$

$$D'où: V_{y, sd} = 0.432 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 141.565 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{c'est vérifiée}$$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.

C) Vérification au déversement :

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

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

On rappelle la combinaison de charge défavorable pour le risque de déversement. Il s'agit de la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la panne (fléchie vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi- travée (voir la figure)

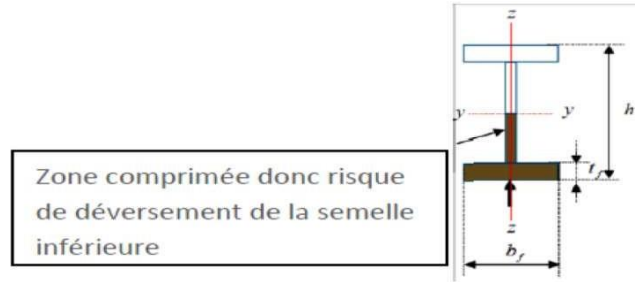


Figure III.10 Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.

La vérification au déversement se fait par l'utilisation de la condition suivante

$$M_{sdy} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1}$$

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

$$\beta_w = \frac{w_{effy}}{w_{ply}} : \text{Pour les sections de classe (3).}$$

$$\beta_w = \frac{w_{effy}}{w_{ply}} : \text{Pour les sections de classe (4).}$$

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

M_{sdy} : Moment sollicitant.

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement.

On a : la classe de profile est de classe 01 $\rightarrow \beta_w = 1$

Et : $Y_{m1} = 1.1$

Remarque : M_{sdy} sera calculer sous l'action de vent.

$$M_{sdy} = \frac{q_z \cdot L^2}{8} = \frac{3.498 \times 6^2}{8} = 15.741 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} : \text{c'est l'élancement de divergence} \rightarrow \bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w}$$

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

$$et \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$$

$$D'ou \lambda_1 = 93.9$$

Pour les poutres à section constante et doublement symétrique on peut utiliser la formule approximative ci-après qui place en sécurité.

$$et \lambda_{lt} = \frac{l/i_z}{\sqrt{c_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

[Annexe F EC03 partie 1-1]

l : longueur de maintien latéral (distance entre la lierne et le portique = $L/2=3m$).

$$\lambda_{lt} = \frac{300/1.84}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1.84}{16/0.74} \right)^2 \right]^{0.25}} = 109.448$$

$$D'où \bar{\lambda}_{LT} = \frac{109.448}{93.9} = 1,165$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1,165 > 0,4 \longrightarrow$ il ya risque de déversement

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^{-2} \right]^{0.5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

Ou :

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Avec :

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ pour les profils laminés}$$

D'où

$$\varphi_{lt} = 0.5 \left[1 + 0.21(1,165 - 0.2) + 1,165^2 \right] = 1,279$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{1,279 + [1,279^2 + 1,165^2]^{0.5}} = 0.332$$

$$M_{brd} = \chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma} = 0.332 \times 1 \times \frac{123.9 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 9.666 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 15.741 \text{ KN.m} > 9.666 \text{ KN.m}$$

Donc la condition est vérifiée on adopte un **IPE 180**

III.3. Calcul des liernes

III.3.1 Définition

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.

III.3.2 Calcul des liernes

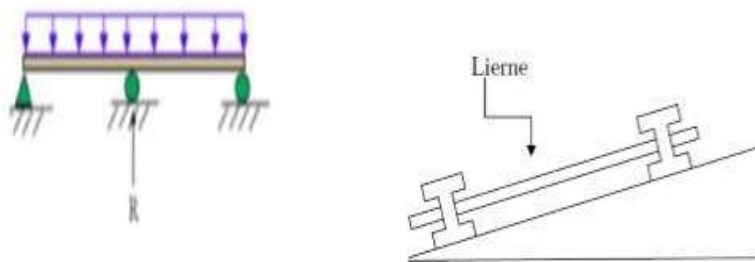


Figure III.11 Schéma statique des pannes dans le cas d'escistance des lierne

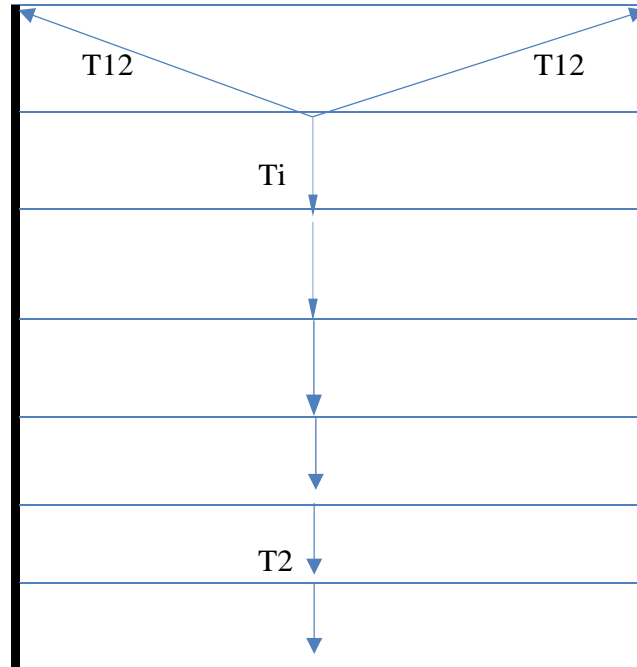


Figure III.12 efforts de traction dans les liernes

Le poids propre de la panne de IPE 180 : $G = 18.8 \text{ Kg/ml}$

La combinaison de charge est le suivant :

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

$$G = [(12,5 + 1,5) \times 1,58] + 18,8 = 40,92 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0,409 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0,409 \cos 12,46^\circ = 0,399 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0,409 \sin 12,46^\circ = 0,088 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1,35 \times 0,088 + 1,5 \times 0,0381 = 0,175 \text{ KN/ml}$$

III.3.3. Détermination des efforts de traction

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = q_{uy} \times l_y$$

$$l_y = \frac{l}{2} = 3\text{N}$$

$$q_{uy} = 0,175 \text{ KN/ml}$$

$$R = 0,175 \times 3 = 0,525 \text{ KN}$$

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

$$T1 = R/2 = 0,525/2 = 0,262 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L2 :

$$T2 = T1 + R = 0,262 + 0,525 = 0,787 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L3 :

$$T3 = T2 + R = 0,787 + 0,525 = 1,312 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L4 :

$$T4 = T3 + R = 1,312 + 0,525 = 1,837 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L5 :

$$T5 = T4 + R = 1,837 + 0,525 = 2,362 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L6 :

$$T6 = T5 + R = 2,362 + 0,525 = 2,887 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L7 :

$$T7 = T6 + R = 2,887 + 0,525 = 3,412 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L8 :

$$T8 = T7 + R = 3,412 + 0,525 = 3,937 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L9 :

$$T9 = T8 + R = 3,937 + 0,525 = 4,462 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L10 :

$$T_{10} = T_9 + R = 4.462 + 0.525 = 4.987 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L11 :

$$T_{11} = T_{10} + R = 4.987 + 0.525 = 5.512 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L12 :

$$\text{Avec } \theta = 27,77^\circ$$

$$2T_{12} = T_{11}/\sin 27,77^\circ = 5.915 \text{ KN}$$

$$T_{12} = 5.915 \text{ KN}$$

III.3.3 Calcul de la section des liernes

- Le tronçon le plus sollicité est T12.

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

$$N_{tsd} \leq N_{pl}$$

$$\text{Avec : } N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{m0} \times N_{tsd}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1 \times 5.915}{23.5} = 0.251 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \theta^2}{4} \geq 0.251 \text{ cm}^2 \Rightarrow \theta \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.251}{3.14}} = 0.565 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique, on adopte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 12\text{mm}$.

III.4 Calcul de l'échantignolle

III.4.1. Définition

L'échantignolle est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques.

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

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

$$2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$$

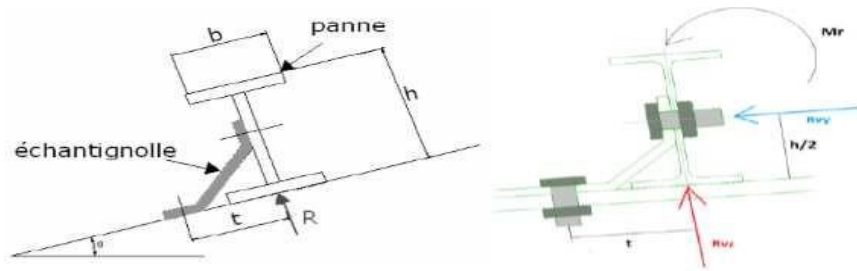


Figure III.13 Coupe transversale de l'échantignolle et les efforts sollicitant.

Les pannes sont des IPE 180 avec :

$$b = 9.1 \text{ cm et } h = 18 \text{ cm}$$

$$9.1 \text{ cm} \leq t \leq 13.65 \text{ cm, on adopte } t = 10 \text{ cm.}$$

- Sous la combinaison de charge : $G \cdot \cos \alpha - 1,5 W$ (c'est la plus défavorable).

La combinaison devint : **$G_z - 1.5 W_z$**

$$G = 0.409 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = G \cdot \cos \alpha = 0.409 \cos 12,46^\circ = 0.399 \text{ KN}$$

$$P_{uz} = -G_z + 1.5 W_z = -0.3173 + 1.5 \times 1.996 = 2.994 \text{ KN/m}^2$$

Charge revenant à la panne /ml et en tenant compte de la continuité

$$q_{uz} = 1.25 \times 2.994 = 3.742 \text{ KN/ml}$$

L'effort **R** revenant à l'échantignolle n'est rien que la réaction d'appui des pannes. On prendra l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire (et non l'échantignolle de rive).

$$\mathbf{R = 1,25 \times q_{uz} \times L}$$

$$R = q_{uz} \times L = 1,25 \times 3.742 \times 6 = 28.065 \text{ KN}$$

$$R = 28.065 \text{ KN.}$$

La condition à vérifier:

L'effort **R** risque de provoquer le pliage de l'échantignolle. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement **MR** ne dépasse pas le moment de pliage

$$\mathbf{M_R \leq M_{\text{pliage}}}$$

Avec : $M_R = R \cdot t$

Pour notre cas on a IPE 180.

$$M_R = R \cdot t = 28.065 \times 0,1 = 2.806 \text{ KN.m}$$

- M_{pliage} : est le moment résistant au pliage de l'échantignolle.

Dans la construction métallique, généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de classe 3.

$$M_{\text{pliage}} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \leq M \Rightarrow W_{ely} \geq \frac{\gamma_{m0} \times M_R}{f_y}$$

donc

$$W_{ely} \geq \frac{1 \times 2.806 \times 10^2}{23.5} = 11.94 \text{ cm}^3$$

Pour une section rectangulaire : $W_{ely} = \frac{b \times e^2}{6}$

Remarque : la largeur de l'échantignolle (b) est prise après avoir dimensionné la traverse.

On prend $b = 18 \text{ cm}$

$$W_{ely} = \frac{18 \times e^2}{6} = 11.94 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow e = \sqrt{\frac{11.94 \times 6}{18}} = 1.99 \text{ cm}$$

Donc : on adopte une échantignolle de **20 mm d'épaisseur**.

III .5. Calcul des lisses de bardage

III .5.1 Panneaux bardage

Bardage vertical pour locaux de faible à forte hygrométrie
Fixations apparentes

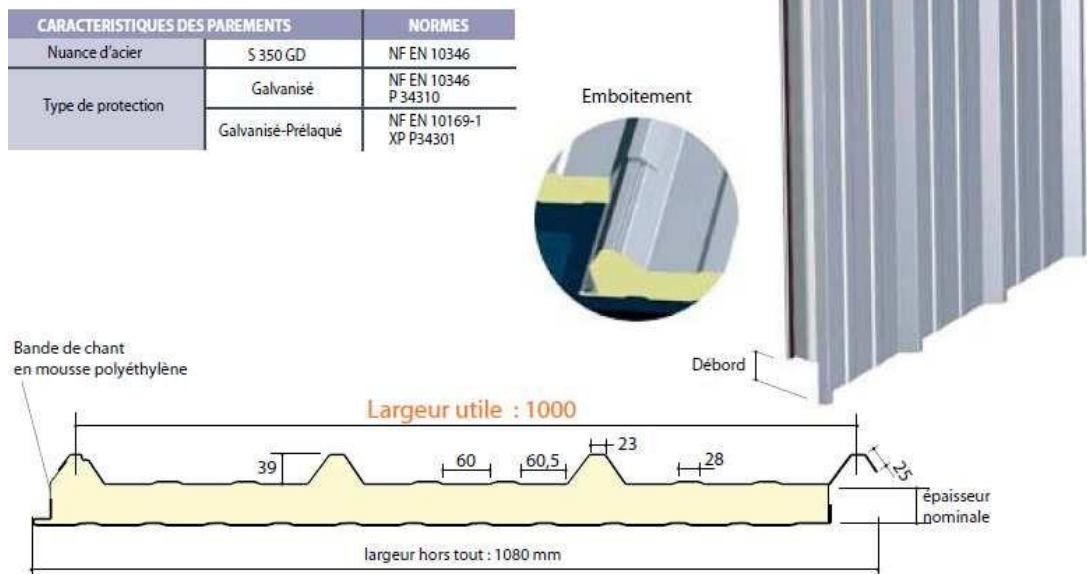


Figure III.14 détail de panneau sandwich (bardage).

III .5.1.1 Détermination de poids propre de bardage

D'après ce tableau ci-dessous on fait choisit un panneau de bardage de 30mm d'épaisseur ce qui donne un poids de **12.5kg/m²**.

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 - 200 - 300 mm						
PONDERALES (kg/m ²)	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.4 le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.

III .5.1.2 Détermination de la portée maximale pour le bardage

Dans notre cas la charge du vent maximale sur les parois verticales $W= -0.9802377 \text{ KN/m}^2$.
(Une dépression).

On suppose que le panneau de bardage soit repose sur plusieurs appuis (lisses), à l'aide de tableau ci-dessous on déterminera la portée maximale entre les lisses :

	2 APPUIS							PORTÉE (m)	3 APPUIS							
	Epaisseurs nominales de l'âme								Epaisseurs nominales de l'âme							
	120	100	80	60	50	40	30		30	40	50	60	80	100	120	
PRESSION					141	119	101	3,00	149							PRESSION
DEPRESSION				156	142	128	96		109	132	148					
PRESSION				142	123	103	84	3,20	130	150	160					PRESSION
DEPRESSION			151	139	124	109	84		97	119	133	148				
PRESSION			145	127	109	90	71	3,40	115	132	153	160				PRESSION
DEPRESSION	158	158	133	124	109	94	74		86	107	120	132	127			
PRESSION	148	148	131	114	97	79	60	3,60	102	117	137	157	160			PRESSION
DEPRESSION	135	135	120	111	96	81	66		78	97	108	119	121	123	123	
PRESSION	134	134	119	103	87	70	52	3,80	91	104	123	142	160	160	160	PRESSION
DEPRESSION	131	131	109	99	85	71	59		72	88	98	108	115	122	122	

Tableau III.5 Charges maximales admissibles en daN/m² en fonction des portées d'utilisation

$W= -98.023 \text{ daN/m}^2$ Cette valeur elle est vérifiée pour une charge utile 109 daN/m^2 ce qui correspondant à entraxe maximal de **300cm** avec une épaisseur de 30mm ; cas de panneau repose sur plusieurs appuis.

⇒ On prend l'entraxe entre les lisses **e=1.2m**.

III .5.2. Définition

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.

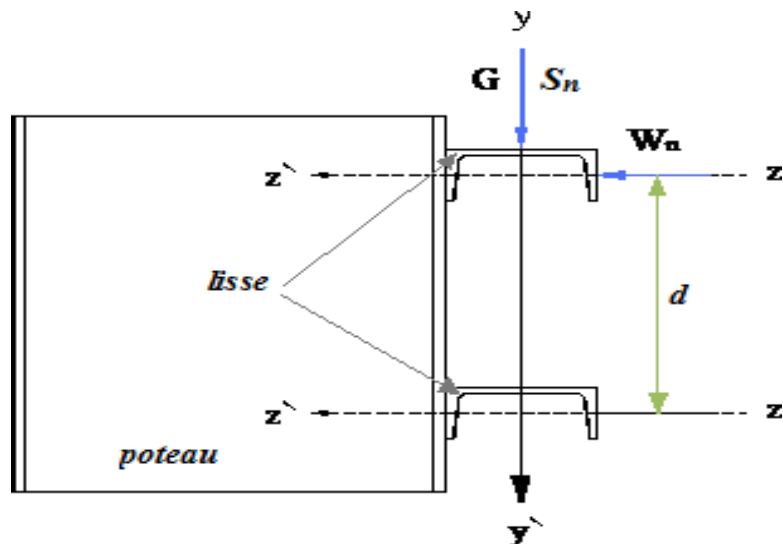


Figure III.15 Disposition de la lisse sur le poteau.

III.5.3. Données de calcul

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des lisses $e=1.2\text{m}$ (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 6 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Distance entre les lisses = 6 m

III.5.4. Détermination des charges et surcharges

a) les charges permanentes

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs)..... 12.5 Kg /m^2
- Poids propre d'accessoires d'attaches 3 Kg/m^2
- Poids propre de la lisse estimé (UPE120) 12.1 Kg/m

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

e : espacement entre les lisse $e= 1.2 \text{ m}$

$$G_P = [(12.5 + 3) \times 1.2] + 12.1 = 30.7 \text{ Kg /ml}$$

$$G = 0.307 \text{ KN/ml}$$

b) La surcharges climatique du au vent

On calcul les lisse de bardages avec la valeur obtenue en zone avec le $C_{pi} = 0.2527$

Pré-dimensionnement des éléments

$W = -0.9802 \text{ KN/m}^2$ (voir chapitre II. tableau II .20)

D'où : $W = -0.9802 \times e = -0.792 \times 1.2 = -1.1762 \text{ KN/ml}$

1) Charges appliquées à l'ELU :

$q_{wu} = 1.25 \times (1.5 \times W) \times e = 1.25 \times (1.5 \times -0.9802) \times 1.2 = -2.2054 \text{ KN/ml}$

2) Charges appliquées à l'ELS :

$q_{ws} = q_{wu} / 1.5 = -1.4703 \text{ KN/ml}$

III.5.5. Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f_z \leq f_{adm} \quad \text{Avec} \quad f = \frac{5 \times q_{wc} \times S^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} = \frac{s}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1.4703 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} = 393.830 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés des UPE, on adopte un **UPE120**

Ses caractéristiques sont :

Profilé	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	P (Kg/m)	d (mm)
UPE120	120	60	5	8	12	12.1	80
	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{plz} (cm ³)	i _z (cm)
	15.4	364	4.86	70.3	55.5	25.3	1.9

Tableau III.6 Caractéristiques de l'UPE120

Le poids propre réel G

$G_P = [(12.5 + 3) \times 1.2] + 12.1 = 0.307 \text{ Kg /ml}$

$G_P = 0.307 \text{ KN /m}$

III.5.6. Vérification à l'état limite ultime

a) Condition de résistance

$$\left[\frac{M_y}{M_{ply}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{plz}} \right]^\beta \leq 1$$

En présence des forces horizontales dues au vent :

$$M_y = \frac{q_w u \times L^2}{8} = \frac{2.2054 \times 6^2}{8}$$

$$M_y = 9.9243 \text{ KN.m}$$

Sous l'effet des charges verticales permanentes :

$$q_v = 1.25 \times [1.35 \times (G_P)]$$

$$q_v = 1.25 \times [1.35 \times (0.307)] = 0.518 \text{ KN/ml}$$

$$M_z = \frac{q_y \times L^2}{8} = \frac{0.518 \times 6^2}{8}$$

$$M_z = 2.331 \text{ KN.m}$$

Et pour déterminer y_{m0} on doit déterminer la classe de profile.

Ame : $d/t_w = 80/5 = 16 \leq 72s = 72$ → **âme de classe 1**

Semelle : $c/t_f = 30/8 = 3.75 \leq 10s = 72$ → **Semelle de classe 1**

Avec $c=b/2$

Donc la section de classe 1 → $y_{m0} = 1$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{y_{m0}} = \frac{70.3 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 16.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{y_{m0}} = \frac{25.3 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 5.945 \text{ KN.m}$$

Pour les profilés UPE 120 de classe 01, $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

Alors : $\left[\frac{9.9243}{16.52} \right]^2 + \left[\frac{2.331}{5.945} \right]^2 = 0.75 < 1$ **Vérifiée**

⇒ La section **UPE120** est vérifiée à l'ELU

Donc la résistance des sections est vérifiée

III.5.7. Vérification au cisaillement

$V_z \leq V_{plz}$ (CC97).

$$V_z = \frac{q_w u \times L^2}{2} = \frac{2.2054 \times 6}{2} = 6.6162 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times y_{m0}} = \frac{7.18 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 97.41 \text{ KN} \Rightarrow V_z \leq V_{plz}$$

L'effort tranchant est vérifié

III.5.8. Vérification au déversement

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement $\overline{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_{lt} = \frac{l/i_z}{\sqrt{c_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{55.5/1.9}{\sqrt{1.88} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{55.5/1.9}{12/0.8} \right)^2 \right]^{0.25}} = 20.399$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [B_A]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \times \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9 \times \varepsilon$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{20.399}{93.9} \right) \times [1]^{0.5} = 0.21 < 0.4$$

La vérification au déversement est vérifiée.

III.5.9 Vérification à l'état limite de service

- AXE Z-Z

$$f_z = \frac{5 \times 0.950 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 364} = 2.09 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

- AXE Y-Y

$$f_y \leq f_{adm} \text{ Avec } f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z} = f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \times 0.307 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 55.5} = 4.44 \geq f_{adm} = 3 \text{ cm non vérifiée}$$

Donc on adopte des suspentes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

$$f_y \leq f_{adm} \text{ Avec } f_y = \frac{2.05 \times q_y \times \frac{l^4}{2}}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05 \times 0.307 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 21000 \times 55.5} = 0.11 \leq f_{adm} = 1.5 \quad \text{vérifiée}$$

Conclusion : on choisit pour toutes les lisses un **UPE 120**.

III.6. Calcul des suspentes

Les suspentes 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 lisses

III.6 Calcul de l'effort de tractions dans la suspente la plus sollicité

La réaction R au niveau du le lierne :

$$R = q_{uy} \times l_y$$

$$q_{uy} = 1.25 \times [1.35 \times (0.307)] = 0.518 \text{ KN/ml}$$

$$l_y = \frac{l}{2} = 3\text{N}$$

$$R = 0.518 \times 3 = 1.554 \text{ KN}$$

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

$$T1 = R/2 = 0.777 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L2 :

$$T2 = T1 + R = 0.777 + 1.554 = 2.331 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L3 :

$$T3 = T2 + R = 2.331 + 1.554 = 3.885 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L4 :

$$T4 = T3 + R = 3.885 + 1.554 = 5.439 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L5 :

$$T5 = T4 + R = 5.439 + 1.554 = 6.993 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L6 :

$$\text{Avec : } \theta = \arctg 0.5 \Rightarrow \theta = 26.56^\circ$$

$$2 T6 \sin \theta = T5$$

$$T6 = T5 / 2 \sin 26.56^\circ \Rightarrow T6 = 7.819 \text{ KN}$$

III.6. 2 Calcul de la section des liernes

- Le tronçon le plus sollicité est T6

- Condition de vérification à la résistance : résistance plastique de la section brute : $N_{tsd} \leq N_{pl}$

$$\text{Avec : } N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{m0} \times N_{tsd}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1 \times 7.819}{23.5} \Rightarrow A \geq 0.332 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.332 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.332}{3.14}} \Rightarrow \phi \geq 0.422 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 12\text{mm}$.

III.7 Les potelets

III.7.1 Définition

Les potelets sont des éléments de profile laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Et sont des profils disposés verticalement sur le pignon, comme indiqué sur la figure ci-dessous, et sont soumis à la flexion composée dont des efforts lesquels:

- Effort normal produit par le poids propre du potelet et lisses de bardage.
- Effort de flexion produit par l'action du vent sur le pignon.

III.7.2. Dimensionnement des potelets

- Le pignon possède 6 potelets la longueur max $L=11.27\text{m}$.
- La porte maximale entre deux potelets $d = 4.80\text{m}$.
- Les potelets sont en acier S235
- La surpression du vent $W= 0.7825 \text{ KN/m}^2$

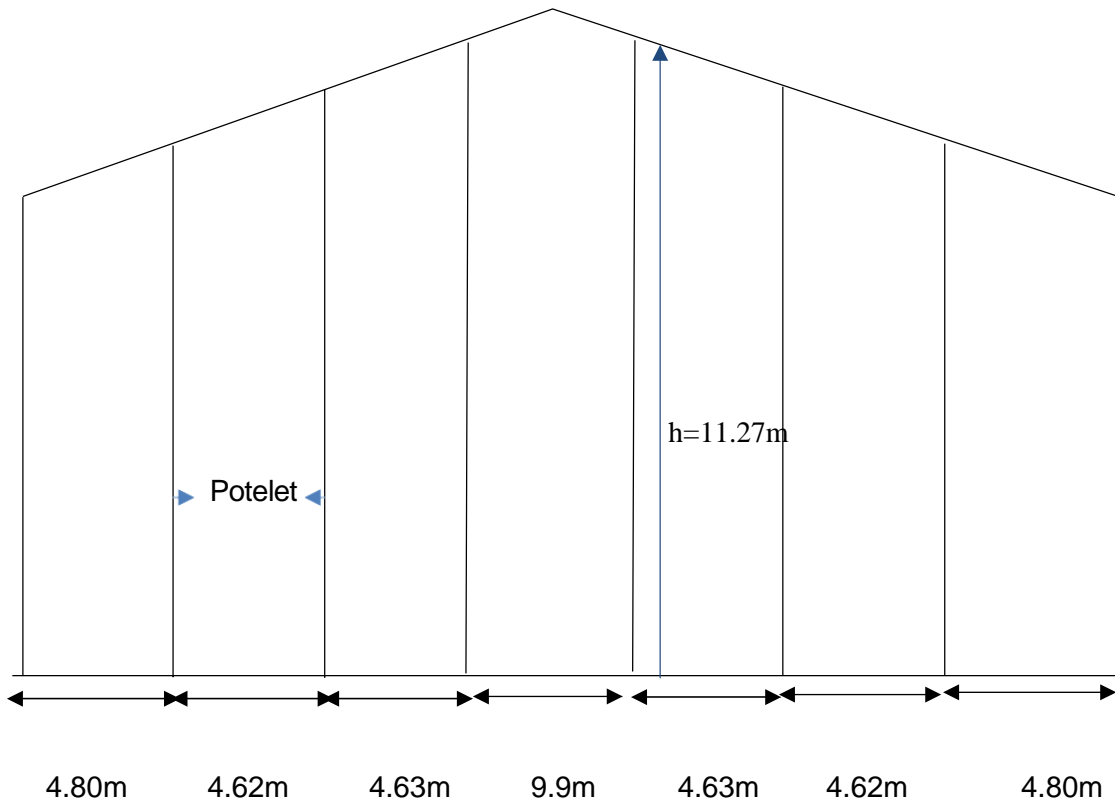


Figure III.16 Disposition des potelets.

III.7.3. Détermination de la section de potelet (calcul a L'ELS)

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est $Q_j = 0.7825 \text{ KN/m}^2$ en tenant la continuité des lisse de bardages :

$$q_w = Q_j \times d \times 1.25 = 0.7825 \times 4.80 \times 1.25 = 4.695 \text{ KN/m}$$

$$q_w = 4.695 \text{ KN/m}$$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est :

$$f_z = \frac{5 \times q_w \times h^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\text{Et la flèche admissible : } f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{1127}{200} = 5.63 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_w \times h^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$\text{AN : } I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{q \times h^4}{E \times 5.63} = \frac{5}{384} \times \frac{4.695 \times 10^{-2} \times 1127^4}{2.1 \times 10^4 \times 5.63}$$

Pré-dimensionnement des éléments

$$\longrightarrow I_Y = 834.465 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspondant a IPE 300

Profilé	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _r (mm)	r (mm)	P (Kg/m)	d (mm)
IPE300	300	150	7.1	10.7	15	42.2	248.6
	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{plz} (cm ³)	i _z (cm)
	53.8	8356	12.46	628.4	604	125.2	3.35

Tableau III.7 Caractéristiques de l'IPE300

III.7.4 Evaluation des charges

a) les charges variables (la charge de vent)

$$q_w = 4.75 \text{ KN/m}$$

b) les charges permanentes :

Poids bardage G1 = 12.5 Kg/m²

Poids des lisse de bardages G2 = 12.1 × 6 = 72.6 Kg/m.

Poids propre de IPE 300 G3 = 42.2 kg /m.

$$G = [(G1 \times d \times l) + (G2 \times d) + (G3 \times l)]$$

$$G = [(12.5 \times 4.80 \times 11.27) + (72.6 \times 4.80) + (42.2 \times 11.27)] = 1500.2 \text{ Kg/m}$$

$$G = 15.002 \text{ KN/ml}$$

III.7.5 Vérification de la flexion composée

III.7.5.1 Vérification de l'effort axial

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{y.sd} \leq \min \left\{ 0,25 \cdot N_{pl.rd}, 0,5 \cdot \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right\}$$

$$N_{y.cd} = \gamma_G \cdot G = 1.5 \times 15.002 = 22.503 \text{ KN}$$

$$N_{y.sd} = 22.503 \text{ KN}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{m0}} = \frac{53.8+23.5}{1.1} = 1149.363KN$$

$$\longrightarrow 0.25N_{pl.y.rd} = 0.25 \cdot 1149.363 = 287.340 KN$$

$$\frac{A_w f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(A - 2bt_f) f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(53.8 - 2 \times 15 \times 1.07) \times 23.5}{1.1} = 463.590KN$$

$$0.5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{m0}} = 231.795KN$$

Donc $N_{y.sd} = 22.503 < \min(287.34 ; 231.795)$

III.7.5.2 Vérification de l'effort tranchant

Pour la vérification de l'effort tranchant on utilise la formule suivante :

$$V_{sd.max} \leq \frac{1}{2} V_{pl.rd}$$

$$V_{sd.max} = V_{sdz} = \frac{W.L}{2} = \frac{4.695 \times 11.27}{2} = 26.456KN$$

$$V_{pl.rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 316.744KN$$

$$\frac{1}{2} V_{pl.rd} = 158.372KN$$

$$V_{sd.max} = 26.456 < \frac{1}{2} V_{pl.rd} = 158.372$$

\longrightarrow **Donc la condition est vérifiée.**

III.7.5.3 Vérification de la stabilité au flambement

Pour la vérification de la stabilité au flambement on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{W_{pl,y} \left(\frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z.sd}}{W_{pl,z} \left(\frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)} \leq 1$$

Avec : $N_{y_{sd}} = 22.503$

$$M_{sdy} = 1.5 \frac{q_w l^2}{8} = 1.5 \frac{4.695 \times 11.27^2}{8} = 111.811 \text{KN.m}$$

$$M_{sdz} = 0 \text{KN.m}$$

a) Calcul de la longueur de flambement

On a autour de l'axe faible y-y (dans le plan de l'âme) : le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur donc la longueur de flambement $L_{KY} = 1.27m$

autour de l'axe fort z-z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le potelet est empêché de flamber sur toute sa hauteur.

Donc la longueur de flambement $L_{KY} = 1.27m$

Et pour IPE 330 on a les rayons de giration sont : $\begin{cases} i_y = 12.46 \text{cm} \\ i_z = 3.35 \text{cm} \end{cases}$

b) Calcul des élancements :

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{1127}{12.46} = 90.44$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{120}{3.35} = 35.82$$

c) calcul les élancements critique

On a l'acier utilise est de S235.

Donc ;

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5}$$

Donc $\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$

d) classe de la section

➤ **La classe de la semelle (comprimée)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{150}{2 \times 10.7} = 7.009 < 10 \times 1 \Rightarrow \text{Semelle classe 01}$$

➤ La classe d'âme (flexion composé)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{19.615}{0.75 \times 23.5} = 1.11$$

$$\alpha = \frac{1}{27.1} \left(\frac{27.1 \times 1.11}{2} \right) = 0.52 < 1 \quad \text{avec } \alpha > 0.5$$

Pour la section de classe 01

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248.6}{7.1} = 35.01 \quad \text{et} \quad \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)} = \frac{396 \times 1}{13 \times 0.52 - 1} = 68.75$$

Donc :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)} \quad \rightarrow \quad \hat{\text{Âme de classe 01}}$$

⇒ Donc la classe de la section IPE 300 est de classe 1

e) Calcul des les élancements réduits

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{90.44}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.96 < 0.2 \quad \text{il ya un risquede flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{35.8}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.38 < 0.2 \quad \text{il ya un risquede flambement}$$

Avec : $\sqrt{\beta_w} = 1$ pour les classe 1.

f) calcul de coefficient de réduction

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

Le chois de la courbe de flambement d'après le tableau 5.5.3 Euro code 3 Pour un IPE 300 on a les caractéristiques suivant :

$h=300\text{mm}$; $b = 150 \text{ mm}$; $t_f = 10.7 \text{ mm}$.

Donc :

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 > 1.2 \text{ et } t_f = 10.7 < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y- \acute{y}	A	$\alpha_y = 0,21$
z- \acute{z}	B	$\alpha_z = 0,34$

Tableau III.8 Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 300.

g) Calcule de χ_{min}

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_y \leq 1$$

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

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.21(0.96 - 0.2) + 0.96^2] = 0.948 \Rightarrow \chi_y = 0.694$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_z \leq 1$$

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

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.34(0.38 - 0.2) + 0.38^2] = 0.602 \Rightarrow \chi_z = 0.935$$

$$\chi_{min} = \min(0.694 ; 0.935) \Rightarrow \chi_{min} = 0.694$$

h) calcul l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{lt}$

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{Section de classe 1}$$

χ_{lt} : coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$.

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

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \quad (1)$$

Notre potelet considéré comme bi articules a ses extrémités on a :

C1, C2, facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement. C1 = 0,972 C2 = 0,304

K et Kw : les facteurs de longueur effective avec : K=0.5 appui simple Kw =0.5.

Z_a= -h/2=-30/2 = -15 cm sous le vent (-) puisque orientation repère est vert la semelle comprimé.

Z_s = 0 cm section doublement symétrique

Z_g =Z_a – Z_s = -15cm

I_t=20.12 cm⁴

I_w= 125900cm⁶

L=11.27 m

I_z= 604cm⁴

G=0.4.E

$$M_{cr} = \left(\frac{0.972 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 604}{(0.5 \times 11.27)^2} \right) \left\{ \left[\left(\frac{0.5}{0.5} \right)^2 \times \frac{125900}{604} + \frac{(0.5 \times 11.27)^2 \times 0.4 \times 20.12}{(3.14)^2 \times 604} + (0.304 \times 15)^2 \right]^{0.5} + (-0.304 \times (-15))^2 \right\}$$

$$M_{cr} = 115.68 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{PLY}}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{1 \times 23.5 \times 628.4}{115.68}} = 1.07 \quad \Rightarrow \quad \overline{\lambda}_{LT} = 1.07 > 0.4 \quad \text{donc il ya risque de diversement}$$

D'après ces résultats de moment critique il doit faire la vérification au diversement.

La vérification au diversement se fait par la formule suivante :

$$\frac{N}{X_{min} \times N_{ply}} = \frac{K_{LT} \times M_Y}{X_{LT} \times M_{PLY}} \leq 1$$

Pour les profile laminé on a : a = 0.21 courbe (a)

On tire χ_{LT} à partir du tableau :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1.07 \Rightarrow \chi_{LT} = 0.665$$

$$M_{sdy} = \frac{4.695 \times 11.27^2}{8} = 74.54 \text{ KN.m}$$

$$N_{ysd} = 20.252 \text{ KN}$$

Calcul de coefficient k

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{X_z \times A \times F_y}$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \lambda_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{mais : } \mu_{LT} \leq 0.9$$

$$\beta_{MLT} = 1.3$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 0.38 \times 1.3 - 0.15 = -0.759$$

$$X_z = 0.694$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{(-0.759) \times 2250.3}{0.694 \times 235 \times 53.8 \times 10^2} = 1$$

$$M_{ply} = \frac{M_{ply} \times F_y}{y_{m0}} = \frac{628.4 \times 23.5}{1.1} = 134.24 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\frac{N}{X_{min} \times N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{X_{LT} \times M_{ply}} = 0.026 + 0.83 = 0.86 < 1$$

La condition est vérifiée on conclut que **IPE 300** convient comme des potelets.

III.8. Conclusion

Les démentions que nous avons effectuée dans ce chapitre nous a permis de déterminer des types des profiles qui sont capable de résister à leur poids propre et tout les efforts de vent. Et après faire toute les vérifications nécessaires de tous les éléments on a retenus les types suivant :

- Les pannes : **IPE 180** avec des liernes de **12mm**.
- Les lisses de bardages : **UPE 120** pour toutes les lisses avec un Rond de 12mm.
- Les potelets : **IPE 300**

IV.1 Introduction

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, freinage longitudinal du pont roulant 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).

IV.2 Rôle des systèmes de contreventement

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, les forces de freinage de ponts roulant, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...
- Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.
- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.
- Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

IV.3 Contreventement de toiture (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. 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.

IV.3.1 Calcul de la poutre au vent en pignon

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

Le calcul des poutres à treillis repose sur les hypothèses suivantes :

Etude de contreventement

- Les nœuds sont considérés comme des articulations, même si les barres sont assemblées par des cordons de soudure qui sont loin d'une articulation.
- Les axes des barres sont concourants aux nœuds.
- Les charges sont considérées concentrées et appliquées au droit des nœuds (pour n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux).

Remarque :

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

IV.3.1.1 Évaluation des efforts dans la poutre au vent

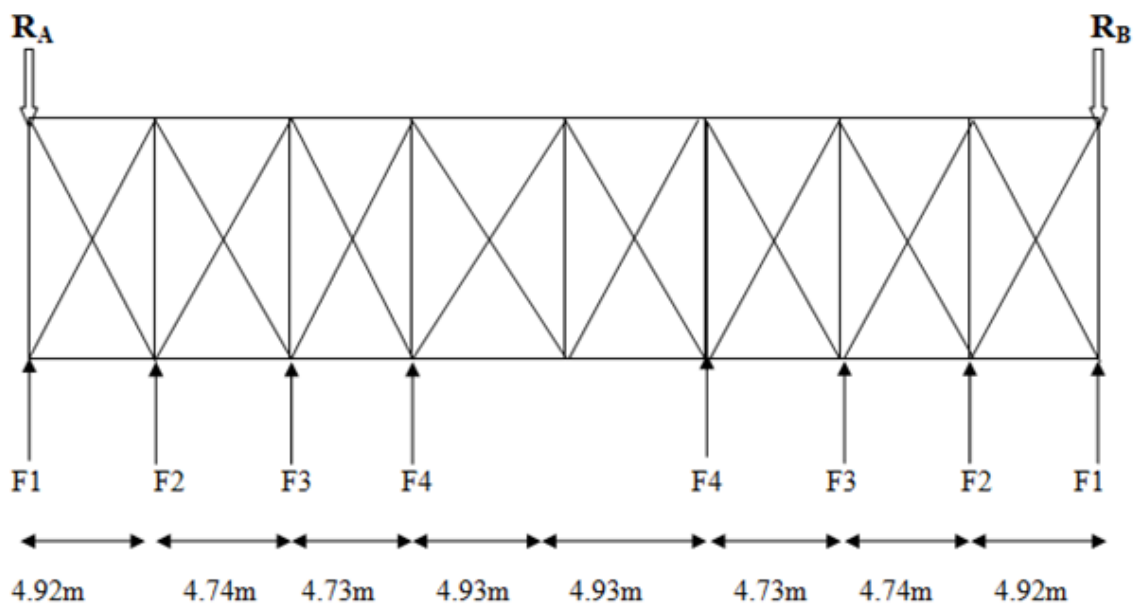


Figure IV.1 Schéma statique de la poutre au vent en pignon.

IV.3.1.2 Évaluation des efforts horizontaux

$$F_i = (V_{max} \times S_i) + F_e$$

F_i : la force dans l'élément i .

Etude de contreventement

V_{max} : effort du vent exercé sur la surface S_i de l'élément i .

S_i : Surface afférente de chaque force.

$$S_i = e_i \times \frac{h_i}{2}$$

e_i : Entre axes des potelets

h_i : Hauteur de chaque potelets.

La force d'entraînement F_e est la force de frottement pour la toiture, dans notre cas la force du frottement

$F_e=128.009 \text{ KN}$ (voir chapitre 2)

D'après l'étude au vent dans le chapitre 2, la valeur de V_{max} est donnée comme suit :

$V_{max} = 0.782 \text{ KN/m}^2$ (voir chapitre II).

Forces	hi/2 (m)	ei (m)	$S_i = h_i/2 * e_i$ (m ²)	V_{max} (KN/m ²)	F_{fr}/n	F_i (KN)
F1	4.075	2.4	9.78	0.782	21.33	28.97
F2	4.60	4.71	21.16	0.782	21.33	37.87
F3	5.12	4.62	23.65	0.782	21.33	39.82
F4	5.635	4.79	26.96	0.782	21.33	42.41

Tableau IV.1 Evaluation des efforts horizontaux au niveau des nœuds.

IV.3.1.3 Effort de traction dans les diagonales

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leur grand élancement, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent, c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

Vue de la symétrie géométrique et de chargement on a :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + 2F_4$$

$$R_A + R_B = (28.97 + 37.87 + 39.82 + 42.41) \times 2$$

Etude de contreventement

$$R_A + R_B = 298.14 \text{ KN}$$

$$\sum F_{EXT} = 0 \Rightarrow R_A = R_B = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + 2F_4}{2} \text{ KN} \Rightarrow R_B = 149.07 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 149.07 \text{ KN}$$

IV.3.1.4 Dimensionnement des diagonales

➤ Section de la diagonale

Pour déterminer la section de la diagonale on utilise la méthode des coupures on aura l'effort de traction max F_b

$$\Rightarrow F_b = \frac{R - F_1}{\cos \alpha}$$

$$\bullet \tan^{-1} \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{9.42}{6} \right) \Rightarrow \alpha = 39.35^\circ$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_B + F_1 + F_d \cos \alpha = 0$$

$$\Rightarrow F_b = \frac{R_B - F_1}{\cos \alpha} = \frac{149.07 - 28.97}{\cos 39.35} = 194.10 \text{ KN}$$

$$F_b = 194.10 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad N_{sd} = 194.10 \text{ KN}$$

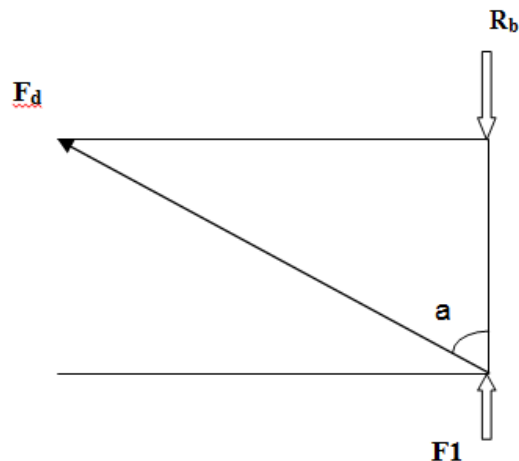


Figure IV.2 Méthode des coupures.

IV.3.1.5 Calcul de la section brute A

Pour déterminer la section des barres de contreventement de la poutre au vent on a la formule suivant :

Etude de contreventement

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

$$A \geq \frac{194.10 \times 1}{23.5} = 8.25 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière **L75x75x6** de section (A= 8.73 cm²)

Avec : un boulon de 12mm et de trou 13mm.

IV.3.1.6. Vérification à la résistance ultime de la section

On a la condition de résistance suivante :

$$A_{nette} = 8.73 - 0.6 \times 1.3 = 7.95 \text{ cm}^2$$

$$N_u = \frac{A_{nette} \times 0.9 \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 7.95 \times 36}{1.25} \Rightarrow N_u = 206.06 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 194.10 \text{ KN} < N_u = 206.06$$

Une cornière de **L75x75x6** (A= 8.73cm²), avec un boulon de 12mm et trou de 13mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

IV.4. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée.

Caractéristiques géométriques de l'IPE180 sont dans le tableau suivant :

Profilé	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	P (Kg/m)	d (mm)
IPE 180	180	91	5.3	8.0	9,0	18.8	146
	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{pl z} (cm ³)	i _z (cm)
	24	1317	7.42	166.4	101	34.6	2.05

Tableau IV.2 Caractéristiques de l'IPE 180

IV.4.1 Vérification de la section à la résistance

Pour la vérification de la résistance de la panne montante on va appliquée la formule suivante :

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

Avec :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}; M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}; M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

➤ Vérification de la panne intermédiaire

- Flexion déviée (calcul des pannes)

D'après le chapitre 3 on a :

$$G = 0.32 \text{ KN/m} \quad (\text{voir chapitre III calcul des pannes})$$

$$S = 0.176 \text{ KN/m}$$

- L'effort normal de Compression

$$V = F_4 = 42.41 \text{ KN}$$

- Combinaisons de charges

$$q_{sd} = 1.35G + 1.35S$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35F_4$$

Donc :

$$q_{sd} = 1.35 \times 0.32 + 1.35 \times 0.176 = 0.669 \text{ KN/m}$$

$$q_{z,sd} = q_{sd} \times \cos \alpha = 0.669 \times \cos 12.46 = 0.901 \text{ KN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{0.901 \times 6^2}{8} = 4.05 \text{ KN.m}$$

$$q_{y,sd} = q_{z,sd} \times \sin \alpha = 0.901 \times \sin 12.46 = 0.194 \text{ KN/m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.194 \times (6/2)^2}{8} = 0.218 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 42.41 = 57.25 \text{ KN}$$

Etude de contreventement

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166.4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 35.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{34.6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 7.39 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{24 \times 23.5}{1.1} = 512.7 \text{ KN}$$

• Interaction de l'effort normal (effort normal de compression)

Si : $N_{sd} \leq \min(0.25N_{pl,rd} ; 0.5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}})$ → Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0.25N_{pl,rd} = 0.25 \times 512.7 = 128.17 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 24 - (2 \times 9.1 \times 0.8) = 9.44 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 0.5 \times 9.44 \times \frac{23.5}{1.1} = 100.83 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 57.25 \text{ KN} < \min(128.17 ; 100.83) \text{ KN} = 100.83 \text{ KN} \rightarrow \text{Pas de l'interaction}$$

entre le moment et l'effort tranchant. Pas de réduction des moments de résistance plastique :

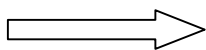
$$M_{Ny,rd} = M_{ply,rd}$$

$$M_{Nz,rd} = M_{plz,rd}$$

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

Ou : $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$\left[\frac{4.05}{35.54} \right]^2 + \left[\frac{0.218}{7.39} \right]^1 = 0.04 < 1$$



Donc la condition de résistance est vérifiée.

• Interaction de l'effort tranchant

Si $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$ → Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

A mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

Etude de contreventement

IV.5 Vérification de l'élément aux instabilités (déversement)

a) Semelle supérieure

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser, vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

b) Semelle inférieure

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent du soulèvement est susceptible de déverser de moment quelle est libre tout au long de sa portée.

❖ La combinaison de charges

❖ Combinaisons à l'ELU

$$q_u = G + 1.5W$$

$$q_{uz, sd} = G \cos \alpha + 1.5Wz$$

$$q_{uy, sd} = 1.35G \sin \alpha$$

$$N_{sd} = 1.5V = 1.5F_4$$

Avec :

$$G = 0.32 \text{ KN/m} \text{ « charge permanente ».}$$

$$W = -1.059 \text{ KN/m} \text{ « vent de soulèvement »}$$

$$W = -1.059 \times 1.5 = -1.58 \text{ KN.}$$

$$V = F_4 = 42.41 \text{ KN} \text{ « effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire »}$$

➤ Charge de flexion (moment de flexion)

$$q_{uz, sd} = G \cos \alpha + 1.5Wz = 0.32 \cos 12.46^\circ - 1.5 \times 1.58 = -2.05 \text{ KN/m}$$

$$M_{y, sd} = \frac{q_{z, sd} \times L^2}{8} = \frac{2.05 \times 6^2}{8} = 9.22 \text{ KN.m}$$

$$q_{uy, sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 0.32 \times \sin 12.46^\circ = 0.093 \text{ KN/m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{q_{y, sd} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.093 \times (6/2)^2}{8} = 0.120 \text{ KN.m}$$

Etude de contreventement

➤ Charge de compression (effort normal de compression)

$$N_{sd} = 1.5V = 1.5F_4 = 1.5 \times 42.41 = 63.61 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 63.61 \text{ KN/ml}$$

a) Vérification au flambement (flambement flexion)

Flexion composée avec risque du flambement, la vérification au flambement se fait par la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \quad \text{EC03. (5.52. Art. 5.5.4.)}$$

Avec :

$$k_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y} \quad \text{mais} \quad k_{y,z} \leq 1,5$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \quad \text{mais} \quad \mu_{y,z} \leq 0.90$$

$\beta_{M,y,z}$: Sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par.

Avec:

$$N_{pl,rd} = 512.7 \text{ KN}$$

$$M_{ply,rd} = 35.54 \text{ KN.m} \quad M_{plz,rd} = 7.39 \text{ KN.m}$$

a.1) Flambement par rapport à l'axe fort y-y

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

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]; \quad \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = \pi \left(\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right)^{0.5} = 93.9$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'EC3.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{7.42} = 80.86$$

Etude de contreventement

$$\bar{\lambda}_y = \frac{80.86}{93.9} = 0.86$$

- $h/b = 180/91 = 1.97 > 1.2$
- $t_f = 8mm < 40mm \quad \Rightarrow$ La courbe (a)
- *Axe de lambement y - y*
- La courbe (a)
- $\bar{\lambda}_y = 0.86 \quad \Rightarrow x_y = 0.73$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

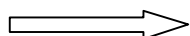
Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{M,y} = 1.3$$

$$\mu_y = 0.86 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{166.4 - 146.3}{146.3} \right) \Rightarrow \mu_y = -1.085 < 0.9$$

Donc la condition est vérifiée

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{x_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{1.085 \times 63.61}{0.73 \times 24 \times 23.5} = 0.832 < 1.5$$

 **La condition est vérifiée.**

a.2) Flambement par rapport à l'axe faible z-z

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

$$\varphi_z = 0.5 \times \left[1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]; \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{300}{2.05} = 146.34$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{146.34}{93.9} = 1.55$$

- $h/b = 180/91 = 1.97 > 1.2$
- $t_f = 8mm < 40mm \quad \Rightarrow$ La courbe (b)
- *Axe de flambement z - z*
- ❖ La courbe (b)

Etude de contreventement

$$\ast \bar{\lambda}_z = 1.55 \quad \Rightarrow \quad x_z = 0.35$$

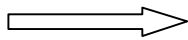
$$\mu_z = 1.55 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{134.6 - 22.16}{22.16} \right) \Rightarrow \mu_z = -1.60 < 0.9 \quad \text{Vérifiée}$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{x_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{1.6 \times 63.61}{0.35 \times 24 \times 23.5} = 0.484 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

La vérification à faire est de :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

$$\frac{63.61}{0.35 \times 512.7} + \frac{0.832 \times 9.22}{35.54} + \frac{0.484 \times 0.12}{7.39} = 0.576 < 1$$


 La condition est vérifiée

a) Vérification au déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \quad \text{EC03 (5.52 Art. 5.5.4)}$$

Avec :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{mais} \quad k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0.15 \quad \text{mais} \quad \mu_{LT} \leq 0.90$$

☐☐ $\beta_{M,LT}$: est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

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

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

Avec :

α_{LT} : facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0.21$: pour les sections laminées.

$\beta_A = 1$: pour les sections de classe 1 et 2

λ_{LT} : Élancement de l'élément vis à vis au déversement ; pour les profils laminés I ou H.

Etude de contreventement

$$\lambda_{lt} = \frac{L_z/i_z}{\sqrt{c_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]}}^{0.25} = \frac{300/2.05}{\sqrt{1.132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/2.05}{18/0.8} \right)^2 \right]}}^{0.25}$$

$$\lambda_{lt} = 110.86$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) \times (\beta_A)^{0.5} = \left(\frac{110.86}{93.9} \right) \times (1)^{0.5} = 1.18 > 0.4$$

On tenir compte du risque de déversement :

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.18 - 0.2) + 1.18^2] = 1.29$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1.29 + [1.29^2 - 1.18^2]^{0.5}} = 0.552$$

• Calcul de coefficient K_{LT}

$$\mu_{lt} = 0.15 \times \bar{\lambda}_{lt} \times \beta_{M,LT} - 0.15$$

$\beta_{M,LT}$: est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$\beta_{M,LT} = 1.3$ Pour une poutre simplement appuyée avec une charge répartie.

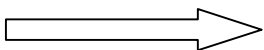
$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.55 \times 1.3 - 0.15 = 0.152 < 0.9 \quad \text{OK}$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.152 \times 57.25}{0.35 \times 24 \times 23.5} = 0.955 < 1.5 \quad \text{OK}$$

La vérification :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

$$\frac{57.25}{0.35 \times 512.7} + \frac{0.955 \times 9.22}{0.552 \times 35.54} + \frac{0.484 \times 0.12}{7.39} = 0.775 < 1 \quad \text{OK}$$



Donc les IPE 180 adoptent comme panne intermédiaires.

IV.6. Calcul de la palée de stabilité en long pans

Les palées de stabilités devant reprendre les efforts du vent sur le pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

Les efforts horizontaux qui peuvent les solliciter sont :

- Vent.
- Freinage des ponts roulons.

Etude de contreventement

- Effet de séisme.
- Flambement et le diversement.

IV.6.1 Dimensionnement de la palé de stabilité de rive

Par la méthode de coupure :

Evaluation des efforts de traction dans les diagonales tendues se faite par la méthode des coupures

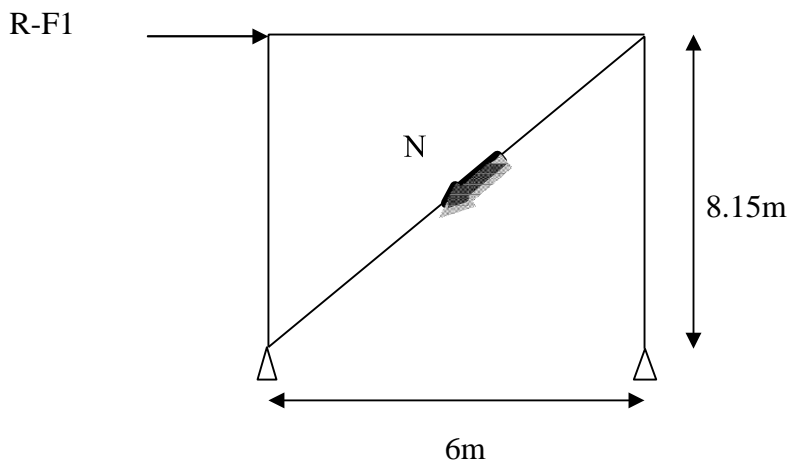


Figure IV.3 Méthodes des coupures.

$$N \cos \beta + F1 - R = 0$$

$$\beta = \text{Arctg } 8.15/6 = 53.63^\circ$$

$$N = \frac{R-F1}{\cos \beta} = \frac{149.07-28.97}{\cos 53.63} = 202.53 \text{ KN}$$

IV. 6. 1. 1 Détermination de la section des diagonales

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

$$N_{sd} = 1.5 \times N = 1.5 \times 202.53 = 303.795 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{303.795 \times 1}{23.5} = 12.92 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière L90×90×8.

Avec $A = 13.89 \text{ cm}^2$

IV.6.1.2 Vérification à la résistance ultime de la section

On adopte pour une cornière isolée de **L90×90×8** avec un boulon de 12 mm et trous de 13mm.

$$A_{net} = A_1 + \varepsilon \times A_2$$

$$A_1 = [(9 \times 1) - (1.3 \times 0.8)] = 7.96 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (9 - 0.8) \times 0.8 = 6.56 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = \frac{3 \times 7.96}{3 \times 7.96 + 6.56} = 0.784$$

$$A_{net} = 7.96 + 0.784 \times 6.56 = 13.10 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} \leq N_{u,rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{sd} \leq N_{u,rd} = \frac{0.9 \times 13.10 \times 36}{1.25} = 339.550 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 303.264 \leq N_{u,rd} = 339.550 \text{ KN} \quad \text{Vérifié}$$

Donc on adopte un cornière **L90×90×8**.

IV.6.2 Dimensionnement de la palé de stabilité intermédiaire

Evaluation des efforts de traction dans les diagonales tendues se faite par la méthode des coupures.

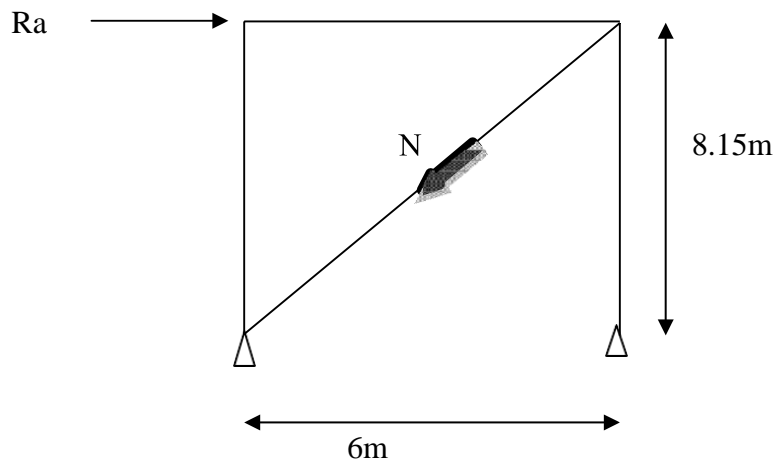


Figure IV.4 Méthodes des coupures.

Etude de contreventement

$$N \cos\beta + F_1 - R = 0$$

$$\beta = \text{Arctg } 8.15/6 = 53.630$$

$$\Rightarrow N = \frac{R_a}{\cos\beta} = \frac{149.07}{\cos 53.63} = 251.38$$

IV.6.2.1 Détermination de la section des diagonales

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

$$N_{sd} = 1.5 \times N = 1.5 \times 251.38 = 377.07 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{377.07 \times 1}{23.5} = 16.04 \text{ cm}^2$$

Soit double cornière **2 L80×80×8**, et trous de 16mm.

IV.6.2.2 Vérification à la résistance ultime de la section

On adopte pour double cornière **2 L80×80×8** avec un boulon de 15 mm et trous de 16mm.

$$A_{net} = A_1 + \varepsilon \times A_2$$

$$A_1 = 2[(8 \times 0.8) - (1.6 \times 0.8)] = 10.24 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 2(8 - 0.8) \times 0.8 = 11.52 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = \frac{3 \times 10.24}{3 \times 10.24 + 11.52} = 0.72$$

$$A_{net} = 10.24 + 0.72 \times 11.52 = 18.53 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} \leq N_{u.rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{sd} \leq N_{u.rd} = \frac{0.9 \times 18.53 \times 36}{1.25} = 480.29 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 377.07 \leq N_{u.Rd} = 480.29 \text{ KN} \quad \text{Vérifié}$$

Donc on adopte un cornière 2L80×80×8.

IV.7. Calcul de la poutre sablière

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

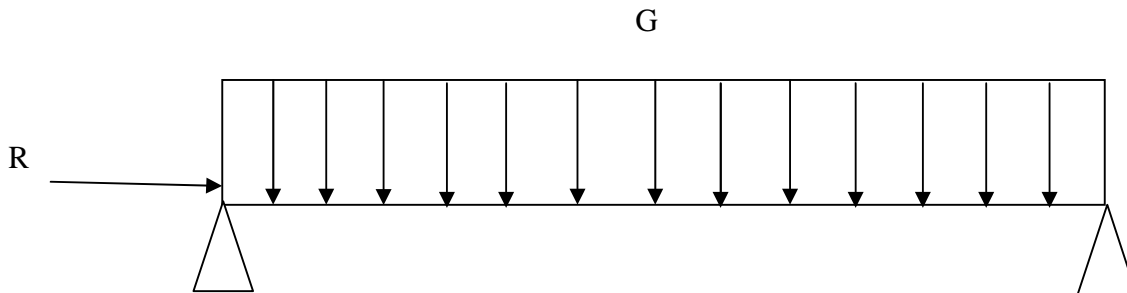


Figure IV.5 Schéma statique de la poutre sablière.

La poutre sablière du portique longitudinale reçoit deux réactions des poutres au vent de pignon calculé précédemment.

Le pré dimensionnement se fait par l'utilisation de la condition de résistance de traction

$$N^{max} \leq N_{pl}$$

$$F_1 = 28.97 \text{ KN.}$$

$$R = R_A = R_B = 149.07 \text{ KN.}$$

$$N^{max} = R - F = 149.07 - 28.97 = 120.1 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{120.1 \times 1}{23.5} = 5.11 \text{ cm}^2$$

On adopte de façon préliminaire un profilé de type IPE 200..... $A = 28.5 \text{ cm}^2$

IV.7.1 Vérification de l'élément aux instabilités

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes : Flexion composée avec risque de flambement

Etude de contreventement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{min}

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

Flambement par rapport à l'axe y-y (hors plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.2 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{8.26} = 72.63$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{72.63}{93.9} = 0.77$$

- $h/b = 200/100 = 2 > 1.2$

- $t_f = 8.5mm < 40mm \Rightarrow$ La courbe (a)

- Axe de flambement y - y

❖ La courbe (b)

$$\bar{\lambda}_z = 0.77 \Rightarrow \alpha_y = 0.821$$

Calcul de coefficient k

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

$$\mu_y = 0.821 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{220.6 - 194.3}{194.3} \right) = -1.014 < 0.9$$

Avec $\mu_y \leq 0.9$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\alpha_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{1.014 \times 120.1}{0.821 \times 28.5 \times 23.5} = 0.778 < 1.5 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$N_{sd} = 149.07 \text{KN}$$

$$M_{y,sd} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{22.4 \times 6^2}{8} = 100.8 \text{daN.m} = 1.008 \text{KN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{28.5 \times 23.5}{1.1} = 608.86 \text{KN}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220.6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 47.128 \text{KN.m}$$

Etude de contreventement

Vérification au flambement flexion :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

$$\frac{149.07}{0.821 \times 608.86} + \frac{0.778 \times 1.008}{47.128} = 0.31 < 1 \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de flambement flexion.

IV.7.2. Vérification de la poutre sablière à la flexion déviée composée avec risque de déversement

$$\frac{N}{X_{max} \times N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times My}{X_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L_z/i_z}{\sqrt{c_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{300/2.05}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/2.24}{20/0.85} \right)^2 \right]^{0.25}} = 98.94$$

$$\lambda_{lt} = 98.94$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) \times (\beta_A)^{0.5} = 1.05 > 0.4$$

On tenir compte du risque de déversement :

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.05 - 0.2) + 1.05^2] = 1.14$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1.14 + [1.14^2 - 1.05^2]^{0.5}} = 0.631$$

• Calcul de coefficient K_{LT}

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15$$

β_{MLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$\beta_{MLT} = 1.3$: Pour une poutre simplement appuyée avec une charge répartie.

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{300}{2.24} = 133.92$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{133.92}{93.9} = 1.42$$

Etude de contreventement

- $h/b = 200/100 = 2 > 1.2$
- $t_f = 8.5\text{mm} < 40\text{mm} \Rightarrow$ La courbe (b)
- Axe de flambement z - z
- ❖ La courbe (b)
- ❖ $\bar{\lambda}_z = 1.42 \Rightarrow \alpha_z = 0.41$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.42 \times 1.3 - 0.15 \Rightarrow \mu_{LT} = 0.126 < 0.9 \quad \text{Vérifiée}$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\alpha_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.126 \times 23.74}{0.41 \times 28.5 \times 23.5} = 0.986 < 1 \quad \text{Vérifiée}$$

La vérification :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

Avec :

$$N = 28.97 \text{ KN}$$

$$K_{lt} = 0.986$$

$$K_z = 0.501$$

$$\chi_{lt} = 0.631$$

$$M_z = 0.211 \text{ KN.m}$$

$$\frac{28.97}{0.41 \times 608.86} + \frac{0.986 \times 1.008}{0.631 \times 47.128} + \frac{0.501 \times 0.211}{9.52} = 0.160 < 1 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc la condition pour la vérification de la poutre sablière à la flexion composée avec risque de déversement est vérifiée on adopte un **IPE 200**.

IV.8. Conclusion

- L'**IPE 200** convient pour la poutre sablière.
- Le profile **IPE 180** convient pour la panne intermédiaire servant de montants pour les barre de contreventements

V. Calcul des traverses

V.1. Généralité

Les traverses sont des poutres maitresses d'une toiture a deux versants ; elles sont constituées généralement en profils IPE ou HEA.

Les traverses de la toiture servent à supporter les éléments de la couverture et a en caissier les charges et sur charges exercer celles-ci :

V.1.1 Evaluation des charges et surcharge

a)- charge permanentes G

Couvertures métallique 12.5 kg/m²

Accessoire de pose 1.5 kg/m²

Les pannes IPE 180 18.8 kg

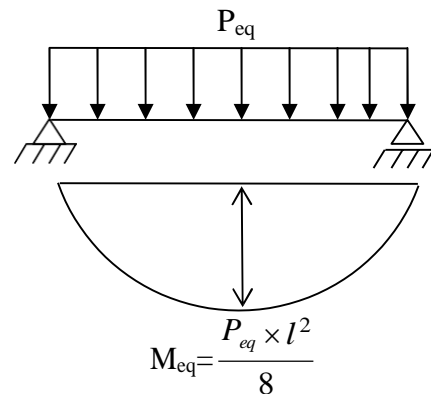
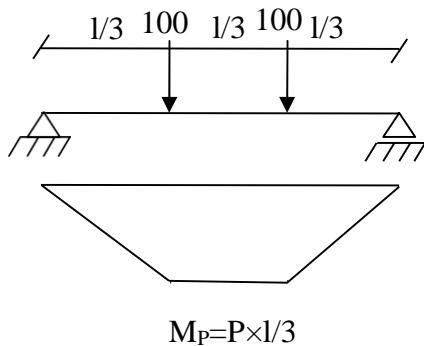
Le poids propre de la traverse estimé (HEA320) 97.6 Kg.

$$G = (12.5 + 1.5) \times 6,00 + 18.8 + 97.4 = 200.4 \text{ kg/ml}$$

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 à deux charges concentrées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne surcharge d'entretien P_{eq}(kg/m²)

(DTR BC 2.2).



$$M_P = M_{eq}$$

$$\Rightarrow P \times \frac{l}{3} = \frac{P_{eq} \times l^2}{8}$$

$$\Rightarrow P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6} = 44,45 \text{ kg / ml}$$

$$P = 44,45 \times 6 = 226.7 \text{ kg/ml}$$

c)- surcharge climatique du vent (perpendiculaire au vent)

$$W1 = -0.574 \times 6 = -3.45 \text{ KN/m (soulèvement).}$$

$$W2 = -0.782 \times 6 = -4.69 \text{ KN/m (les patios verticales).}$$

d)- surcharge climatique de la neige (par projection horizontale)

$$S = 11.2 \text{ kg/m}^2$$

$$S = 11.2 \times 6 = 67.2 \text{ kg/ml}$$

V.1.2 Combinaison de charge les plus défavorables

$$1 \Rightarrow G + P_{eq} = 200.4 + 44.45 = 244.85 \text{ kg/ml} \downarrow$$

$$2 \Rightarrow G + N = 200.4 + 67.2 = 267.6 \text{ kg/ml} \downarrow$$

$$3 \Rightarrow G - W = 200.4 - 345 = 144.6 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{max} = 267.2 \text{ kg/ml}$$

$$Q_z = Q_{max} = 267.2 \text{ kg/ml}$$

V.1.3 Condition de la flèche

$$f_z \leq f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{1945}{200} = 9.72 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q \times l^4}{E \times I_y}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_z \times l^4}{7.5 \times E \times 384} \geq \frac{5 \times 267.2 \times 10^{-2} \times 1945^4}{2.1 \times 10^6 \times 9.72 \times 384} \geq 24393.16 \text{ cm}^4$$

On prend **HEA340** avec $I_y = 27693.1 \text{ cm}^4$

G = charge permanent + poids propre de HEA340

$$G = 200.4 + 104.8 = 305.2 \text{ Kg/ml}$$

profile	h cm	b cm	tw cm	tf cm	A cm ²	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wply cm ³	Wplz cm ³
HEA340	33	30	0.95	1.65	133.5	27693.1	7436.3	1850.5	7436.3

Tableau V.1 les Caractéristiques de HEA340.

V.2. Conclusion

HEA 340 admit comme les traverses.

V.3. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature, ils sont soumis à la compression et éventuellement à la flexion selon le système statique adopté.

-Un effort de compression du aux charges climatique (neige, vent).

-Un effort de flexion du aux posée horizontalement du vent pour ce la et pour les raisons de sécurité on privant un **HEA400** qui principe peut supporter toutes les charges qui lui sont transmise.

On prend HEA360 dans les caractéristiques sont :

profile	h cm	b cm	tw cm	tf cm	A cm ²	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wply cm ³	Wplz cm ³
HEA400	39	30	1,1	1,9	159	45070	8564	2562	872,90

Tableau V.2 les Caractéristiques de HEA400.

V.3.1. Evaluation des charges et surcharge

a)- charge permanentes G

Couvertures métallique..... 12.5 kg/m²

Accessoire de pose..... 3 kg/m²

La lisse de bardages (UPE120) 12.1×6=72.6kg/m

Le poids propre de la traverse 104.8 kg/m

G : qui revient au poteau

$$G = (12.5+3) \times 6 + 72.6 + 104.8 = 270.4 \text{ kg/ml}$$

b) sur charge climatique de neige

$$S = 11.2 \times 6 = 67.2 \text{ kg/ml}$$

c)- surcharge climatique du vent

$$W = -78.25 \times 6 = -469.5 \text{ kg/ml}$$

V.4. Vérification de portique

Après avoir étudié la stabilité

➤ Détermination des charges

Dans le but de pré-dimensionné les poteaux et les traverses on a modaliser un portique composé de HEA400 comme des poteaux et des HEA 340 comme des traverse.

➤ **Poids propre** : le poids propre à considérer est celui de tout les éléments constatifs du portique il est pris automatiquement par le logiciel ROBOT, et le poids des pannes pour la

couverture et les lisses pour le bardage. Sans oublier le poids d'accessoires et de panneaux sandwich.

Le poids de couverture et les accessoires : $(12.5+1.5) \times 6 = 84 \text{KG/m}$

Le poids de bardage et accessoires : $(12.5+3) \times 6 = 93 \text{KG/m}$

Le poids des pannes (IPE180) : $18.8 \times 6 \times 13 = 1466.4 / 19.45 = 75.39 \text{KG/m}$

Poids des lisses de bardages : $12.1 \times 6 \times 6 = 435.6 / 6 = 72.6 \text{KG/m}$

➤ **La charge du la neige** $N = 11.2 \times 6 = 67.2 \text{KG/m}$

➤ **La charge du vent** : pour le cas de vent on va prendre les valeurs maximales afin d'être toujours en sécurité que soit pour les parois verticales ou la toiture.

$W1 = -0.574 \times 6 = -3.45 \text{KN/m}$ (soulèvement).

$W2 = -0.782 \times 6 = -4.695 \text{KN/m}$ (les patios verticales).

Les combinaisons des charges à ELU sont comme suite :

1) $1.35G + 1.5S$

2) $1.35G + 1.5S + 1.5 \times 0.67W1$

3) $1.35G + 1.5S + 1.5 \times 0.67W2$

4) $1.35G + 1.5W1 + 1.5 \times 0.87S$

5) $1.5G + 1.5W2 + 1.5 \times 0.87S$

6) $1.35G + 1.5W1$

7) $1.35G + 1.5W2$

8) $G + 1.5W1$

9) $G + 1.5W2$

V.5. Résultats après modalisation

- **Pour les poteaux**

On a pris des HEA 400

Le moment maximal est de 446.81KN.m

L'effort normal maximal est de 110.20KN

L'effort tranchant est de 111.14KN

- **Pour les traverses**

On a pris des HEA 340 :

Le moment maximal est de 410.13 KN/m

L'effort normal maximal est de 117.70 KN/m

L'effort tranchant est de 73.05 KN/m

V.6. Pré-dimensionnement (poteau, traverse)

V.6.1.Poteau

$$M_{ply} = W_{ply} \times f_y / \gamma_1 = 446.81 \text{ KN/m} \quad W_{ply} = 44681 \times 1.1 / 23.5 = 2091.45 \text{ Cm}^3$$

Donc on adopte pour un **HA400** Avec $W_{ply} = 2561.8 \text{ Cm}^3$.

V.6.2. Vérification des poteaux

- ❖ **Vérification à l'effort tranchant**

$$V_{sd \text{ max}} = 111.14 \text{ KN}$$

On doit vérifier si $V < V_{pl}$

$$A = 159 \text{ cm}^2$$

$$W_{ply} = 2561.8 \text{ Cm}^3$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 159 - 2 \times 30 \times 1.9 + (1.1 + 2 \times 2.7) \times 1.9$$

$$A_v = 57.2 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRd} = A_v \left(F_y / \sqrt{3} \right) / \gamma_{M_0}$$

$$= 57.2 \times \left(23.5 / \sqrt{3} \right) / 1.1$$

$$V_{plRd} = 705.52 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 111.14 \text{ KN} < 705.52 \text{ KN}$$

C'est vérifier.

- ❖ **Incidence de l'effort normal**

$$N_{plRd} = A \times F_y / \gamma_{m0} = 159 \times 23.5 / 1.1$$

$$N_{plRd} = 3396, 8 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 110.20 \text{ KN} < 0, 25 N_{plRd} = 849,2 \text{ KN}$$

⇒ L'incidence sur le moment résistant peut être négligée

❖ Vérifications de la résistance de la section transversale

$$M_{plRy} = W_{ply} \times F_y / \gamma_{m0}$$

$$M_{plRdy} = \left(2562 \times 10^3 \times 235 \frac{1}{1,1} \right) \times 10^{-6}$$

$$M_{plRdy} = 547,33 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sdy} = 446.81 \text{ KN.m} < M_{plRdy} = 547,33 \text{ KN.m}$$

❖ Flambement du portique

La longueur de flambement est de $0.5L = 407.5 \text{ Cm}$.

Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$:

$$i_y = 16.84 \text{ cm}$$

$$i_z = 7.34 \text{ cm}$$

$$h_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{407.5}{16.84} = 24.19$$

$$h_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{120}{7.34} = 16.34$$

Donc on aura

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{24.19}{93,9} \sqrt{1} = 0.25 > 0.2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{16.34}{93,9} \sqrt{1} = 0.174 > 0.2 \quad \text{Pas de risque de flambement dans le sens z}$$

Il ya lieu de tenir compte du risque de flambement dans le sens y.

Calcul du coefficient de réduction de flambement selon yy

$$\frac{h}{b} = \frac{3902}{300} = 1,3 > 1,2 \Rightarrow \text{courbe de flambement :}$$

$$\Rightarrow \alpha_y = 0,21$$

$$T_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement y-y \implies courbe de flambement b

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \bar{\alpha} (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2 \right]$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + 0,21(0,25 - 0,2) + 0,25^2 \right] = 0,536$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y}} = \frac{1}{0,536 + \sqrt{0,536^2 - 0,25^2}}$$

$$\chi_y = 0,989$$

$\chi_y = 0,989$ Donc on fait la vérification suivante :

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = \chi_y \times A \times f_y / \gamma_{M0} \quad \text{avec } A = 159,0 \text{ Cm}^2$$

L'effort de compression maximale est de 104,79KN

$$104,79 \text{KN} < 3688,15 \text{KN} \quad \text{C'est vérifié}$$

$$110,20 \text{KN} < 3735,98 \text{KN} \quad \text{C'est vérifié}$$

❖ Déversement

Pour la détermination du coefficient de réduction χ_{LT} , nous choisissons l'application du chapitre réservé aux profils laminés ou section soudées équivalentes :

⇒ Courbe de déversement (a)

❖ Détermination du moment critique de déversement

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \quad (1)$$

Ou:

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendants des conditions de charges et d'appuis.

$$C_1 = 0,712 \quad C_2 = 0,652$$

K et K_w : facteurs de longueur effective.

$K = K_w = 0,5$ (extrémité encastées).

I_t : moment d'inertie de torsion $I_t = 189,04 \text{ Cm}^4$.

Z_a : coordonnée du point d'application de la charge.

L : longueur entre points latéralement maintenus $L = 6\text{m}$.

$$M_{cr} = 4205,31 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul de l'élanement réduit**

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{2561.8 \times 23.50}{1,1} = 547.29 \text{ kn.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{547.29}{4205.31}} = 0.36$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.36 < 0.4$ \implies la vérification au déversement n'est pas nécessaire.

V.7. Conclusion

Le profilé **HEA400** est admis pour les poteaux.

V.8. Traverse

$$M_{ply} = W_{ply} \times f_y / \gamma_1 = 410.13 \text{ KN/m} \quad W_{ply} = 41013 \times 1.1 / 23.5 = 1919.75 \text{ Cm}^3$$

Donc on opte pour un **HA360** Avec $W_{ply} = 2088.5 \text{ Cm}^3$ et la déférence sera compenser avec L'application d'un jarret.

❖ **Vérification à l'effort tranchant**

$$V_{sd \text{ max}} = 73.05 \text{ KN}$$

On doit vérifier si $V < V_{pl}$

$$A = 142.8 \text{ cm}^2$$

$$W_{ply} = 2088.5 \text{ Cm}^3$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 142.8 - 2 \times 30 \times 1.75 + (1 + 2 \times 2.7) \times 1.75$$

$$A_v = 49 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRd} = A_v (F_y / \sqrt{3}) / \gamma M_0 = 49 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}} \right) / 1.1$$

$$V_{plRd} = 604.38 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 73.05 \text{ KN} < 604.38 \text{ KN} \quad \text{C'est verifier}$$

❖ **Incidence de l effort normal**

$$N_{pLRd} = A \times f_y / \gamma_{m0} = 142.8 \times 10^3 \times 235 / 1.1 = 3050.72 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 117.70 \text{ KN} < 0,25 N_{pLRd} = 762.68 \text{ KN}$$

⇒ L'incidence sur le moment résistant peut être négligée

❖ **Vérification de la résistance de la section transversale**

$$M_{pLrdy} = w_{ply} \times f_y / \lambda_{m0} = \left(262 \times 10^3 \times 235 / 1.1 \right) = 547.33 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 446.86 \text{ KN.m} < M_{pL} = 547.33 \text{ KN.m}$$

❖ **Flambement dans le plan du portique**

On a L= 19.45 m : Lk = 0.5 (19.45) = 972.5cm

La longueur de flambement est de 0.5L= 972.5 Cm.

- Calcul de l'élanement réduit λ :

$$i_y = 15.22 \text{ cm}$$

$$i_z = 7.43 \text{ cm}$$

$$h_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{972.5}{15.22} = 63.89$$

$$h_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{158}{7.43} = 21.26$$

Donc on aura

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{ky}}{i_y} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{63.89}{93,9} \sqrt{1} = 0.68 > 0.2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{kz}}{i_z} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{21.26}{93,9} \sqrt{1} = 0.22 > 0.2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

Il ya lieu de tenir compte du risque de flambement dans les deux sens y et z.

- Calcul du coefficient de réduction de flambement selon yy

$$\frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1.6 > 1.2 \Rightarrow \text{courbe de flambement : b 300}$$

$$T_f = 17.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement y-y \implies courbe de flambement b

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \bar{\alpha} (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2 \right]$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + 0.21(0.68 - 0,2) + 0.68^2 \right] = 0.781$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y}} = \frac{1}{0.781 + \sqrt{0.781^2 - 0.68^2}}$$

$$\chi_y = 0.858$$

Donc on fait la vérification suivante :

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = \chi_y \times A \times f_y / \gamma_{N0} \quad \text{avec } A = 142.8 \text{ Cm}^2$$

L'effort de compression maximale est de 104.79KN

$$104.79 \text{ KN} < 3354.86 \text{ KN} \quad \text{C'est vérifié}$$

$$117.70 \text{ KN} < 3354.86 \text{ KN} \quad \text{C'est vérifié}$$

- Calcul du coefficient de réduction de flambement selon z-z

$$\frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1,6 > 1,2 \Rightarrow \text{courbe de flambement :}$$

$$T_f = 17.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement z-z \implies courbe de flambement b

$$\bar{\lambda}_z = \frac{21.26}{93,9} = 0.22$$

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2 \right]$$

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + 0,34(0,22 - 0,2) + 0,22^2 \right] = 0,527$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z}} = \frac{1}{0,527 + \sqrt{0,527^2 - 0,22^2}}$$

$$\chi_z = 0,91$$

Donc on fait la vérification suivante :

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = \chi_y \times A \times f_y / \gamma_{m0} \quad \text{avec } A = 142,8 \text{ Cm}^2$$

L'effort de compression maximale est de 104,79KN

$$104,79\text{KN} < 3354,86\text{KN} \quad \text{C'est vérifié}$$

$$110,87\text{KN} < 3354,86 \text{ KN} \quad \text{C'est vérifié}$$

❖ Déversement

Pour la détermination du coefficient de réduction χ_{LT} , nous choisissons l'application du chapitre 6.3.2.3 réservé aux profils laminés ou section soudées équivalentes :

⇒ Courbe de déversement (a)

D'après le diagramme de l'effort sous l'effet de vent de soulèvement qu'on a eu après modalisation, on a deux zones qui risquent de déverser

$$\frac{i_w}{i_z} = \left(\frac{h-t_f}{2} \right)^2 = \left(\frac{35-1,75}{2} \right)^2 = 276,39 \text{ cm}^2$$

❖ La semelle supérieure de la traverse proche de la zone nodale

❖ La semelle inférieure de la traverse hors de la zone nodale

Pour le premier cas, grâce aux pannes qui lient la semelle supérieure le déversement ne présente aucun risque. Il nous reste seulement le deuxième cas à étudier.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \quad (1)$$

Ou :

C1, C2, C3 : facteurs dépendants des conditions de charges et d'appuis.

$$C1 = 0,712$$

$$C2 = 0,652$$

K et K_w : facteurs de longueur effective.

$$K = K_w = 0,5 \text{ (extrémité encastées).}$$

It : moment d'inertie de torsion $I_t = 148.82 \text{ Cm}^4$.

Za : coordonnée du point d'application de la charge.

$M_{cr} = 1118.83 \text{ KN.m}$.

• **Calcul de l'élancement réduit**

$$M_{ply} \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2088.5 \times 23.5}{1.1} = 446.17 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{446.17}{1118.83}} = 0.63$$

$\bar{\lambda}_{lt} = 0.63 > 0.4$ La vérification au déversement est nécessaire.

❖ Calcul du moment résistant M_R

$$M_{RY} = X_{LT} \cdot B_W \cdot \frac{M_{PLY}}{\gamma_{m1}}$$

Avec X_{LT} : coefficient de réduction qui tient compte de déversement.

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

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + 0,21(0,63 - 0,2) + 0,63^2 \right] = 0,743$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}} = \frac{1}{0,743 + \sqrt{0,743^2 - 0,63^2}}$$

$$\chi_z = 0,879$$

$$\text{Avec } M_{RY} = \frac{0,879 \times 1 \times 446,17}{1,1} = 356,53 \text{ KN}$$

Le moment sollicitant qui risque de déverser la semelle inferieure est de

$$261,28 \text{ KN } M_{SY} = 261,28 \text{ KN.m} < M_{RY}$$

= 356,53 KN.m C'est vérifiée.

Donc le déversement est vérifié.

V.9. Conclusion

L'étude du portique nous a permis de déterminer toutes les sollicitations agissant sur notre structure, avec lesquelles on a calculé les éléments porteurs, et les assemblages.

Après utilisation du logiciel de calcul Robot nous avons trouvé :

- ✓ Pour les poteaux : le profilé HEA400 qui satisfait toutes les conditions.
- ✓ Pour les traverses : le profilé HEA360 qui satisfait toutes les conditions.

VI.1. Introduction

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations.

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles d'être sollicités par la structure.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, qui met à notre disposition trois types d'analyse :

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode d'analyse spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

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

VI.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 engendrés 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

VI.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul

Selon le RPA99 V2003, les paramètres du spectre sont donnés par les valeurs suivantes :

- ✓ **Coefficient d'accélération A**

Zone sismique : IIa

Classification des ouvrages : 1A $\Rightarrow A = 0.25$ Voir tableau 4.1 du RPA 99 V2003,

- ✓ **Coefficient de comportement global de la structure R**

Selon le R.P.A.99/V2003, la valeur de « R » est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99V2003, (Annexe C) en fonction du système contreventé, dans notre Structure on a un système d'ossature contreventée par palées triangulées en X $\Rightarrow R = 4$.

✓ Le pourcentage d'amortissement critique ξ

La valeur « ξ » est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages Acier dense $\Rightarrow \xi = 4\%$ (voir tableau 4.3 du RPA 99 V2003,

✓ Facteur de correction d'amortissement η

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

$$\eta = \frac{7}{(2+\varepsilon)} \quad \text{Tableau 4.3 page 46 RPA 99.}$$

$$\eta = 1.08$$

✓ Périodes T1, T2 du site

Catégorie S2

Voir tableau 4.7 du RPA 99 V2003

$$T1 = 0.15 \text{ (s)}$$

$$T2 = 0.40 \text{ (s)}$$

✓ Facteur de qualité Q

La valeur « Q » est déterminée par la formule suivant :

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

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

critères de qualité « q »

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q :

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
		$\Sigma Pq = 0.25$

Tableau VI.1 Valeurs des pénalités Pq

Facteur de qualité Q=1.25

✓ **Spectre de réponse de calcul**

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

$$\frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} - 1 \right) = -0.58$$

VI.4. Analyse dynamique de la structure

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permettra par la suite de calculer les efforts internes et les déplacements maximums lors d'un chargement dynamique quelconque, tel qu'un séisme

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux.

C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VI.5. Modélisation de la structure

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ceci sera suivi par certaines modifications afin d'approcher le comportement de la structure d'origine aumaximum.

Dans le but de modéliser notre projet, le logiciel ROBOT a été utilisé. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux

bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

Étapes de la modélisation de la structure :

- ✓ Opter pour un système d'unités (daN et m).
- ✓ Définition de la géométrie de base.
- ✓ Définition des matériaux.
- ✓ Définition des sections
- ✓ Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
- ✓ Définition des charges à appliquer.
- ✓ Introduction du spectre de réponse.
- ✓ Définition des combinaisons de charges.
- ✓ Définition des conditions aux limites.
- ✓ Lancer l'analyse.

La structure a été modélisée par un modèle tridimensionnel comme montré sur la figure :

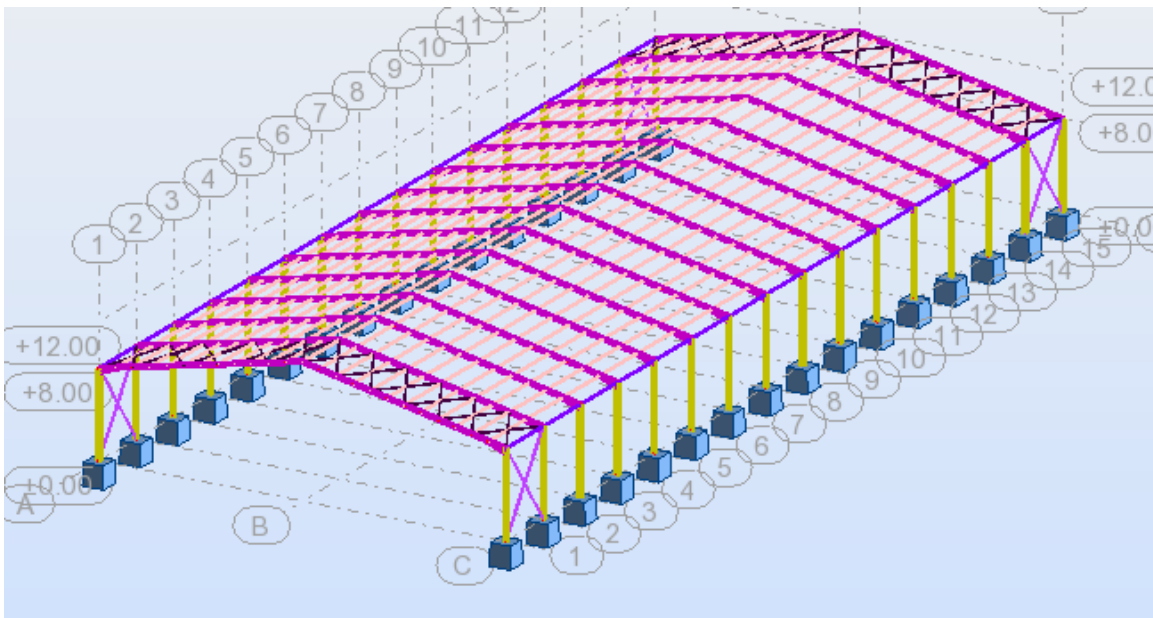


Figure VI.1 Modèle de la structure en 3D

Les périodes propres de vibration des 3 premiers modes sont présentés dans le tableau suivant

Mode	Période (sec)
1	0.33
2	0.32
3	0.28

Tableau VI.2 Période propre de la structure

VI.6. Analyse modale

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

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation. Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- ✓ Zone IIa
- ✓ Groupe d'usage 1A
- ✓ Pourcentage d'amortissement ($\xi = 4\%$)
- ✓ Coefficient de comportement ($R = 4$)
- ✓ Facteur de qualité ($Q = 1,25$)
- ✓ Site ferme (S2)

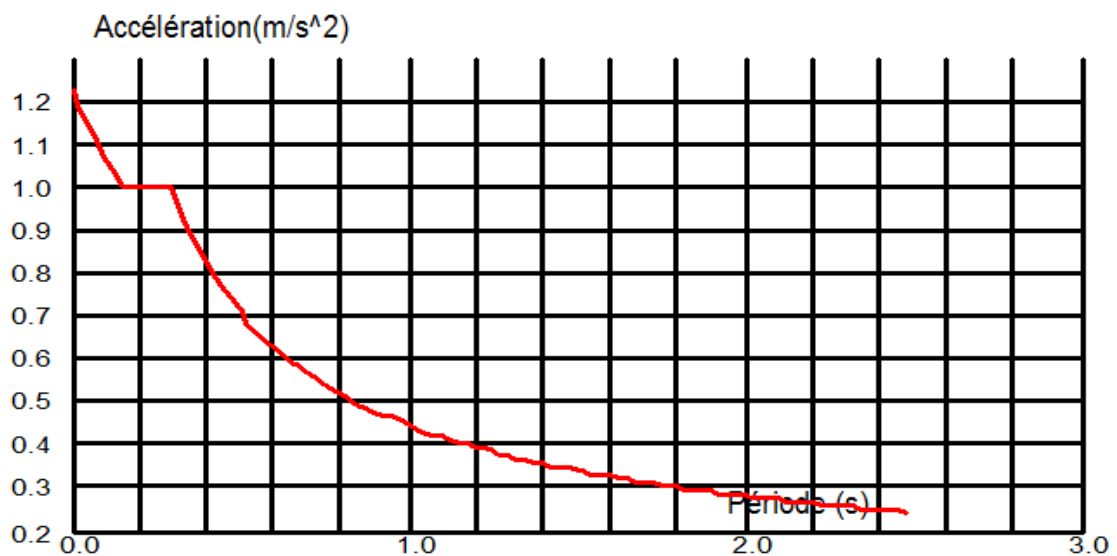


Figure VI.2 Spectre de réponse.

VI.7. VERIFICATION DE LA STRUCTURE

VI.7.1. Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T, calculée par le logiciel ROBOT ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30%. La période fondamentale obtenue par le logiciel ROBOT : T = 0,33 s.

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = Ct \cdot hn^{3/4}$$

- ✓ Ct : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, pour des contreventements assurés par des palées triangulés Ct = 0,085.
- ✓ hn : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N):

$$hn = 12.35 \text{ m}$$

$$D'où : T = 0,085 \times 12.35^{3/4} = 0.559 \text{ s}$$

$$T+30\%T = 0,72 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } 0,559 \text{ s} < T+30\%T = 0,72 \text{ s} \qquad \qquad \qquad \text{vérifiée}$$

VI.7.2. Vérification de la force sismique à la base

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

$$Vt > 0,8 V$$

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

$$\text{Effort sismique dans le sens (X) : } Vt = 27852.6 \text{ kg}$$

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \qquad \dots\dots\dots \text{RPA 99/version 2003(4.1.art .4.2.3)}$$

Avec :

- ✓ A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,25
- ✓ D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$0 \leq T=0,33 \text{ s} \leq T2 = 0.40 \text{ s}$$

$$D = 2,5 \times \eta = 2,5 \times 1.08$$

$$D = 2.7$$

- ✓ Q : Facteur de qualité Q = 1,25
- ✓ R : Coefficient de comportement global de la structure R = 4
- ✓ W : Poids total de la structure (calculée par ROBOT) **W = 152108 Kg**

$$\text{Alors : } V = \frac{0.25 \times 2.7 \times 1.25}{4} \times 152108$$

$$V = 32085.28 \text{ kg}$$

	Vt (kg)	V (kg)	0.8V (kg)	Vt > 0.8V
Vx	27852.6	32085.28	25668.22	Vérifiée

Tableau VI.3 Résultante des forces sismiques à la base

VI.7.3. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) est calculé par la formule suivante :

$$\delta k = R * \delta_{ek}$$

- ✓ Avec : R: Coefficient de comportement.
- ✓ δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage

Etage	δ_{ekx}	δ_{eky}	ΔKx	Δky	Δ	observation
Toiture	2.5	6.7	2.5	6.7	11.68	vérifiée

Tableau VI.4 Déplacements relatifs dans le sens (x-x).

VII. Introduction

Après le pré-dimensionnement des éléments et leur modélisation, on procède à la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel ROBOT 2013.

Avant de commencer la modélisation de la structure, on doit au préalable définir quelques paramètres (préférence de l'affaire), concernant les règlements adoptés pour les calculs, et les unités.

Nous pouvons commencer la modélisation de la structure, une étape primordiale pour pouvoir dimensionner une structure avec logiciel ROBOT et que sa traduit par la conception de la structure étudiée en 3D, en prenant soin de bien choisir pour chaque élément un type de profil couramment utilisé en réalité.

Après avoir modélisé la structure, on passe aux chargements, en affectant à la structure les différentes charges à laquelle elle est soumise.

Notre structure est à chaque type d'élément soumise aux charges suivantes :

- ✓ Poids propre de la structure
- ✓ Charges permanentes (couverture, accessoires)
- ✓ Charge d'exploitation
- ✓ Charges climatiques (vent, la neige)
- ✓ Charge sismique

Après avoir terminé le chargement de la structure, on passe à la définition des combinaisons (ELU, ELS, ACC) avec lesquelles le logiciel ROBOT effectue le dimensionnement et la vérification, ensuite on affecte à chaque type d'élément les paramètres de flambement et de déversement pour le calcul à ELU, ainsi que les déplacements et la flèche à ELS, selon le type de chaque élément, et on lance l'analyse de la structure.

Après avoir effectué toutes ces étapes, on pourra passer **au** pré-dimensionnement des éléments de la structure en procédant comme suite :

Pour avoir effectué un pré-dimensionnement pour chaque type d'élément ce qu'on appelle une famille, on sélectionne la liste des profilés qu'on veut avec lesquels que le logiciel dimensionne notre élément. On lance le calcul, et on choisit parmi les résultats adoptés à notre cas.

VII.1 JUSTIFICATION DES POTEAUX (HEA400)

VII.1.1 Efforts sollicitants

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

- ✓ $M_{sdy} = 107.50 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_{sdz} = 0.05 \text{ KN.m}$
- ✓ $N_{sd \text{ max}} = 40.42 \text{ KN}$
- ✓ $V_{sd \text{ max}} = 40.41 \text{ KN}$

VII.1.2 Vérification :

VII.1.2.1 Vérification de la résistance

Classe de la section

Classe de la semelle : (comprimée)

$$c / t_f = b_f / 2 \cdot t_f \leq 10 \epsilon \quad \text{donc} \quad (300 / 2 \cdot 19) = 7.89 \leq 10 \epsilon \quad \text{Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme : (fléchie)

$$d / t_w = 298 / 9.5 = 31.36 < 72 \epsilon \quad \text{Ame de classe 1}$$

Les poteaux de section **HE400** sont de **classe 01**

VII.1.2.2 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5 V_{plRd}$

$$V_{sd} = 24.74 \text{ KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{57.33 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1.1} = 707.71 \text{ KN}$$

$$0.5 V_{plRd} = 353.56 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 24.74 \text{ KN} < 0.5 V_{plRd} = 353.56 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

VII.1.2.3 Vérification à l'effort normal

Il faut vérifier que $N_{sd} < N_{pl.Rd}$

$$N_{sd} = 40.42 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{158.98 \cdot 235}{1.1} = 3396.39 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 40.42 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 3396.39 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

VII.1.2.4 Vérification au moment fléchissant

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

$$M_{sd} = 107.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2562 \cdot 10^{-3} \cdot 235}{1.1} = 547.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 107.50 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 547.33 \text{ KN.m} \quad \text{vérifiée}$$

VII.1.3. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

VII.1.3.1 Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1$$

✓ **Calcul de χ_{min} :**

$$X_{min} = \min (X_y, X_z)$$

✓ **Flambement par rapport à l'axe fort (dans le plan du portique) :**

Suivant l'axe y-y :

$$\lambda_y = \frac{0.7L_y}{i_y} = \frac{0.7 \cdot 815}{16.84} = 34.78$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{34.78}{93.9} \sqrt{1} = 0.37 > 0.2$$

il y a un risque de flambement

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 400/300 = 1.33 > 1,2$$

$$t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

Axe Y-Y : courbe b $\alpha_y = 0.34$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \lambda_y^2]^{0.5}} \leq 1$$

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

$$\varphi_y = 0.597$$

$$X_y = 0.93 < 1$$

Suivant l'axe faible z-z :

$$\lambda_z = \frac{0.7L_z}{i_z} = \frac{0.7 \cdot 815}{7.34} = 77.72$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{77.72}{93.9} \sqrt{1} = 0.82 > 0.2$$

il y a un risque de flambement

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 400/300 = 1.33 > 1,2$$

$$t_f = 16\text{mm} < 40 \text{ mm}$$

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

Axe Z-Z : courbe c $\alpha_z = 0.49$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \lambda_z^2]^{0.5}} \leq 1$$

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

$$\varphi_z = 1.81$$

$$X_z = 0.29 < 1$$

Donc : $X_{min} = 0.29$

✓ **Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement:**

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{8150}{7.34}}{1,132^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{8150/7.34}{1235/17.5} \right)^2 \right]^{0,25}} = 253.5$$

$$\lambda_{LT} = \text{Élancement réduit} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \sqrt{\beta A} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\epsilon} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9} = \frac{253.50}{93,9} = 2.69 \geq 0,4 \text{ il y'a risque de}$$

déversement.

✓ **Calcul des coefficients Ky et Kz :**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 * \beta M_y - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_y (2 * \beta M_z - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

✓ **Calcul des coefficients réducteurs :**

Suivant l'axe (Y-Y) :

$$\mu_y = 0.37 (2 * 1.3 - 4) + \frac{2562 - 2311}{2311} = -0.41 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y * N}{X_y * A * f_y} = 1 - \frac{-0.41 * 40.42}{0.93 * 158.98 * 23.5} = 1.0004 < 1.5$$

Vérifiée

Suivant l'axe (Z-Z) :

$$\mu_z = 0.37 (2 * 1.3 - 4) + \frac{572.9 - 570.9}{570.9} = -0.51 < 0.9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z * N}{X_z * A * f_y} = 1 - \frac{-0.51 * 40.42}{0.29 * 158.98 * 23.5} = 1.01 < 1.5$$

Vérifiée

Nsd = 40.42 KN

MySd = 115.57 KN.m

$$M_{z,Sd} = 1.69 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 158.98 \cdot 23.5 / 1 = 3736.03 \text{ KN}$$

$$M_{ply,Rd} = 2562 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 602.07 \text{ KN.m}$$

VII.1.3.2. Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot N_{plRd}} + \frac{K_y \cdot M_{ySd}}{M_{plyRd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$
$$0.29 \cdot \frac{40.42}{3736.03} + \frac{1.004 \cdot 107.5}{602.7} + \frac{1.01 \cdot 0.05}{134.42} = 0.20 \leq 1$$

Le profilé choisi **HEA400** est adéquat comme poteau

VII.2. JUSTIFICATION DES TRAVERSES (HEA360)

Après plusieurs essais et vérification sur le logiciel ROBOT, le profilé HEA360 résiste aux sollicitations qui lui sont appliquées.

VII.2.1. Charges agissant sur la traverse

- ✓ Poids du panneau sandwich
- ✓ Poids des pannes
- ✓ Poids propre de la traverse
- ✓ Charge d'entretien

VII.2.2. Vérification de la section à la résistance :

- ✓ **Bilan des efforts :**

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité sous la combinaison (G+1.5 V1)

- ✓ $M_{ySd,max} = 157.06 \text{ KN.m}$
- ✓ $N_{sd,max} = 56.58 \text{ KN}$
- ✓ $V_{zsd,max} = 30.9 \text{ KN}$

VII.2.2.1 Vérification :

VII.2.2.2.1. Vérification à la résistance

Classe de la section

Classe de la semelle : (comprimée)

$$c / t_f = b_f / 2.t_f \leq 10\epsilon \quad \text{donc} \quad (300/2 \times 17.5) = 8.57 \leq 10\epsilon \quad \text{Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme : (fléchie)

$$d / t_w = 261 / 10 = 26.1 < 72 \epsilon \quad \text{Ame de classe 1}$$

Les poteaux de section **HE360** sont de **classe 01**

VII.2.2.2.2. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5V_{plRd}$

$$V_{sd} = 30.9 \text{ KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{48.96 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1.1} = 603.88 \text{ KN}$$

$$0.5V_{plRd} = 301.94 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 30.9 \text{ KN} < 0.5V_{plRd} = 301.94 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

VII.2.2.2.3. Vérification à l'effort normal

Il faut vérifier que $N_{sd} < N_{pl.Rd}$

$$N_{sd} = 56.58 \text{ KN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{108.7 \cdot 23.5}{1.1} = 2322.27 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 56.58 \text{ KN} < N_{pl.Rd} = 2322.27 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

VII.2.2.2.4. Vérification au moment fléchissant

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

$$M_{sdy} = 480.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2088.47 \cdot 10^{-3} \cdot 235}{1.1} = 446.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 480.99 \text{ KN.m} < M_{plRd} = 446.17 \text{ KN.m} \quad \text{vérifiée}$$

VII.2.2.3. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

VII.2.2.3.1. Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{Nsd}{Xmin * NplRd} + \frac{Ky. Mysd}{MplyRd} + \frac{Kz. Mzsd}{MplzRd} \leq 1$$

✓ Calcul de χ min :

$$Xmin = \min (Xy, Xz)$$

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

Suivant l'axe y-y :

$$\lambda y = \frac{0.7Ly}{iy} = \frac{0.7*1946}{17.44} = 78.10$$

$$\bar{\lambda} y = \frac{\lambda y * \sqrt{\beta w}}{\lambda r} = \frac{123.83}{93.9} \sqrt{1} = 0.83 > 0.2$$

il y a un risque de flambement

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 350/290 = 1.206 > 1,2$$

$$t_f = 17.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

$$\text{Axe Y-Y : courbe b} \quad \alpha y = 0.34$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \lambda_y^2]^{0.5}} \leq 1$$

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

$$\varphi_y = 0.95$$

$$X_y = 0.69 < 1$$

Suivant l'axe faible z-z :

$$\lambda_z = \frac{0.7L_z}{i_z} = \frac{0.7 \cdot 1946}{8.51} = 160.07$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{123.83}{93.9} \sqrt{1} = 0.7 > 0.2$$

il y a un risque de flambement

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 350/290 = 1.206 > 1,2$$

$$t_f = 17.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

$$\text{Axe Z-Z : courbe c} \quad \alpha_z = 0.49$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \lambda_y^2]^{0.5}} \leq 1$$

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

$$\varphi_z = 0.86$$

$$X_z = 0.74 < 1$$

$$\text{Donc : } X_{\min} = 0.69$$

✓ **Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement:**

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1946}{8.51}}{1,132^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1946/8.51}{1235/17.44} \right)^2 \right]^{0,25}} = 117.87$$

$$\lambda_{LT} = \text{Élancement réduit} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \sqrt{\beta A} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\epsilon} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9} = \frac{253.50}{93,9} = 1.25 \geq 0,4 \text{ il y'a risque de}$$

déversement.

✓ **Calcul des coefficients Ky et Kz :**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 * \beta M_y - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_y (2 * \beta M_z - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

✓ **Calcul des coefficients réducteurs :**

Suivant l'axe (Y-Y) :

$$\mu_y = 0.7 (2 * 1.3 - 4) + \frac{2088.47 - 1890.85}{1890.85} = -0.1 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y * N}{X_y * A * f_y} = 1 - \frac{-0.1 * 56.58}{0.69 * 108.7 * 23.5} = 1.003 < 1.5$$

Vérifiée

Suivant l'axe (Z-Z) :

$$\mu_z = 0.7 (2 * 1.3 - 4) + \frac{802.28 - 525.79}{525.79} = -0.52 < 0.9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z * N}{X_z * A * f_y} = 1 - \frac{-0.52 * 56.58}{0.74 * 108.7 * 23.5} = 1.01 < 1.5$$

Vérifiée

N_{sd} = 56058 KN

M_{y,Sd} = 480.99 KN.m

$$M_{z,Sd} = 1.69 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 108.7 \cdot 23.5 / 1 = 2554.45 \text{ KN}$$

$$M_{ply,Rd} = 33089.8 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 7776.1 \text{ KN.m}$$

VII.2.2.3.2. Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot N_{plRd}} + \frac{K_y \cdot M_{ySd}}{M_{plyRd}} + \frac{K_z \cdot M_{zSd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

$$0.69 \cdot \frac{56.58}{3736.03} + \frac{1.003 \cdot 480.99}{7776.1} + \frac{1.01 \cdot 0.28}{1853.4} = 0.08 \leq 1$$

Le profilé choisi **HEA360** est adéquat comme travers

VII.2.2.4. Vérification de la flèche :

La valeur de la flèche à partir du robot : Fleche (y) = 1.6 cm

$$\text{La valeur de la flèche admissible est : } \bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{994.5}{250} = 3.97 \text{ cm}$$

$$f_{\max} < \bar{f}$$

Vérifiée

La condition de la flèche est vérifiée

VII.3. JUSTIFICATION DES CONTREVENTEMENTS:

VII.3.1. 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).

VII.3.2. Rôle des systèmes de contreventement

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

Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.

Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.

Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

VII.3.3. Vérification des contreventements:

VII.3.3.1. Vérification des diagonales des contreventements poutre au vent

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre N°727) sous la combinaison

1.35 G +1.5 V

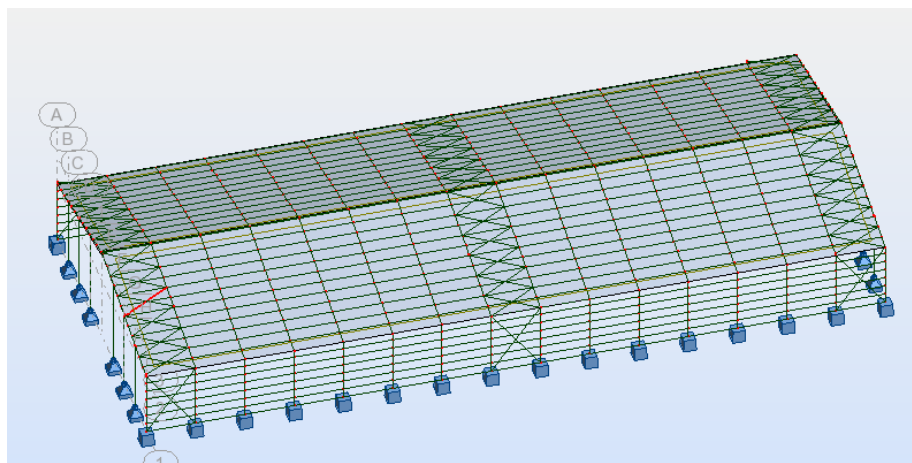


Figure VII.1 La diagonale la plus sollicitée de la poutre au vent

- *Les efforts dans la poutre au vent (pignon)*

Elément	Combinaisons	Nsd (KN)
Compression	1.35G+1.5Vd	-55.29
Traction	1.35G+1.5Vd	92.38

Tableau VII.1 Les efforts dans la poutre au vent

VII.3.3.2. Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a: $A = 8.73 \text{ cm}^2$

$$N_{rd} = \frac{8.73 \times 23.5}{1.1} = 186.50 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 92.38 \leq 186.50 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VII.3.3.3. Vérification au flambement

$$\lambda = \frac{436}{1.53} = 284.96 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_r = \frac{284.96}{93.9}$$

$$\bar{\lambda} = 3 \rightarrow \text{courbe (c)} \chi = 0.57$$

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = \frac{0.57 \times 8.73 \times 1 \times 23.5}{1.1} = 109.35 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 92.38 \text{ KN} < N_{c,Rd} = 109.35 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

VII.3.3.4. Vérification avec logiciel ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)
689 Poutre_689	CAE 75x6	ACIER	295.97	295.97	0.53	106 Vent Arr./Av.	0.15

- **Conclusion**

Le cornière **CAE75X6** est adéquate comme diagonale de la poutre au vent.

VII.4. Vérification des palées de stabilités de long pan

VII.4.1. Palée de rive

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre N°720) sous la

La combinaison G +1.5 Vd

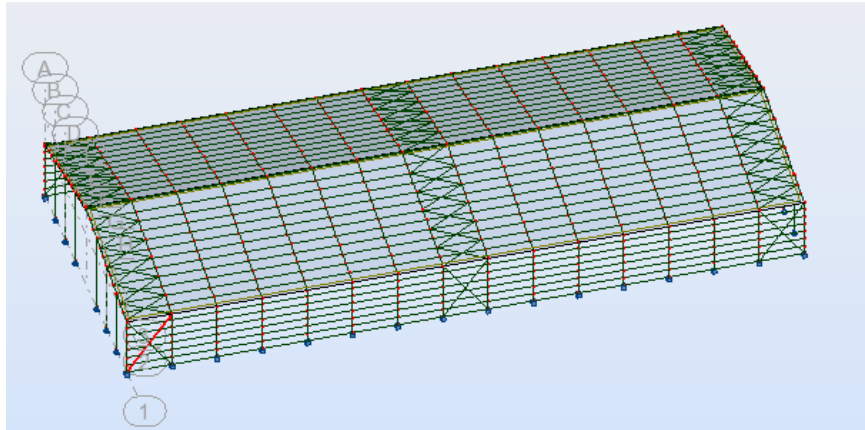


Figure VII .2 La diagonale la plus sollicité (palée de stabilité de rive).

- Les efforts dans la palée de stabilité de rive

Elément	Combinaisons	Nsd (KN)
Compression	G+1.5Vd	-38.63
Traction	G+1.5Vd	141.96

Tableau VII.2 les efforts dans la palée de stabilité de rive

VII.4.2. Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a: $A = 13.9 \text{ cm}^2$

$$N_{rd} = \frac{13.9 \times 23.5}{1.1} = 296.95 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 141.96 \leq 296.95 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VII.4.3. Vérification au flambement

$$\lambda = \frac{436}{1.53} = 284.96 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_r = \frac{284.96}{93.9}$$

$$\bar{\lambda} = 3 \rightarrow \text{courbe (c)} \quad \chi = 0.51$$

$$N_{c,Rd} = x \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = \frac{0.51 \times 13.9 \times 1 \times 23.5}{1.1} = 151.44 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 141.96 \text{ KN} < N_{c,Rd} = 151.44 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

VII.4.4. Vérification avec logiciel ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)
679 Poutre_679	CAE 90x8	ACIER	369.18	369.18	0.21	6 Vent Av./Arr.	0.17

- **Conclusion**

La cornière **CAE90X8** est adéquate comme diagonale pour palées de stabilités de rive

VII.5. Vérification des diagonal des contreventements poutre au vent

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre n°727) sous la

La combinaison 1.35 G +1.5 Vd

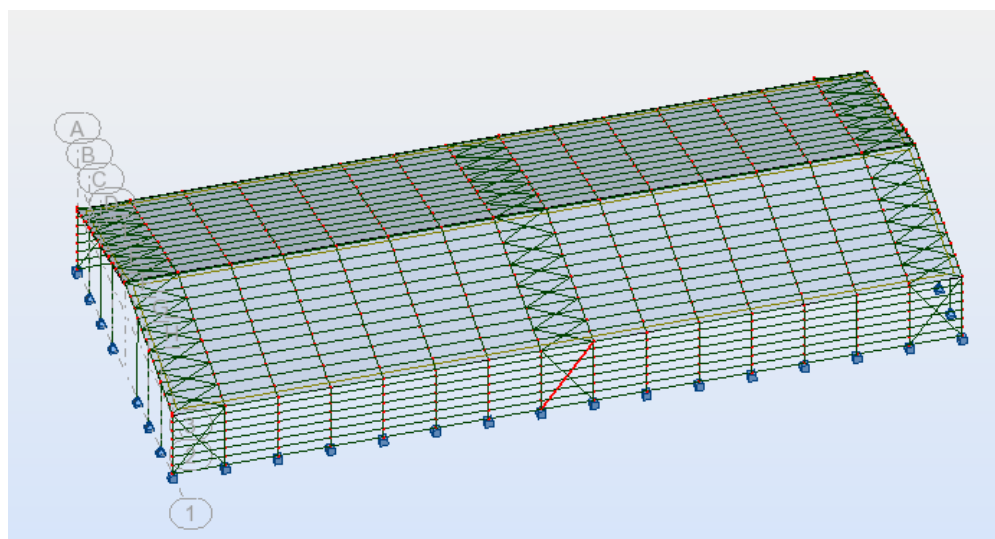


Figure VII .3 La diagonale la plus sollicité (palée de stabilité intermédiaire).

- *Les efforts dans la poutre au vent (pignon)*

Elément	Combinaisons	Nsd (KN)
Compression	G+1.5Vd	-6.93
Traction	G+1.5Vd	86.19

Tableau VII .3 Les efforts dans la palée de stabilité intermédiaire

VII.5.1. Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a: $A = 12.3 \text{ cm}^2$

$$N_{rd} = \frac{12.3 \times 23.5}{1.1} = 262.77 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 86.19 \leq 262.77 \rightarrow \text{La condition est vérifié.}$$

VII.5.2. Vérification au flambement

$$\lambda = \frac{436}{1.53} = 284.96 \text{ KN}$$

Vérification des éléments

$$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_r = \frac{284.96}{93.9}$$

$$\bar{\lambda} = 3 \rightarrow \text{courbe (c)} \quad \chi = 0.37$$

$$N_{c,Rd} = x \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = \frac{0.37 \times 12.3 \times 1 \times 23.5}{1.1} = 97.22 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 86.19 \text{ KN} < N_{c,Rd} = 97.22 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

VII.5.3. Vérification avec logiciel ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)
739 Poutre_739	OK CAE 80x8	ACIER	417.06	417.06	0.55	115 COMB1	0.08

- **Conclusion**

La double cornière **2CAE80X8** est adéquate comme diagonale pour palée de stabilité intermédiaire

VII.6. Vérification des éléments secondaires (pannes, lisses, poutre sablière)

On a vérifié également les éléments secondaires avec logiciel ROBOT et on a obtenu les résultats suivants :

VII.6.1. Pannes (IPE180)

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)
335	OK IPE 180	ACIER	80.91	292.38	0.77	6 Vent Av./Arr.	0.11

VII.6.2. Potelés (IPE300)

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)
13 Poutre_13	OK IPE 300	ACIER	90.24	335.70	0.12	106 Vent Arr./Av.	0.11

VII.6.3. lisse de bardage (UPE120)

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)
642	OK UPE 120	ACIER	123.41	316.34	0.38	13 Vent Av./Arr.	0.57

Vérification des éléments

VII.7. Conclusion

L'étude que nous avons fait nous a permis de déterminer toutes les sollicitations agissant sur notre structure, dont on a utilisé dans le calcul des éléments porteurs, et des assemblages.

Après le calcul avec robot on a trouvé que :

- ✓ Pour les poteaux : le profilé HEA400 satisfait toutes les conditions
- ✓ Pour les traverses : le profilé HEA360 satisfait toutes les conditions
- ✓ Pour les contreventements de la poutre: le profilé CAE 75*75*6 satisfait toutes les conditions

- ✓ Pour les pannes : le profilé IPE180 satisfait toutes les conditions

Tableau VII .1 Les efforts dans la poutre au vent	119
Tableau VII .2 les efforts dans la palée de stabilité de rive	121
Tableau VII .3 Les efforts dans la palée de stabilité intermédiaire	122
Figure VII. 1 La diagonale la plus sollicitée de la poutre au vent	119
Figure VII .2 La diagonale la plus sollicitée (palée de stabilité de rive).	121
Figure VII .3 La diagonale la plus sollicitée (palée de stabilité intermédiaire).	122

VIII.1- Introduction :

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.

VIII.2- Calcul d'assemblages :

VIII.2.1- Assemblage traverse traverse:

Traverse HEA360- HEA360 :

- 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.

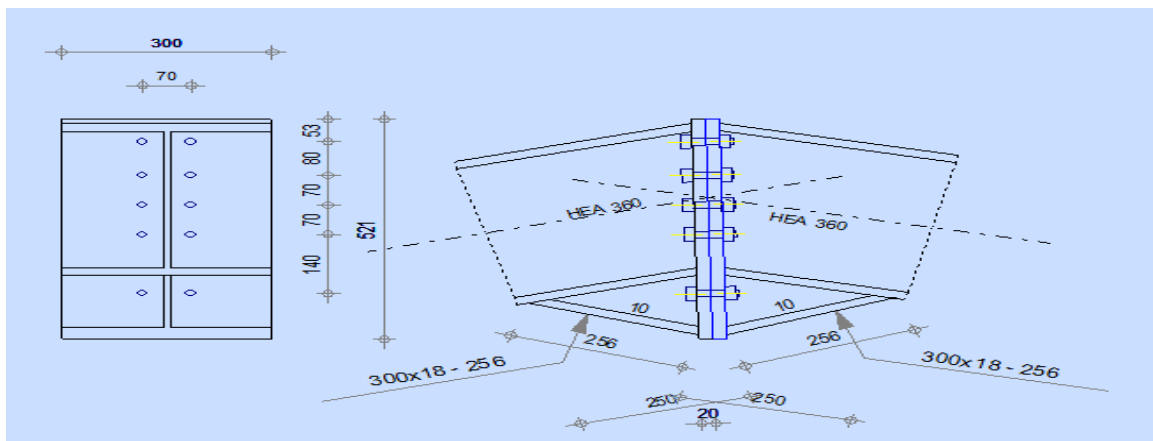


Figure VIII.1 Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

On choisit des boulons de classe 8.8

Nombre de boulons = 10

Traverse : **HEA360**,

$M_{max} = 83.09 \text{ KN.m}$, $V_{sdmax} = 27.27 \text{ KN}$, $N_{sd} = 73.87 \text{ KN}$.

VIII.2.1.1- Détermination des efforts dans les boulons:

- Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les 3 rangées supérieures des boulons.

$d_1 = 360 \text{ mm}$, $d_2 = 280 \text{ mm}$, $d_3 = 200 \text{ mm}$.

* $\sum di = 0,248 \text{ m}$

$$N_i = \frac{M_e * d_i}{d_i^2}$$

N_i : l'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné de centre de rotation.

d_i : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

$N_1 = 120.61 \text{ KN}$, $N_2 = 93.81 \text{ KN}$, $N_3 = 67.04 \text{ KN}$.

VIII.2.1.2- Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n * F_p$ avec: $F_p = 0.7 * f_{ub} * A_s$

$$A_s \geq \frac{N}{f_{ub} * 0.7 * n} = \frac{120.61 * 10^3}{800 * 0.7 * 2} = 107.68 \text{ mm}^2$$

On choisit un boulon M14

Soit des boulons de diamètre $d_0 = 15 \text{ mm}$; de classe 8.8 ; $A_s = 115 \text{ mm}^2$; $A = 154 \text{ mm}^2$

VII.2.1.3- 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 :**

$e_1 \geq 1.2 d_0$

$e_1 \geq 1.2 \times 15 = 18 \text{ mm}$

On prend : $e_1 = 70 \text{ mm}$.

- **Pince transversale :**

$e_2 \geq 1.5 d_0$

$e_2 \geq 1.5 \times 18 = 27 \text{ mm}$

On prend : $e_2 = 45 \text{ mm}$.

VIII.2.1.4- Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{F_p * \sum d_i^2}{d_1} < M_{sd}$$

$F_p = 64.4 \text{ KN}$ par boulon.

Et $64.4 * 2 = 128.8 \text{ KN}$ pour chaque rangers

$$M_R = \frac{128.8 * 0.248}{0.36} = 88.78 \text{ KN.m} > M_{sd} = 83.09 \text{ KN.m}$$

vérifiée

VIII.2.1.5- Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{VR} = \frac{k_s * \mu * n * (F_p - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_{Ms}}$

Avec : $\mu = 0,3$, $K_s = 1$, $\gamma_s = 1,25$, $n = 1$.

$F_p = 0.7 * f_{ub} * A_s = 0.7 * 800 * 115 * 10^{-3} = 64.4 \text{ KN}$

$F_{tsd} = \frac{N_{sd}}{2} = \frac{73.87}{2} = 36.93 \text{ KN}$

- Effort de cisaillement sollicitant par boulon:

$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{67.15}{10} = 6.71 \text{ KN}$

- Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons:

$F_{VR} = \frac{1 * 0.3 * 1 * (64.4 - (0.8 * 36.93))}{1.25} = 8.36 \text{ KN}$

$F_{vsd} = 6.71 \text{ KN} < F_{VR} = 8.36 \text{ KN}$ (vérifiée)

VIII.2.1.6- Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que : $B_{prd} > F_{tsd}$

$B_{prd} = 0.6\pi * d_m * t_p \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$

$d_m = 23.7 \text{ mm}$, $f_u = 360 \text{ Mpa}$

$t = 20$ D'où $B_{prd} = 0.63.14 * 23.7 * 20 \frac{360}{1.25} = 257.18 \text{ KN}$

Donc $B_{prd} = 257.18 \text{ KN} > F_{tsd} 36.93 \text{ KN}$. vérifiée.

VIII.2.1.7- Assemblage platine traverse :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure :

* **Epaisseur de la platine :**

Soit: $e = 30 \text{ mm}$

- **Gorge reliant l'âme :**

$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_w \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 * 7.5 \text{ mm} \rightarrow a = 3.5 \text{ mm}$

- **Gorge reliant la semelle :**

$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_f \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 * 11,5 \text{ mm} \rightarrow a = 5.5 \text{ mm}$

* **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

- **Cordon âme platine :**

Chaque cordon reprend : $V / 2 = 27.27 / 2 = 13.63 \text{ KN}$

- **Cordon semelle :**

$L = 2b - t_w = 600 - 10 = 590 \text{ mm}$

$N = M / L = 83.09 / 0,590 = 140.83 \text{ KN}$

VIII.2.1.8- Vérification :

- **Cordon semelle platine :**

$L = \frac{N * \sqrt{3 * \beta_w \gamma_{ms}}}{a * f_u}$

$$\beta_w = 0.8 \quad \gamma_{ms} = 1.25 \quad f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$L = \frac{140.83 \cdot \sqrt{3 \cdot 0.8 \cdot 1.25}}{5.5 \cdot 36} = 1.23 \text{ cm}$$

L = 59 cm > 1.23 cm vérifiée

VIII.2.2- Assemblage poteau - traverse :

Poteau (HEA400) – traverse (HEA360)

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.

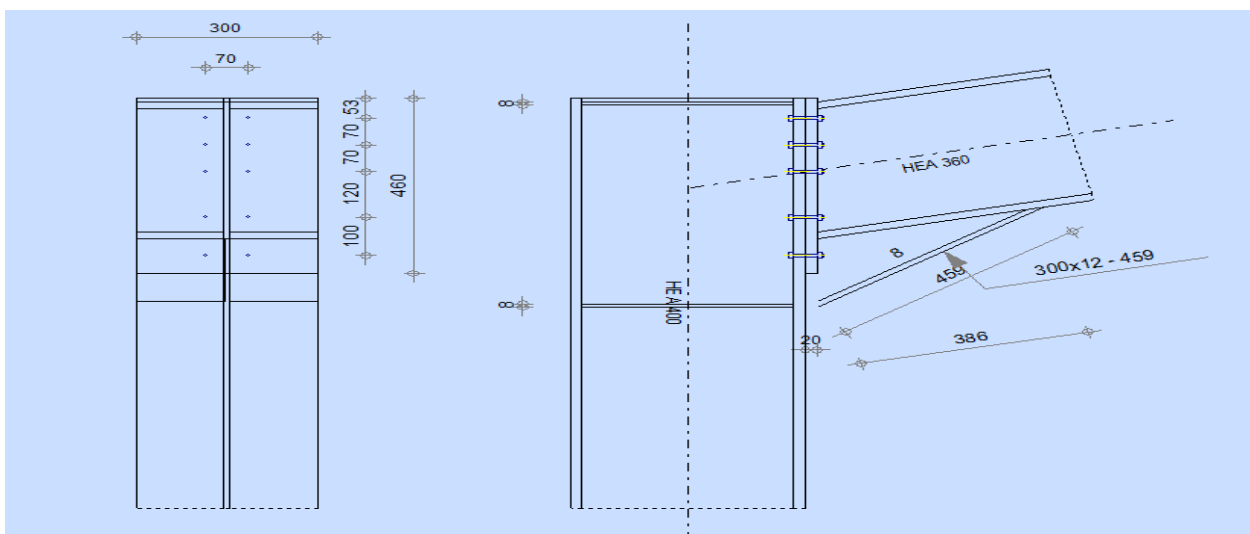


Figure VIII.2 Représentation de l'assemblage poteau-traverse.

VIII.2.2.1- Efforts de calcul :

- $M_{max} = 17.32 \text{ KN.m}$
- $N_{max} = 23.41 \text{ KN}$
- $V_{sdmax} = 15 \text{ KN}$

VIII.2.2.2- Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les trois rangées supérieures des boulons.

$$d_1 = 410 \text{ mm} \quad d_2 = 330 \text{ mm} \quad d_3 = 250 \text{ mm} \quad d_4 = 90 \text{ mm}$$

$$\Sigma di^2 = 410^2 + 330^2 + 250^2 + 90^2 = 347600 \text{ mm}^2 = 0.347 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{Me \cdot di}{di^2}$$

$$N_1 = 20.46 \text{ KN}, N_2 = 16.47 \text{ KN}, N_3 = 12.47 \text{ KN}, N_4 = 4.49 \text{ KN}.$$

VIII.2.2.3- Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que : $N1 \leq n * F_p$

Avec : $F_p = 0.7 * f_{ub} * A_s$

$$A_s \geq \frac{N}{f_{ub} * 0.7 * n} = \frac{20.46 \times 10^3}{800 * 0.7 * 2} = 18.26 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons M8

Soit des boulons de diamètre $d_0 = 9 \text{ mm}$; de classe 8.8 ; $A_s = 36.6 \text{ mm}^2$; $A = 50.3 \text{ mm}^2$

VIII.2.2.4- Condition de résistance des boulons :

➤ **Entre axe des boulons :**

$P_1 \geq 2,2 d_0$ $P_2 \geq 3d_0$ Avec : $d_0 = 9 \text{ mm}$ (tableau 6.1 Euro-code 3)

$P_1 \geq 2,2 \times 9 = 19.8 \text{ mm}$ On prend : **$P_1 = 80 \text{ mm}$**

$P_2 \geq 3 \times 9 = 27 \text{ mm}$ On prend : **$P_2 = 80 \text{ mm}$**

Pince longitudinale :

$e_1 \geq 1.2d_0$ $e_1 \geq 1.2 \times 9 = 10.8 \text{ mm}$ On prend : **$e_1 = 60 \text{ mm}$**

Pince transversale :

$e_2 \geq 1.5d_0$ $e_2 \geq 1.5 \times 9 = 13.5 \text{ mm}$ On prend : **$e_2 = 80 \text{ mm}$**

VIII.2.2.5- Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \frac{F_p * \sum d_i^2}{d_i}$$

$F_p = 0.7 * f_{ub} * A_s$

$F_p = 0.7 * 800 * 10^{-3} * 36.6 = 20.49 \text{ KN}$ (par boulon)

Et $20.49 * 2 = 41 \text{ KN}$ (pour les autres rangers a deux boulons)

$$M_{Rd} = \frac{41 * 0.347}{0.41} = 34.70 \text{ KN.m}$$

$M_{Rd} < M_{sd}$

vérifiée

VIII.2.2.6- Vérification :

a. Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{VR} = \frac{k_s * \mu * n * (F_p - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_{Ms}}$

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 = 1

$F_p = 0.7 * 800 * 10^{-3} * 36.6 = 20.49 \text{ KN}$ (par boulon)

$F_{t.sd} = \frac{N_{sd}}{2} = 11.705 \text{ KN}$

b. Effort de cisaillement sollicitant par boulon:

$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{15}{8} = 1.875 \text{ KN}$

c. Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction

$V_{sd} \leq V_R = \frac{K_s * \mu * n * (F_p - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_{ms}}$

$F_{VR} = \frac{1 * 0.3 * 1 * (20.49 - 0.8 * 11.70)}{1.25} = 2.67 \text{ KN}$

$F_{vsd} = 1.25 \text{ KN} < F_{VR} = 2.67 \text{ KN}$

vérifiée

d. Vérification a la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{brd} = 2.5 * \alpha * d * t_p * \frac{f_u}{\gamma_{m0}}$

$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min \left(\frac{60}{27}, \frac{80}{27} - \frac{1}{4}, \frac{800}{360}, 1 \right) = 1$

$F_{brd} = \frac{2.5 * 1 * 0.8 * 2 * 36}{1.25} = 115.2 \text{ KN}$

$F_{vsd} = 1.25 \text{ KN} < F_{brd} = 115.2 \text{ KN}$

vérifiée

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétral

e. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

On doit vérifier que : $F_v \leq F_{t.Rd}$

Avec :

$F_{t.Rd} = t_w * b_{eff} * \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$

$F_{t.Rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_w : Epaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$: entraxe des rangées de boulons. (P=80cm)

donc : $F_{t.Rd} = 8 * 0.8 * 23.5 / 1 = 150.4 \text{ KN}$

➤ **L'effort de cisaillement vaut :**

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h-t_f} \quad EC03-1-8 \text{ art } 6.2.6.7$$

$$F_v = \frac{17.32}{0.23-0.012} = 61.83 \text{ KN}$$

$$F_v = 61.83 \text{ KN} \leq F_{t,Rd} = 150.4 \text{ KN}$$

vérifiée

f. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

On doit vérifier que : $F_{vrd} = 61.83 \text{ KN} \leq F_{crd} = \frac{f_y \cdot t_w \cdot b_{eff}}{\gamma_{m0}}$

$$b_{eff} = t_f + 2t + 5(t_p + r)$$

$t_w = 10 \text{ mm}$ épaisseur de l'âme du poteau

$t_f = 17.5 \text{ mm}$ épaisseur de la traverse

$t = 20 \text{ mm}$ épaisseur de la platine

$t_p = 12 \text{ mm}$ épaisseur de la semelle du poteau

$$r = 21$$

$$b_{eff} = 216.5 \text{ mm}$$

$$F_{crd} = \frac{23.5 \cdot 0.8 \cdot 216.5}{1} = 407.02 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = 61.83 \text{ KN} \leq F_{crd} = 407.02 \text{ KN}$$

vérifiée

g. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

On doit vérifier que : $F_v \leq F_{vRd}$

$$F_{vRd} = \frac{0.58 \cdot f_y \cdot h \cdot t_w}{\gamma_{m0}}$$

$$F_{vRd} = \frac{0.58 \cdot 23.5 \cdot 39 \cdot 0.75}{1} = 398.67 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = \frac{17.32}{0.39-0.019} = 46.68 \text{ KN}$$

$$F_v = 46.68 \text{ KN} < F_{vRd} = 398.67 \text{ KN}$$

vérifiée

VIII.2.2.7 Assemblage platine traverse

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure :

* Epaisseur de la platine

Soit: $e = 20 \text{ mm}$

* Gorge reliant l'âme

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_w \quad \text{donc: } 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 10 \quad a = 3 \text{ mm}$$

* Gorge reliant la semelle:

$$6 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_f \quad \text{donc } 6 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 17.5 \quad a = 6 \text{ mm}$$

A. Distribution des efforts sur les différents cordons :

- **Cordon âme platine :**

Chaque cordon repend : $V/2 = 15/2 = 7.5 \text{ KN}$

- **Cordon semelle :**

$$L = 2b - t_w = 2 \cdot 300 - 10 = 590 \text{ mm}$$

$$N = M / L = 17.32 / 0.590 = 29.355 \text{ KN}$$

B. Vérification :

- Cordon semelle platine :

$$L = \frac{N \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{mw}}{a \cdot f_u} \quad (\text{EC3 Art 6.6.5.3})$$

β_w : Coefficient de corrélation = 0.8

γ_{mw} : Coefficient de sécurité = 1.25

f_u : Valeur normal de la résistance = 360Mpa

$$L = \frac{29.355 \cdot \sqrt{3} \cdot 0.8 \cdot 1.25}{6 \cdot 36} = 0.235 \text{ cm}$$

$$L = 59 \text{ cm} > 0.235 \text{ cm}$$

vérifiée

VIII.2.3- Assemblage Pieds de poteaux :

Cette partie, traite les liaisons en pieds de poteaux, qui sont encastrés. Ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant les combinaisons de cas de charges considérées, un moment fléchissant, et un effort horizontal.

VIII.2.3.1 Dimensionnement de la plaque d'assise :

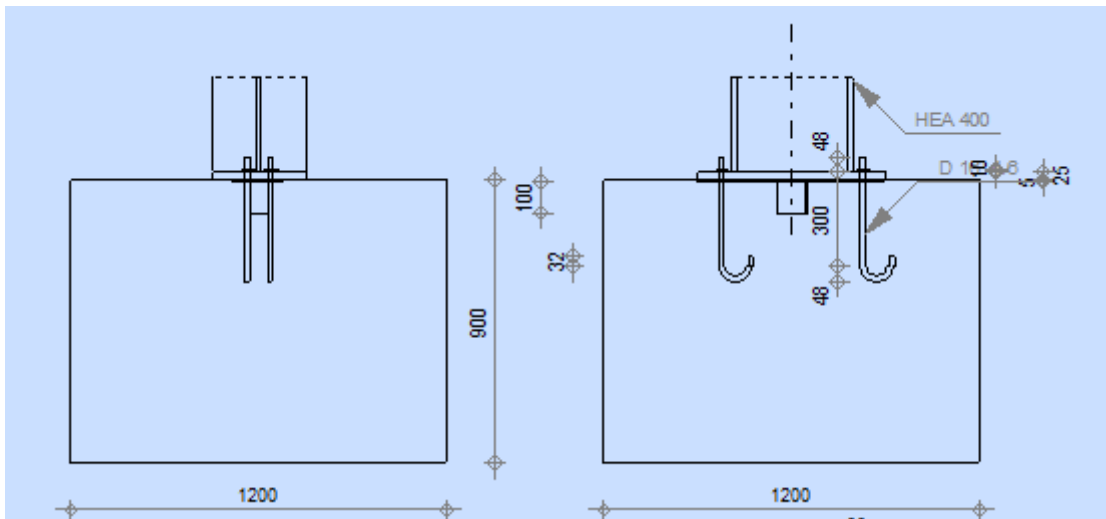


Figure VIII.3 schéma de jonction poteau-fondation

➤ **Cordons de soudure :**

- Semelle HEA 500:

$$a_s = 0,7t_f = 0,7 \times 23 = 16.1 \quad \text{On prend } a_s = 18 \text{ mm}$$

- Ame HEA 500:

$$a_a = 0,7t_w = 0,7 \times 12 = 8,4 \quad \text{On prend } a_a = 11 \text{ mm}$$

➤ **Epaisseur de la platine :**

$$t \geq U \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}}$$

$$U = 70$$

$$\sigma = \frac{N}{a*b} = \frac{7943}{600*300} = 0.044 \text{ daN/mm}^2$$

$$t \geq 70 \sqrt{\frac{3 * 0.044}{24}}$$

$$t \geq 5.19 \text{ mm} \text{ On prend } t = 25 \text{ mm}$$

VIII.2.3.2- Dimensionnement de la tige d'ancrage :

$$b = h + 2c$$

$$b = 490 + 2(100) = 690$$

- h : la hauteur de la section HEA300 h = 490mm
- c : le débord, donne par : c = (100 ÷ 150)

On prend : c = 100 mm

$$a = h + 2c = 490 + 2 \times 100 = 690 \text{ mm}$$

$$b = b + 2c = 300 + 2 \times 100 = 500 \text{ mm}$$

Les tiges d'ancrages sont dimensionnées à la traction simple, sous un effort de traction (Nst)

$$F = \frac{N_t}{N} + \frac{M_y}{3P_1}$$

$$\frac{79.43}{4} + \frac{4.94}{3*0.45} = 23.51 \text{ KN}$$

- N : l'encrage est réalisé par 4 tiges
- Nt: Effort sollicitant de traction

$$F \leq \frac{\pi \phi^2}{12} f_y$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4*23.51}{3.14*23.5}} = 1.12 \text{ cm}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre : $\phi = 20 \text{ mm}$

VIII.2.3.3- Vérification de la tige d'ancrage :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7gc}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

$$l_1 = 20\phi = 20 \times 20 = 400 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2\phi = 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$$

$$r = 3\phi = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

$$d_1 = 20$$

gc : le dosage en ciment 350 kg/m^3

$$Na = 101.96 \text{ KN}$$

$$Na = 9.29 \text{ KN} > F = 23.51 \text{ KN}$$

vérifiée

VIII.2.3.4- Condition d'équilibre du BAEL :

$$\frac{N}{4} \leq FA = \pi \cdot TSU \cdot \phi \cdot l_1$$

$$l_1 = 20\phi = 400 \text{ mm}$$

$$TSU = 0,6\phi_s f_{tj}$$

$$\phi_s = 1 \text{ (Rond lisse)}$$

$$FA = \pi \times 1,26 \times 20 \times 40 \times 20 = 63302.4 \text{ N}$$

$$\frac{N}{4} = 19.85 \text{ KN}$$

$$N \leq FA \text{ vérifiée}$$

IX.1- Introduction:

Un ouvrage quel que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

IX.2- Calcul des Fondations:

IX.2.1- Caractéristique des matériaux:

➤ Béton

Résistance caractéristique de calcul $F_{c28} = 25$ MPA

* Sous action normales

$$\delta b = 0.85 * f_{c28} / \gamma_b = 0.85 * 25 / 1.5 = 14.16 \text{ MPA}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

* État limite de service

$$\delta b = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPA}$$

* Sollicitations sous actions accidentelles

$$\delta b = 0.85 * f_{c28} / \gamma_b = 0.85 * 25 / 1.15 = 18.47 \text{ MPA}$$

➤ Acier

* Sollicitation sous actions normales :

$$\delta_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{360}{1.15} = 313.04 \text{ MPA}$$

* Etat limite de service :

$$\delta_s = \frac{2}{3} F_e = \frac{2}{3} * 360 = 240 \text{ MPA}$$

* Sollicitation sous actions accidentelles :

$$\delta_s = 360 \text{ Mpa}$$

IX.2.2- Choix du type de fondation:

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

La résistance du sol

Le type de la structure

Le mode constructif de la structure

IX.2.3- Dimensionnement des fondations:

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau

Les autres poteaux doivent être calculés de la même manière

* Sollicitation maximales :

$$N_{sd} = 110.2 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 20.24 \text{ KN}$$

Contrainte admissible du sol : $\delta_s = 2 \text{ bar} = 0.2 \text{ MPA}$

$$A/B = a/b$$

$$\delta_{sol} \geq \frac{N_{sd}}{A*B} \quad A*B \geq \frac{110.2}{200} = 0.55$$

$$A*B \geq 0.55$$

$$A=B \geq 0.75 \text{ m}$$

On prend semelle carrée $A = B = 1.5 \text{ m}$

➤ Calcul de la hauteur de la semelle:

La hauteur de la semelle est : $h_t = d + 5$

$$d \geq \frac{B-b}{4}$$

$b = 40 \text{ cm} = 0.4 \text{ m}$ (poteaux HEA 400)

$$d \geq \frac{(1.5-0.4)}{4}$$

$d \geq 0.275 \text{ m} \Rightarrow d = 0.3 \text{ m}$

$ht = 30 + 5 = 35 \text{ cm}$

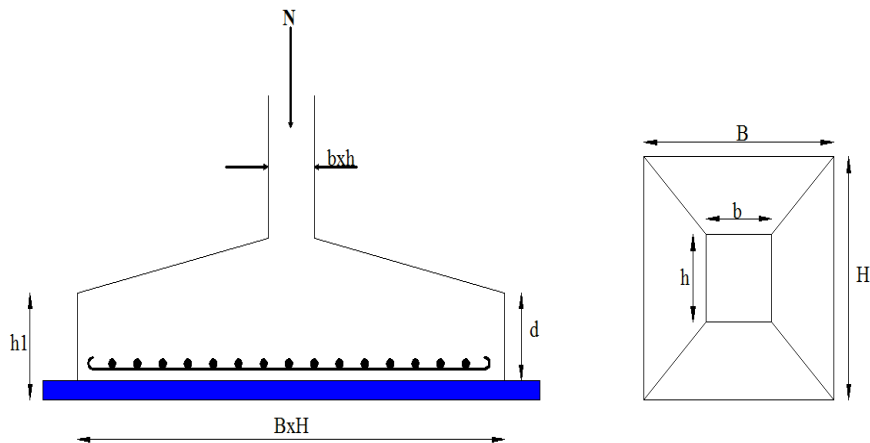


Figure IX.1 Dimension de la semelle.

IX.2.4- Vérification de la stabilité:

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires transmis par le poteau et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement stabilité

$A \geq 6e$ tel que

e : excentricité

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{20.24}{110.2} = 0.18$$

$$6e = 6 * 0.18 = 1.10 \text{ m}$$

$A > 6e$ vérifiée

IX.2.5- Ferraillage de la semelle isolée:

$$e = 0.18 \text{ m} < B/6 = 0.25$$

$$\delta_{sol} = \min\left(\frac{2}{3}Fe, 110\sqrt{n * Fc28}\right)$$

$$a = 0.5$$

$$Aa = \frac{Nsd * (A - a)}{8 * d * \sigma_{St}} = \frac{110.2 * (1.5 - 0.5)}{8 * 0.3 * 348} = 0.13 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$Bb = \frac{Nsd * (B - b)}{8 * d * \sigma_{St}} = \frac{110.2 * (1.5 - 0.5)}{8 * 0.3 * 348} = 0.14 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1.4 \text{ cm}^2$$

On prend un ferrailage de 8T12 = 9.05 cm²

IX.2.6- Calcule l'espacement des cadres:

$$S \leq (20 \text{ cm}, 15\phi)$$

$$S \leq (20 \text{ cm}, 15 * 1.2) = 18 \text{ cm}$$

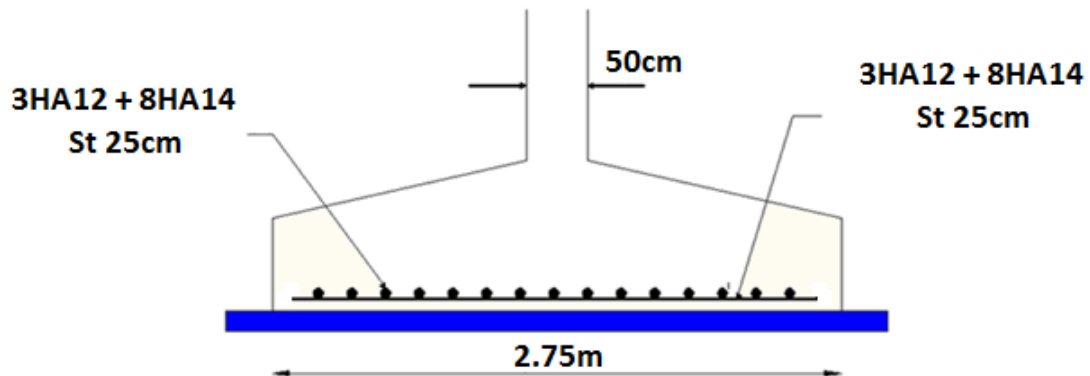


Figure IX.2 Schéma de ferrailage de la semelle.

IX.3. Calcul des longrines:

IX.3.1. Introduction:

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier

l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction.

IX.3.2. Pré dimensionnement:

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99vs2003 sont

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3

30 cm x 30 cm : sites de catégorie S4

IX.3.3. Ferrailage:

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \quad (\text{RPA99 V2003.Art. 10.1.1.b})$$

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_u^{\max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité

$\alpha = 12$ (zone IIa, site S3)

$$\text{ELU} : N_t = \left(\frac{49.85}{12} \right) = 4.15 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : N_t = \left(\frac{13.43}{12} \right) = 1.11 \text{ KN}$$

• Vérification de la flèche :

$$q_p = 6 * 0.05 * 25 = 7.5 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{exp}} = 6 * 6 * 5.10 = 183.6 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \frac{13.43}{6} + 7.5 + 183.6 = 193.33 \text{ KN/ml}$$

P_p : poids du radier

La plus grande portée est : $l = 5.10\text{m}$

$$f = \frac{5 * q_s * l^4}{384 * E * I} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{200} = \frac{510}{200}$$

$$f = \frac{5 * 193.33 * 510^4}{384 * 210000 * I} \leq 2.55 \text{ d'ou: } I \geq 318023.53 \text{ cm}^4$$

On opte pour une section de (45cm, 45cm)

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{20 \cdot 10^{-3}}{348} = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% \cdot b \cdot h = 0.6\% \cdot 45 \cdot 45$$

$$A_{\min} = 12.15 \text{ cm}^2$$

Soit **10HA14**, avec $A_s = 15.39 \text{ cm}^2$

$$A_s = \frac{A \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{45 \cdot 45 \cdot 2.1}{400} = 10.63 \text{ cm}^2$$

$$10.63 \text{ cm}^2 < 15.39 \text{ cm}^2$$

Vérifiée

- Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : $\min [20 \text{ cm}, 15\Phi]$

$$St < \min [20\text{cm}, 15 \cdot 1,4] = 20 \text{ cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

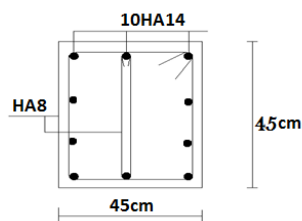


Figure IX.3 Schéma de ferrailage des longrines.

XI. Conclusion général

La réalisation d'une construction métallique exige la participation de plusieurs intervenants dans de différents niveaux :

- ❖ Au niveau de la conception (choix technologie, calcul).
- ❖ Au niveau de la production (plan exécution choix, des méthodes, fabrication, contrôle).
- ❖ Au niveau de la manutention (transport, levage, montage).

Mais les apparitions de désordres dans les constructions métalliques, sont les conséquences d'erreurs qui peuvent se situer dans ces différents niveaux.

Les causes des désordres en construction métallique sont multiple et leurs conséquences de portées très variables. Il faut simplement retenir que tout les intervenants concernés (conception, calcul, dessins, assemblages,.....). Sont implique et responsables à leurs niveaux respectifs d'intervention et que la prudence doit rester de vigueur pour tous.

Pour éviter les tâtonnements, nous avons procédé à toutes les vérifications ainsi que le dimensionnement de tous les éléments structuraux de la construction à l'aide d'un logiciel de calcul Robot Millénium.

Ce travail nous a permis d'appliquer ce que nous avons appris durant toute la période de formation, d'améliorer notre connaissance en utilisant des logiciels de calcul, de connaître des nouvelles méthodes de calcul dans le domaine de charpente métallique ainsi que dans le domaine de génie civil.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- **RNVA 2013** : l'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent algérienne 2013.
- **CCM99, Euro code 3** : l'étude et les calculs des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCM99 et Euro code 3.
- **RPA 99 version 2003** : l'étude sismique se fait suivant le règlement Algérienne. RPA99 version 2003.
- **DTR B .C.2.2** charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **BAEL 91** : béton armé aux états limites.
- **CBA 93** : règles de conception et de calcul des structures en béton en béton armé DTR B-C2.4.

Cours :

- Béton armé
- Résistance des matériaux
- Cours de charpente métallique.

Annexe

Tableau des armatures (1)

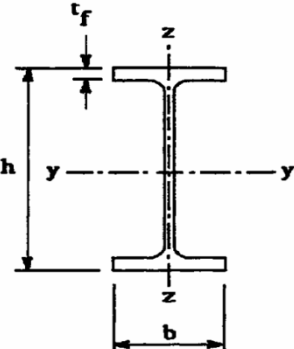
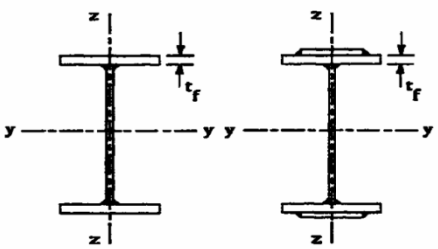

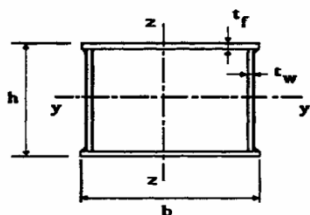
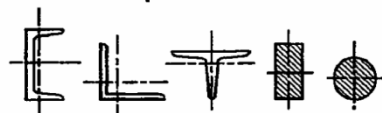
Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	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)



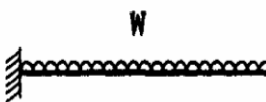


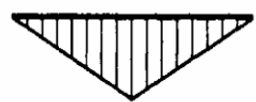
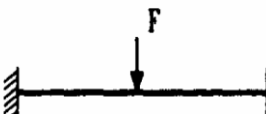

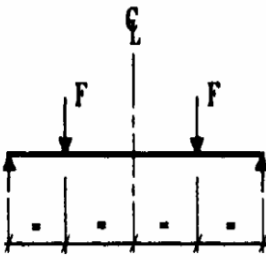
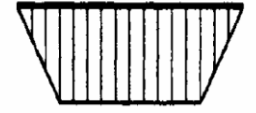
Annexe

Valeur de χ en fonction de λ

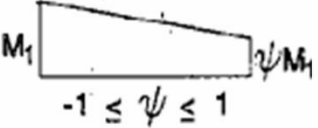
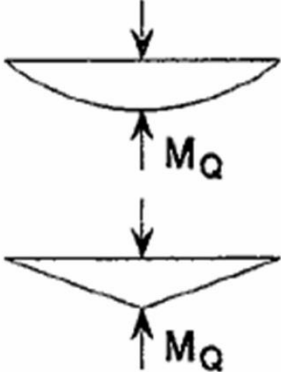
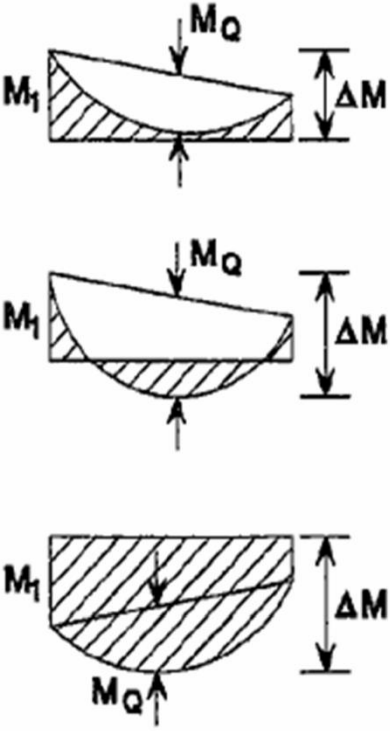
Coefficients de réduction				
λ	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	B	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	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

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

Tableau F.1.2 Coefficients C_1, C_2 et C_3, pour différentes valeurs de k, dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

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> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max} M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Annexe

TABLEAUX DES PROFILS

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

Annexe

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Full compression						
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁸	W _{el,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁸	A _e mm ² x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁸	W _{el,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} mm ³ x10 ³	i _z mm	S _z mm	I _z mm ⁴ x10 ⁸	I _z mm ⁴ x10 ⁸	S _z mm	S _z mm	S _z mm	S _z mm	S _z mm				
PEAA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPEA 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	✓		
PEAA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓		
IPEA 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	✓		
PEAA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓		
IPEA 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	✓		
PEAA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓		
IPEA 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	3	3	✓	✓	✓
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
PEAA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	✓		
IPEA 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
PEAA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	✓		
IPEA 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,20	81,9	18,0	28,0	2,05	27,8	2,70	5,93	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE 180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
PEAA 200	18,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,21	32,0	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	✓		
IPEA 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 200	22,4	1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,0	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
PEAA 220	21,2	2219	205	230	9,07	12,8	165	29,9	46,5	2,47	33,6	5,02	17,9	1	1	-	2	4	-	✓		
IPEA 220	22,2	2317	214	240	9,05	13,6	171	31,2	48,5	2,46	34,5	5,69	18,7	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 220	26,2	2772	252	285	9,11	15,9	205	37,3	58,1	2,48	38,4	9,07	22,7	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 220	29,4	3134	282	321	9,16	17,7	240	42,8	66,9	2,53	41,1	12,3	26,8	1	1	1	1	2	2	✓	✓	✓

Annexe

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	T mm	A mm ² x10 ³	h _t mm	d mm	Ø mm	e _{min} mm	e _{max} mm	A _f m ² /m	A _c m ² /t
IPEAA 240*	24,9	236,4	120	4,8	8,0	15,0	31,7	220,4	190,4	M 12	64	68	0,917	36,86
IPEA 240+	26,2	237	120	5,2	8,3	15,0	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02
IPEO 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,932	27,17
IPEA 270+	30,7	267	135	5,5	9,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86
IPEO 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,88
IPEA 300+	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46
IPEO 300+	49,3	304	152	8,0	12,7	15,0	62,8	278,6	248,6	M 16	74	88	1,174	23,81
IPEA 330+	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0	M 16	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18,0	62,6	307,0	271,0	M 16	78	96	1,254	25,52
IPEO 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18,0	72,6	307,0	271,0	M 16	80	98	1,268	22,24
IPEA 360+	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18,0	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
IPEO 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18,0	84,1	334,6	298,6	M 22	90	90	1,367	20,69
IPEA 400+	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	73,1	373,0	331,0	M 22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21,0	84,5	373,0	331,0	M 22	96	98	1,467	22,12
IPEO 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21,0	96,4	373,0	331,0	M 22	96	100	1,481	19,57
IPEA 450+	67,2	447	190	7,6	13,1	21,0	85,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21,0	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IPEO 450+	92,4	456	192	11,0	17,6	21,0	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
IPEA 500+	79,4	497	200	8,4	14,5	21,0	101	468,0	426,0	M 24	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21,0	116	468,0	426,0	M 24	102	112	1,744	19,23
IPEO 500+	107	506	202	12,0	19,0	21,0	137	468,0	426,0	M 24	104	114	1,760	16,4

Annexe

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005									
	axe forte y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending-y			Pure compression						
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁸	W _{pl,y} mm ³ x10 ³	W _{el,y} mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁸	A _r mm ² x10 ³	I _y mm ⁴ x10 ⁸	W _{pl,z} mm ³ x10 ³	W _{el,z} mm ³ x10 ³	I _{yz} mm ⁴ x10 ⁸	S _y mm	I _z mm ⁴ x10 ⁸	I _{yz} mm ⁴ x10 ⁸	S235	S355	S460	S235	S355	S460	EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
IPEAA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60,0	2,70	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	✓		
IPEA 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPEO 240	34,3	4369	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPEA 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPEO 270	43,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPEA 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPEO 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 330	43	10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPEO 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,8	42,2	246	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	177	3,84	50,7	26,5	287	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPEO 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPEO 400	75,7	26750	1324	1502	16,7	48,0	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPEA 450	67,2	29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	45,7	705	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPEO 450	92,4	40920	1795	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPEA 500	79,4	42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62,0	62,8	1125	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 500	90,7	48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	66,8	89,3	1249	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPEO 500	107	57780	2284	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓

Annexe

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ³	h ₁ mm	d mm	Ø mm	e _w mm	e _f mm	A ₁ m ² /m	A ₂ m ² /t
HE 100AA*	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,6	80	56	M 10	54	58	0,553	45,17
HE 100A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58	0,561	33,68
HE 100 B	20,4	100	100	6	10	12	26,0	80	56	M 10	56	58	0,567	27,76
HE 100 C*	30,9	110	103	9	15	12	39,3	80	56	M 10	59	61	0,583	19,23
HE 100 M	41,8	120	106	12	20	12	53,2	80	56	M 10	62	64	0,619	14,82
HE 120AA*	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,6	98	74	M 12	58	68	0,669	45,94
HE 120A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68	0,677	34,06
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11	12	34,0	98	74	M 12	60	68	0,686	25,71
HE 120 C*	39,2	130	123	9,5	16	12	49,9	98	74	M 12	63	72	0,712	18,19
HE 120 M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,4	98	74	M 12	66	74	0,738	14,16
HE 140AA*	18,1	128	140	4,3	6	12	23,0	116	92	M 16	64	76	0,787	43,53
HE 140A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76	0,794	32,21
HE 140 B	33,7	140	140	7	12	12	43,0	116	92	M 16	66	76	0,805	23,88
HE 140 C*	48,2	150	143	10	17	12	61,5	116	92	M 16	69	79	0,831	17,22
HE 140 M	63,2	160	146	13	22	12	80,6	116	92	M 16	72	82	0,857	13,56
HE 160AA*	23,8	148	160	4,5	7	15	30,4	134	104	M 20	76	84	0,901	37,81
HE 160A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84	0,906	29,78
HE 160 B	42,6	160	160	8	13	15	54,3	134	104	M 20	80	84	0,918	21,56
HE 160 C*	59,2	170	163	11	18	15	75,4	134	104	M 20	84	88	0,944	15,95
HE 160 M	76,2	180	166	14	23	15	97,1	134	104	M 20	86	90	0,970	12,74
HE 180AA*	28,7	167	180	5	7,5	15	36,5	152	122	M 24	84	92	1,018	35,51
HE 180A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,2	152	122	M 24	86	92	1,024	28,83
HE 180 B	51,2	180	180	8,5	14	15	65,3	152	122	M 24	88	92	1,037	20,25
HE 180 C*	69,8	190	183	11,5	19	15	89,0	152	122	M 27	92	96	1,063	15,22
HE 180 M	88,9	200	186	14,5	24	15	113,3	152	122	M 24	94	98	1,089	12,25
HE 200AA*	34,6	186	200	5,5	8	18	44,1	170	134	M 27	96	100	1,130	32,62
HE 200A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100	1,136	26,89
HE 200 B	61,3	200	200	9	15	18	78,1	170	134	M 27	100	100	1,151	18,78
HE 200 C*	81,9	210	203	12	20	18	104,4	170	134	M 27	104	104	1,177	14,36
HE 200 M	103	220	206	15	25	18	131,3	170	134	M 27	106	106	1,203	11,67

Annexe

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Designation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225: 2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure tension y-y			Pure compression						
	G	I _y	W _{ey}	W _{ey} †	I _z	A _y	I _z	W _{ez}	W _{ez} †	I _y	S	I _z	I _z	S235	S355	S460	S235	S355				S460
kg/m	mm ⁴ x10 ⁸	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm ⁴ x10 ⁸	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁸	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm ⁴ x10 ⁸	mm	mm ⁴ x10 ⁸	mm ⁴ x10 ⁸										
HE100AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE100A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE100B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE100C	30,9	758,7	137,9	165,8	4,39	13,39	274,4	53,29	82,08	2,64	53,06	29,30	6,16	1	1	-	1	1	-	✓		
HE100M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE120AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,90	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24	1	3	3	1	3	3	✓	✓	✓
HE120A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE120B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE120C	39,2	1388	213,6	252,9	5,27	15,91	497,7	80,92	124,2	3,16	55,56	40,96	16,12	1	1	-	1	1	-	✓		
HE120M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE140AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE140A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE140B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE140C	48,2	2330	310,6	363,8	6,16	18,62	830,3	116,1	177,7	3,68	58,06	55,68	36,64	1	1	-	1	1	-	✓		
HE140M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120,0	54,33	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE160AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,50	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75	1	3	3	1	3	3	✓	✓	✓
HE160A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE160B	42,6	2492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	51,57	31,24	47,94	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE160C	59,2	3704	425,8	507,6	7,01	24,05	1302	159,8	244,9	4,16	64,57	79,21	75,04	1	1	-	1	1	-	✓		
HE160M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE180AA	28,7	1967	235,6	258,2	7,34	12,16	730,0	81,11	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE180A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	107,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE180B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231,0	4,57	54,07	42,16	93,75	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE180C	69,8	5543	583,5	675,0	7,89	27,30	1944	212,5	324,9	4,68	67,07	102,1	141,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE180M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE200AA	34,6	2944	316,6	347,1	8,17	15,45	1068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE200A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE200B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE200C	81,9	8029	764,7	880,6	8,77	32,78	2794	275,3	421,0	5,17	73,09	135,1	251,7	1	1	-	1	1	-	✓		
HE200M	103	10640	967,4	1135	9,00	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓

Annexe

Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ²	h _c mm	d mm	∅ mm	p _{we} mm	p _{we} mm	A _c m ² /m	A _c m ² /t
HE 220 AA*	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118	1,270	17,77
HE 220 C*	94,1	230	223	12,5	21	18	119,9	188	152	M 27	104	122	1,296	13,77
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240 AA*	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240 A	50,2	230	240	7,5	12	21	75,9	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240 C*	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,90
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,460	9,318
HE 260 AA*	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260 B	93,0	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12
HE 260 C*	132	275	264	14	25	24	168,4	225	177	M 27	118	162	1,537	11,83
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280 AA*	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280 C*	145	295	284	14,5	25,5	24	185,2	244	196	M 27	118	182	1,656	11,39
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HE 300 AA*	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198	1,732	14,80
HE 300 C*	177	320	305	16	29	27	225,1	262	208	M 27	126	204	1,792	10,08
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208	1,832	7,699
HE 320 AA*	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198	1,740	23,43
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98
HE 320 B	127	320	300	11,5	20,5	27	161,3	279	225	M 27	122	198	1,771	13,98
HE 320 C*	186	340	305	16	30,5	27	236,9	279	225	M 27	126	204	1,822	9,796
HE 320 M	245	359	309	21	40	27	312,0	279	225	M 27	132	204	1,866	7,616

Annexe

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Designation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005									
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pur bending y			Pur compression						
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁸	W _{pl,y} mm ³ x10 ³	W _{el,y} mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁸	A _r mm ² x10 ²	I _y mm ⁴ x10 ⁸	W _{pl,z} mm ³ x10 ³	W _{el,z} mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁸	s _x mm	I _z mm ⁴ x10 ⁸	I _z mm ⁴ x10 ⁸	S 235	S 355	S 460	S 235	S 355	S 460	EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225: 2001
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 220 C	94,1	11180	972,2	1114	9,65	36,47	3888	348,7	532,4	5,69	75,59	168,2	423,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 240 C	119	17330	1359	1564	10,67	46,35	5942	487,1	743,8	6,25	87,60	288,7	787,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 260 B	93,0	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 260 C	132	22590	1643	1880	11,58	51,94	7680	581,8	888,3	6,75	92,12	336,4	1198	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 C	145	28810	1953	2225	12,47	56,26	9750	686,6	1047	7,26	93,62	382,5	1768	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 C	177	40950	2559	2927	13,49	68,48	12736	900,7	1374	7,81	105,6	598,3	2903	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 320 A	97,6	22930	1479	1626	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512	1	2	3	1	2	3	✓	HI	HI
HE 320 B	127	30820	1926	2149	13,82	51,77	9239	615,9	939,1	7,57	84,13	225,1	2069	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 C	186	48710	2865	3274	14,34	72,25	14446	947	1445	7,81	108,6	679,1	3454	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 320 M	245	68130	3796	4435	14,78	94,85	19710	1276	1951	7,95	132,6	1501	5004	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI

Annexe

Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A mm ² x10 ³	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h ₁ mm	d mm	Ø mm	P _{max} mm	P _{min} mm	A _f m ² /m	A _w m ² /t
HE 340AA*	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
HE 340A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13
HE 340B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M 27	122	198	1,810	13,49
HE 340M	248	377	309	21	40	27	315,8	297	243	M 27	132	204	1,902	7,670
HE 360AA*	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	M 27	118	198	1,814	21,67
HE 360A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36
HE 360B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	122	198	1,849	13,04
HE 360M	250	395	308	21	40	27	318,8	315	261	M 27	132	204	1,934	7,730
HE 400AA*	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	118	198	1,891	20,46
HE 400A	125	390	300	11	19	27	159,0	352	298	M 27	120	198	1,917	15,32
HE 400B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	124	198	1,927	12,41
HE 400M	256	432	307	21	40	27	325,8	352	298	M 27	132	202	2,004	7,835
HE 450AA*	99,7	425	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M 27	120	198	1,984	19,89
HE 450A	140	440	300	11,5	21	27	178,0	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39
HE 450B	171	450	300	14	26	27	218,0	398	344	M 27	124	198	2,026	11,84
HE 450M	263	478	307	21	40	27	335,4	398	344	M 27	132	202	2,096	7,959
HE 500AA*	107	472	300	10,5	14	27	136,9	444	390	M 27	120	198	2,077	19,33
HE 500A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M 27	122	198	2,110	13,60
HE 500B	187	500	300	14,5	28	27	238,6	444	390	M 27	124	198	2,125	11,34
HE 500M	270	524	306	21	40	27	344,3	444	390	M 27	132	202	2,184	8,079
HE 550AA*	120	522	300	11,5	15	27	152,8	492	438	M 27	122	198	2,175	18,13
HE 550A	166	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	122	198	2,209	13,29
HE 550B	199	550	300	15	29	27	254,1	492	438	M 27	124	198	2,224	11,15
HE 550M	278	572	306	21	40	27	354,4	492	438	M 27	132	202	2,280	8,195
HE 600AA*	129	571	300	12	15,5	27	164,1	540	486	M 27	122	198	2,272	17,64
HE 600A	178	590	300	13	25	27	226,5	540	486	M 27	122	198	2,308	12,90
HE 600B	212	600	300	15,5	30	27	270,0	540	486	M 27	126	198	2,323	10,96
HE 600M	285	620	305	21	40	27	363,7	540	486	M 27	132	200	2,372	8,308
HE 600 x 337*	337	632	310	25,5	46	27	429,2	540	486	M 27	138	202	2,407	7,144
HE 600 x 399*	399	648	315	30	54	27	508,5	540	486	M 27	142	208	2,450	6,137

Annexe

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Designation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225: 2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁸	W _{pl,y} mm ³ x10 ³	W _{el,y} mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁸	A _e mm ² x10 ²	I _y mm ⁴ x10 ⁸	W _{pl,z} mm ³ x10 ³	W _{el,z} mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁸	s mm	i _y mm ² x10 ⁴	i _z mm ² x10 ⁴	S235	S355	S460	S235	S355				S460
HE 340AA	78,9	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 340A	105	27690	1678	1850	14,40	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	1	3	1	1	3	✓	HI	HI
HE 340B	134	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646,0	985,7	7,53	86,63	257,2	2454	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 340M	248	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,90	132,6	1506	5584	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360AA	83,7	23040	1359	1495	14,70	42,17	5410	360,7	553,0	7,12	64,63	70,99	1444	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 360A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	1	2	1	1	2	✓	HI	HI
HE 360B	142	43190	2400	2683	15,46	60,60	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2893	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360M	250	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400AA	92,4	31250	1654	1824	16,30	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948	2	3	3	2	3	4	✓	✓	✓
HE 400A	125	45070	2311	2567	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189,0	2942	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 400B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,40	93,13	355,7	3817	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400M	256	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,70	132,6	1515	7410	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 450AA	99,7	41890	1971	2183	18,16	54,70	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 450A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631,0	965,5	7,29	85,13	243,8	4148	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 450B	171	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	97,63	440,5	5258	1	1	1	1	1	2	✓	HI	HI
HE 450M	263	131500	5501	6331	19,80	119,8	19340	1260	1939	7,59	132,6	1529	9251	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 500AA	107	54640	2315	2576	19,98	61,91	6314	420,9	649,3	6,79	70,13	107,7	3304	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 500A	155	86970	3550	3949	20,98	74,72	10370	691,1	1058	7,24	89,63	309,2	5643	1	1	1	1	3	4	✓	HI	HI
HE 500B	187	107200	4287	4815	21,19	89,82	12620	841,6	1292	7,27	102,1	538,4	7018	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 500M	270	161900	6180	7094	21,69	129,5	19150	1252	1932	7,46	132,6	1539	11190	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 550AA	120	72870	2792	3128	21,84	72,66	6767	451,1	698,6	6,65	73,13	133,7	4338	1	2	3	3	4	4	✓	✓	✓
HE 550A	166	111900	4146	4622	22,99	83,72	10820	721,3	1107	7,15	92,13	351,5	7189	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HE 550B	199	136700	4971	5591	23,20	100,1	13080	871,8	1341	7,17	104,6	600,3	8856	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 550M	278	198000	6923	7933	23,64	139,6	19160	1252	1937	7,35	132,6	1554	13520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 600AA	129	91900	3218	3623	23,66	81,29	6993	466,2	724,5	6,53	74,63	149,8	5381	1	2	3	3	4	4	✓	✓	✓
HE 600A	178	141200	4787	5350	24,97	93,21	11270	751,4	1156	7,05	94,63	397,8	8978	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HE 600B	212	171000	5701	6425	25,17	110,8	13530	902,0	1391	7,08	107,1	667,2	10970	1	1	1	1	3	4	✓	HI	HI
HE 600M	285	237400	7660	8773	25,55	149,7	18980	1244	1930	7,22	132,6	1564	15910	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 600x337	337	283200	8961	10380	25,69	180,5	22940	1480	2310	7,31	149,1	245,1	19610	1	1	1	1	1	1	✓	HI	
HE 600x399	399	344600	10640	12460	26,03	213,6	28280	1796	2814	7,46	169,6	396,6	24810	1	1	1	1	1	1	✓	HI	

Annexe

Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A mm ² x10 ²	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _l mm	t _r mm	r mm		h ₁ mm	d mm	Ø mm	e _{int} mm	e _{ext} mm	A ₁ m ² /m	A ₂ m ² /t
UPE 80*	7,90	80	50	4,0	7,0	10	10,1	66	46	-	-	-	0,343	43,45
UPE 100*	9,82	100	55	4,5	7,5	10	12,5	85	65	M 12	35	36	0,402	41,00
UPE 120*	12,1	120	60	5,0	8,0	12	15,4	104	80	M 12	35	41	0,460	37,98
UPE 140*	14,5	140	65	5,0	9,0	12	18,4	122	98	M 16	35	38	0,520	35,95
UPE 160*	17,0	160	70	5,5	9,5	12	21,7	141	117	M 16	36	43	0,579	34,01
UPE 180*	19,7	180	75	5,5	10,5	12	25,1	159	135	M 16	36	48	0,639	32,40
UPE 200*	22,8	200	80	6,0	11,0	13	29,0	178	152	M 20	46	47	0,697	30,60
UPE 220*	26,6	220	85	6,5	12,0	13	33,9	196	170	M 22	47	49	0,756	28,43
UPE 240*	30,2	240	90	7,0	12,5	15	38,5	215	185	M 24	47	51	0,813	26,89
UPE 270*	35,2	270	95	7,5	13,5	15	44,8	243	213	M 27	48	50	0,892	25,34
UPE 300*	44,4	300	100	9,5	15,0	15	56,6	270	240	M 27	50	55	0,968	21,78
UPE 330*	53,2	330	105	11,0	16,0	18	67,8	298	262	M 27	54	60	1,043	19,60
UPE 360*	61,2	360	110	12,0	17,0	18	77,9	326	290	M 27	55	65	1,121	18,32
UPE 400*	72,2	400	115	13,5	18,0	18	91,9	364	328	M 27	57	70	1,218	16,87

Annexe

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Designation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statistische Kennwerte														Classification EN 1993-1-1:2005				EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe forte y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending-y		Pure compression						
	G	I _y	W _{ey}	W _{ey} ■	I _y	A _c	I _z	W _{ez}	W _{ez} ■	I _z	S _x	I _y	I _z	y _c	y _w	S235	S355	S235			
kg/m	mm ⁴ x10 ⁸	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm ⁴ x10 ⁸	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁸	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm ⁴ x10 ⁸	mm	mm ⁴ x10 ⁸	mm ⁴ x10 ⁸	mm	mm							

UPE 80	7,90	107	26,8	31,2	3,26	4,05	25,5	8,0	14,3	1,59	16,9	1,47	0,22	1,82	3,71	1	1	1	1	✓		
UPE 100	9,82	207	41,4	48,0	4,07	5,34	38,3	10,6	19,3	1,75	17,9	2,01	0,53	1,91	3,93	1	1	1	1	✓		
UPE 120	12,1	364	60,6	70,3	4,86	7,18	55,5	13,8	25,3	1,90	20,0	2,90	1,12	1,98	4,12	1	1	1	1	✓		
UPE 140	14,5	600	85,6	98,8	5,71	8,25	78,8	18,2	33,2	2,07	21,8	4,05	2,20	2,17	4,54	1	1	1	1	✓		
UPE 160	17,0	911	114	132	6,48	10,0	107	22,6	41,5	2,22	22,0	5,20	3,96	2,27	4,76	1	1	1	1	✓		
UPE 180	19,7	1350	150	173	7,34	11,2	144	28,6	52,3	2,39	23,0	6,99	6,81	2,47	5,19	1	1	1	1	✓		
UPE 200	22,8	1910	191	220	8,11	13,5	187	34,5	63,3	2,54	24,6	8,89	11,0	2,56	5,41	1	1	1	1	✓		
UPE 220	26,6	2680	244	281	8,90	15,8	247	42,5	78,2	2,70	26,1	12,1	17,6	2,70	5,70	1	1	1	1	✓		
UPE 240	30,2	3600	300	347	9,67	18,8	311	50,1	92,2	2,84	28,3	15,1	26,4	2,79	5,91	1	1	1	1	✓		
UPE 270	35,2	5250	389	451	10,8	22,2	401	60,7	112	2,99	28,8	19,9	43,6	2,89	6,14	1	1	1	2	✓		
UPE 300	44,4	7820	522	613	11,8	30,3	538	75,6	137	3,08	33,3	31,5	72,7	2,89	6,03	1	1	1	1	✓		
UPE 330	53,2	11010	667	792	12,7	38,8	681	89,7	156	3,17	37,5	45,2	112	2,90	6,00	1	1	1	1	✓		
UPE 360	61,2	14830	824	982	13,8	45,6	844	105	178	3,29	39,5	58,5	166	2,97	6,12	1	1	1	1	✓		
UPE 400	72,2	20980	1050	1260	15,1	56,2	1045	123	191	3,37	42,0	79,1	259	2,98	6,06	1	1	1	1	✓		

Annexe

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Position des axes Position of axes Lage der Achsen					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h-b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	z _x -y _x mm x10	V mm x10	u _x mm x10	u _y mm x10	A _c m ² /m	A _c m ² /t
L70x70x6	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,272	42,68
L70x70x7	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,272	36,91
L70x70x8 ^{***}	8,37	70	8	10	5,0	10,7	2,01	4,95	2,84	2,47	0,271	32,41
L70x70x9 ^{***}	9,32	70	9	9	4,5	11,9	2,05	4,95	2,90	2,50	0,272	29,20
L75x75x4 [*]	4,05	75	4	9	4,5	5,93	1,96	5,30	2,76	2,63	0,292	62,82
L75x75x5 [*]	5,76	75	5	9	4,5	7,34	2,01	5,30	2,84	2,63	0,292	50,75
L75x75x6	6,85	75	6	9	4,5	8,73	2,05	5,30	2,90	2,64	0,292	42,06
L75x75x7 [*]	7,93	75	7	9	4,5	10,1	2,10	5,30	2,96	2,65	0,292	36,88
L75x75x8	8,99	75	8	9	4,5	11,4	2,14	5,30	3,02	2,66	0,292	32,53
L75x75x10 [*]	11,1	75	10	9	4,5	14,1	2,22	5,30	3,13	2,69	0,292	26,43
L80x80x5 [*]	6,17	80	5	10	5,0	7,86	2,12	5,66	3,00	2,81	0,311	50,49
L80x80x6 ^{***}	7,34	80	6	10	5,0	9,35	2,17	5,66	3,07	2,81	0,311	42,44
L80x80x7 [*]	8,49	80	7	10	5,0	10,8	2,21	5,66	3,13	2,82	0,311	36,67
L80x80x8	9,63	80	8	10	5,0	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,311	32,34
L80x80x10	11,9	80	10	10	5,0	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,311	26,26
L90x90x6 ^{***}	8,28	90	6	10	5,0	10,5	2,42	6,36	3,42	3,16	0,351	42,44
L90x90x7	9,61	90	7	11	5,5	12,2	2,45	6,36	3,47	3,16	0,351	36,48
L90x90x8	10,9	90	8	11	5,5	13,9	2,50	6,36	3,53	3,17	0,351	32,15
L90x90x9	12,2	90	9	11	5,5	15,5	2,54	6,36	3,59	3,18	0,351	28,77
L90x90x10	13,4	90	10	11	5,5	17,1	2,58	6,36	3,65	3,19	0,351	26,07
L90x90x11 [*]	14,7	90	11	11	5,5	18,7	2,62	6,36	3,70	3,21	0,351	23,86
L100x100x6 ^{***}	9,26	100	6	12	6,0	11,8	2,64	7,07	3,74	3,51	0,390	42,09
L100x100x7 [*]	10,7	100	7	12	6,0	13,7	2,69	7,07	3,81	3,51	0,390	36,33
L100x100x8 [*]	12,2	100	8	12	6,0	15,5	2,74	7,07	3,87	3,52	0,390	32,00
L100x100x10 ^{***}	15,0	100	10	12	6,0	19,2	2,82	7,07	3,99	3,54	0,390	25,92
L100x100x12 ^{**}	17,8	100	12	12	6,0	22,7	2,90	7,07	4,11	3,57	0,390	21,86
L110x110x8 ^{***}	13,4	110	8	12	6,0	17,1	2,99	7,78	4,22	3,87	0,430	31,98
L110x110x10 ^{***}	16,6	110	10	13	6,5	21,2	3,06	7,78	4,33	3,88	0,429	25,79
L110x110x12 [*]	19,7	110	12	13	6,5	25,1	3,15	7,78	4,45	3,91	0,429	21,73

Annexe

Notations pages 205- 209 / Bezeichnungen Seiten 205- 209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte									Classification EN 1993-1-1: 2005		EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v		I _y	Pure compression					
	I _y	W _{pl,y} -W _{pl,z}	i _y	I _u	i _u	I _v	i _v		S ₂₃₅	S ₃₅₅				
kg/m	mm ⁴ x10 ⁶	mm ³ x10 ³	mm	mm ⁴ x10 ⁶	mm	mm ⁴ x10 ⁶	mm	mm ⁴ x10 ⁶						

L70x70x6	6,38	36,88	7,27	2,13	58,60	2,69	15,16	1,37	-21,72	2	3	✓		
L70x70x7	7,38	42,30	8,41	2,12	67,19	2,67	17,41	1,36	-24,89	1	2	✓		
L70x70x8	8,37	47,27	9,46	2,10	75,01	2,65	19,52	1,35	-27,75	1	1	✓		
L70x70x9	9,32	52,47	10,60	2,10	83,18	2,65	21,76	1,35	-30,71	1	1	✓		
L75x75x4	4,05	31,43	5,67	2,30	49,05	2,90	13,01	1,48	-18,42	4	4	✓		
L75x75x5	5,76	38,77	7,06	2,30	61,59	2,90	15,96	1,47	-22,82	3	3	✓		
L75x75x6	6,85	45,83	8,41	2,29	72,84	2,89	18,82	1,47	-27,01	2	3	✓		
L75x75x7	7,93	52,61	9,74	2,28	83,60	2,88	21,62	1,46	-30,99	1	3	✓		
L75x75x8	8,99	59,13	11,03	2,27	93,91	2,86	24,35	1,46	-34,78	1	1	✓		
L75x75x10	11,1	71,43	13,52	2,25	113,2	2,83	29,68	1,45	-41,75	1	1	✓		
L80x80x5	6,17	47,14	8,02	2,45	74,83	3,09	19,45	1,57	-27,69	3	4	✓		
L80x80x6	7,34	55,82	9,57	2,44	88,69	3,08	22,96	1,57	-32,87	3	3	✓		
L80x80x7	8,49	64,19	11,09	2,44	102,0	3,07	26,38	1,56	-37,81	1	3	✓		
L80x80x8	9,63	72,25	12,58	2,43	114,8	3,06	29,72	1,56	-42,52	1	2	✓		
L80x80x10	11,9	87,50	15,45	2,41	138,8	3,03	36,24	1,55	-51,27	1	1	✓		
L90x90x6	8,28	80,72	12,26	2,77	128,3	3,49	33,16	1,77	-47,57	3	4	✓		
L90x90x7	9,61	92,55	14,13	2,75	147,1	3,47	38,03	1,76	-54,52	3	3	✓		
L90x90x8	10,9	104,4	16,05	2,74	165,9	3,46	42,89	1,76	-61,50	1	3	✓		
L90x90x9	12,2	115,8	17,91	2,73	184,0	3,44	47,65	1,75	-68,19	1	2	✓		
L90x90x10	13,4	126,9	19,77	2,72	201,5	3,43	52,33	1,75	-74,59	1	1	✓		
L90x90x11	14,7	137,6	21,57	2,71	218,3	3,42	56,94	1,74	-80,70	1	1	✓		
L100x100x6	9,26	111,1	15,09	3,07	176,3	3,87	45,80	1,97	-65,25	3	4	✓		
L100x100x7	10,7	128,2	17,54	3,06	203,7	3,86	52,72	1,96	-75,48	3	3	✓		
L100x100x8	12,2	144,8	19,94	3,06	230,7	3,85	59,49	1,96	-85,35	2	3	✓		
L100x100x10	15,0	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,66	1,95	-104,0	1	2	✓		
L100x100x12	17,8	206,7	29,12	3,02	327,9	3,80	85,44	1,94	-121,3	1	1	✓		
L110x110x8	13,4	195,3	24,37	3,38	310,5	4,26	80,11	2,16	-115,2	3	3	✓		
L110x110x10	16,6	238,0	29,99	3,35	378,2	4,23	97,74	2,15	-140,2	1	3	✓		
L110x110x12	19,7	278,1	35,54	3,33	443,2	4,20	115,0	2,14	-164,1	1	1	✓		

Annexe

Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					A	Position des axes Position of axes Lage der Achsen					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h=b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm		z _{ey} mm x10 ¹	v mm x10	u ₁ mm x10	u ₂ mm x10	A m ² /m	A _c m ² /t	
L120x120x8 ^{***}	14,7	120	8	13	6,5	18,7	3,23	8,49	4,56	4,22	0,469	31,87	
L120x120x10 [®]	18,2	120	10	13	6,5	23,2	3,31	8,49	4,69	4,24	0,469	25,76	
L120x120x11 ^{4*}	19,9	120	11	13	6,5	25,4	3,36	8,49	4,75	4,25	0,469	23,54	
L120x120x12 ³	21,6	120	12	13	6,5	27,5	3,40	8,49	4,80	4,26	0,469	21,69	
L120x120x13 ^{5*}	23,3	120	13	13	6,5	29,7	3,44	8,49	4,86	4,28	0,469	20,12	
L120x120x15 ^{6*}	26,6	120	15	13	6,5	33,9	3,51	8,49	4,97	4,31	0,469	17,60	
L120x120x16 ^{6*}	28,3	120	16	13	6,5	36,0	3,55	8,49	5,02	4,32	0,469	16,58	
L130x130x10 ⁴	19,8	130	10	14	7,0	25,2	3,55	9,19	5,03	4,58	0,508	25,67	
L130x130x12 ⁷	23,5	130	12	14	7,0	30,0	3,64	9,19	5,15	4,60	0,508	21,59	
L130x130x13 ⁸	25,4	130	13	14	7,0	32,3	3,68	9,19	5,20	4,62	0,508	20,02	
L130x130x14 ^{8*}	27,2	130	14	14	7,0	34,7	3,72	9,19	5,26	4,63	0,508	18,68	
L130x130x16 ⁸	30,8	130	16	14	7,0	39,3	3,80	9,19	5,37	4,66	0,508	16,49	
L150x150x10 ^{7*}	23,0	150	10	16	8,0	29,3	4,03	10,61	5,71	5,28	0,586	25,51	
L150x150x12 ^{7*}	27,2	150	12	16	8,0	34,8	4,12	10,61	5,83	5,29	0,586	21,44	
L150x150x13 ^{8*}	29,5	150	13	16	8,0	37,6	4,17	10,61	5,89	5,30	0,586	19,87	
L150x150x14 ^{7*}	31,6	150	14	16	8,0	40,3	4,21	10,61	5,95	5,32	0,586	18,53	
L150x150x15 ^{7*}	33,8	150	15	16	8,0	43,0	4,25	10,61	6,01	5,33	0,586	17,36	
L150x150x16 ⁸	39,9	150	16	16	8,0	45,7	4,29	10,61	6,06	5,34	0,586	16,34	
L150x150x18 ^{8*}	40,1	150	18	16	8,0	51,0	4,37	10,61	6,17	5,37	0,586	14,63	
L150x150x20 ⁸	44,2	150	20	16	8,0	56,3	4,44	10,61	6,28	5,41	0,586	13,27	
L160x160x14 ⁷	33,9	160	14	17	8,5	43,2	4,45	11,31	6,29	5,66	0,625	18,46	
L160x160x15 ⁷	36,2	160	15	17	8,5	46,1	4,49	11,31	6,35	5,67	0,625	17,30	
L160x160x16 ⁸	38,4	160	16	17	8,5	49,0	4,53	11,31	6,41	5,69	0,625	16,28	
L160x160x17 ^{7*}	40,7	160	17	17	8,5	51,8	4,57	11,31	6,46	5,70	0,625	15,37	

Annexe

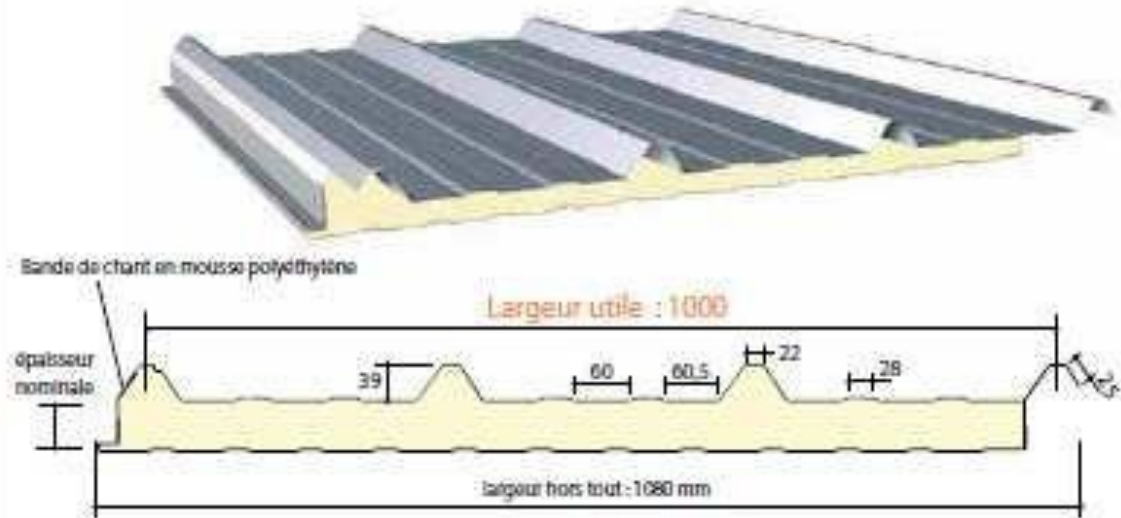
Notations pages 205- 209 / Bezeichnungen Seiten 205- 209

Designation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte									Classification EN 1993-1-1: 2005			EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v		Pure compression							
	G	$I_y = I_z$	$W_{pl,y} = W_{pl,z}$	$I_y = I_z$	I_u	I_v	I_u	I_v	I_{pl}	52.3.5	53.5.5	54.6.0			
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm	mm ⁴ x10 ⁴							

L 120x 120x 8	14,7	255,4	29,11	3,69	406,0	4,65	104,8	2,37	-150,6	3	4	4	✓	✓	✓
L 120x 120x 10	18,2	312,9	36,03	3,57	497,6	4,63	128,3	2,35	-184,6	2	3	3	✓	✓	✓
L 120x 120x 11	19,9	340,6	39,41	3,66	541,5	4,62	139,8	2,35	-200,9	1	3	3	✓	✓	✓
L 120x 120x 12	21,6	367,7	42,73	3,65	584,3	4,61	151,1	2,34	-216,6	1	3	3	✓	✓	✓
L 120x 120x 13	23,3	394,0	46,01	3,64	625,8	4,59	162,2	2,34	-231,8	1	1	3	✓	✓	✓
L 120x 120x 15	26,6	444,9	52,43	3,62	705,6	4,56	184,2	2,33	-260,7	1	1	1	✓	✓	✓
L 120x 120x 16	28,3	469,4	55,57	3,61	743,8	4,54	195,0	2,33	-274,4	1	1	1	✓	✓	✓
L 130x 130x 10	19,8	401,1	42,47	3,99	637,8	5,03	164,5	2,55	-236,7	3	3		✓		
L 130x 130x 12	23,5	472,2	50,44	3,97	750,6	5,00	193,7	2,54	-278,4	1	3		✓		
L 130x 130x 13	25,4	506,5	54,35	3,96	804,9	4,99	208,1	2,54	-298,4	1	2		✓		
L 130x 130x 14	27,2	540,1	58,70	3,95	857,8	4,98	222,3	2,53	-317,8	1	1		✓		
L 130x 130x 16	30,8	605,0	65,75	3,93	959,7	4,94	250,3	2,53	-354,7	1	1		✓		
L 150x 150x 10	23,0	624,0	56,91	4,62	992,0	5,82	256,1	2,96	-368,0	3	4	4	✓	✓	✓
L 150x 150x 12	27,3	736,9	67,75	4,60	1172	5,80	302,1	2,94	-434,9	3	3	3	✓	✓	✓
L 150x 150x 13	29,5	791,7	73,07	4,59	1259	5,79	324,6	2,94	-467,1	2	3	3	✓	✓	✓
L 150x 150x 14	31,6	845,4	78,33	4,58	1344	5,77	346,9	2,93	-498,5	1	3	3	✓	✓	✓
L 150x 150x 15	33,8	898,1	83,52	4,57	1427	5,76	369,0	2,93	-529,1	1	2	3	✓	✓	✓
L 150x 150x 16	35,9	949,7	88,65	4,56	1509	5,74	390,8	2,92	-558,9	1	2	3	✓	✓	✓
L 150x 150x 18	40,1	1050	98,74	4,54	1666	5,71	433,8	2,92	-616,1	1	1	2	✓	✓	✓
L 150x 150x 20	44,2	1146	108,6	4,51	1817	5,68	476,2	2,91	-670,2	1	1	1	✓	✓	✓
L 160x 160x 14	33,9	1034	89,50	4,89	1644	6,17	423,9	3,13	-609,9	2	3		✓		
L 160x 160x 15	36,2	1099	95,47	4,88	1747	6,16	450,9	3,13	-647,9	1	3		✓		
L 160x 160x 16	38,4	1163	101,4	4,87	1848	6,14	477,7	3,12	-685,0	1	2		✓		
L 160x 160x 17	40,7	1225	107,2	4,86	1947	6,13	504,2	3,12	-721,2	1	2		✓		

Mousse de Polyuréthane sans HCFC

COUVERTURE POUR LOCAUX A FAIBLE OU MOYENNE HYGROMETRIE



CARACTERISTIQUES DES MATIERES		NORMES
Matériau d'acier	S150 Q2	NF EN 10346
Type de protection	Galvanisé Prélaqué	NF EN 10149-1 XP P34300

pois = 12.5kg/ml

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							
POUR LE PONDÉRAL (kg/m ²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1	
ACOUSTIQUES	Isolément : Indica d'affaiblissement (50mm)	R _{rooc} : 25 dB(A) - R _{roote} : 22dB(A) - R _w (C,Ctr) : 25(-1;3) dB							
REACTION AU FEU	Euroclasses selon NF EN 13501-1	E1	D-s3, d0 chants couverts (exigence M3)						
		L1	Possibilité B-s3, d0 sur demande (exigence M1)						
THERMIQUES	Transmission thermique U _c (W/m ² .K)	Indice I3	0,88	0,67	0,55	0,46	0,35	0,28	0,24
		Indice I1	0,77	0,59	0,48	0,40	0,30	0,24	0,20
	Dépendtion linéique φ (W/m.K)		0,011	0,009	0,006	0,006	0,005	0,005	0,004
Le coefficient de transmission thermique moyen U _p doit être calculé selon les règles 7b et 7c suivantes pour les panneaux, d'après la formule suivante : $U_p = U_c + \frac{\phi \cdot l \cdot n}{A}$ U _c est le coefficient thermique en partie courante du panneau φ est le coefficient de dépendtion linéique correspondant à l'embelliment du panneau l est la longueur d'embelliment entre panneaux n est le nombre de liaisons φ est le coefficient de dépendtion ponctuel par liaisons (φ = 0,01 W/K) A est l'aire de la paroi									
DENSITE DE L'ISOLANT	40 kg/m ³ (± 5 kg/m ³)								
TYPÉ D'ISOLANT	Mousse de Polyuréthane sans HCFC (Hydro-Chloro-Fluoro-Carbone)								

* Micro standard

TABLEAU D'UTILISATION

Charges maximales admissibles en daN/m² en fonction des portées d'utilisation (pour épaisseurs de parements 0,50 - 0,50 mm)

2 APPUIS								3 APPUIS								
Épaisseurs nominales de l'âme								PORTÉE (m)	Épaisseurs nominales de l'âme							
120	100	80	60	40	20	10	20		30	40	50	60	80	100	120	
PRESSION						300	270	2,00							PRESSION	
DEPRESSION						240	240		DEPRESSION							
PRESSION						280	260	3,25							PRESSION	
DEPRESSION						220	220		DEPRESSION							
PRESSION						290	290	2,50	240	275					PRESSION	
DEPRESSION						220	190		190	190	190					DEPRESSION
PRESSION						260	260	3,75	195	225	260				PRESSION	
DEPRESSION						205	170		170	170	170					DEPRESSION
PRESSION						220	220	3,00	165	190	225	250	250		PRESSION	
DEPRESSION						190	190		155	155	155	155	190			DEPRESSION
PRESSION						195	195	3,25	140	165	190	220	220	220	PRESSION	
DEPRESSION						175	175		140	140	140	140	175	175	175	DEPRESSION
PRESSION						170	170	3,50	120	140	165	200	200	200	PRESSION	
DEPRESSION						160	160		130	130	130	130	160	160	160	DEPRESSION
PRESSION						150	150	3,75	105	125	145	180	180	180	PRESSION	
DEPRESSION						150	150		115	115	115	115	150	150	150	DEPRESSION
PRESSION						130	130	4,00	90	110	125	160	160	160	PRESSION	
DEPRESSION						140	140		105	105	105	105	140	140	140	DEPRESSION
PRESSION						110	110	4,25	75	85	110	150	150	150	PRESSION	
DEPRESSION						130	130		95	85	85	85	130	130	130	DEPRESSION
PRESSION						95	95	4,50	65	85	100	130	130	130	PRESSION	
DEPRESSION						120	120		90	90	90	90	120	120	120	DEPRESSION
PRESSION						80	80	4,75	60	75	90	120	120	120	PRESSION	
DEPRESSION						115	115		80	80	80	80	115	115	115	DEPRESSION
PRESSION						70	70	5,00	50	65	80	105	105	105	PRESSION	
DEPRESSION						110	110		75	75	75	75	110	110	110	DEPRESSION
PRESSION						60	60	5,25		55	70	95	95	95	PRESSION	
DEPRESSION						105	105		65	65	65	65	105	105	105	DEPRESSION
PRESSION								5,50	50	65	80	100	100	100	PRESSION	
DEPRESSION									60	60	60	60	100	100	100	DEPRESSION
PRESSION								5,75		55	70	95	95	95	PRESSION	
DEPRESSION									50	50	50	50	90	90	90	DEPRESSION

(Les panneaux sont fixés à chaque sommet de mesure et sur tous les appuis)

FILM DE PROTECTION

Un film polyéthylène adhésif de protection est appliqué en usine sur les parements extérieurs et intérieurs des panneaux. Celui-ci devra être enlevé au fur et à mesure de la pose et au plus tard 3 mois après la mise à disposition de la marchandise en usine.

PERÇAGES ET DÉCOUPES

Dans la mesure du possible, éviter toute découpe sur site.

Afin de limiter les risques de décoloration mèche-métal lors d'une opération de découpe, il est conseillé de poser le panneau sur des appuis de telle sorte que les parements extérieur et intérieur soient maintenus de part et d'autre de la découpe (matériel conseillé : scie à ruban).

Lors d'une opération de découpe, protéger la zone environnante afin d'éviter de détériorer le revêtement des panneaux. Après toute opération de découpe ou perçage, il conviendra de balayer immédiatement les panneaux afin d'éliminer toutes les scories ou copeaux.

CALEPINAGE

Avant toute commande, veillez apporter une attention particulière au calepinage qui sera garanti d'une mise en œuvre correcte et rapide. Un bon de commande se trouve à la fin de cette documentation afin de vous assister dans cette démarche.

Arval

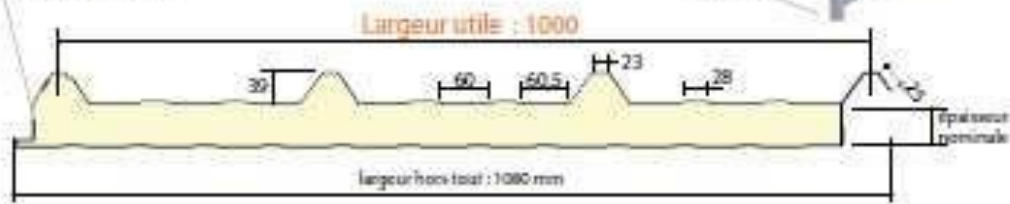
Panneaux sandwichs de bardage Ondatherm 1040 B

Bardage vertical pour locaux de faible à forte hygrométrie :
Finitions apparentes

CARACTERISTIQUES DES INGRESSANTS		NORMES
Nuance d'acier	S 200 GD	NF EN 10046
Type de protection	Galvanisé	NF EN 10346 P 34010
	Galvanisé-Protégé	NF EN 10169-1 EP P34010



Bande de chant en mousse polyéthylène



CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de (Dins) (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 - 200 - 300 mm							
PONDERALES (kg/m ²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1	
ACOUSTIQUES	Isolément : indice d'affaiblissement (50mm)	Rover: 25 dB(A) - Rnoir: 23dB(A) - Rw (C,C2): 25(-1)-3) dB							
REACTION AU FEU	Euroclasses selon NF EN 13501-1	☑	D-s3, d0 chants couverts (exigence M3)						
		☐	Possibilité B-s3, d0 sur demande (exigence M1)						
THERMIQUES	Transmission thermique U _c (W/m ² .K)	Indice I3	0,85	0,66	0,54	0,45	0,34	0,28	0,23
		Indice I1	0,75	0,58	0,47	0,39	0,30	0,24	0,20
	Déperdition linéique q (W/m.K)		0,010	0,008	0,005	0,006	0,005	0,004	0,004
Le coefficient de transmission thermique moyen U _p doit être calculé selon les règles 5.1.1, les valeurs perso-opaque, d'après la formule suivante : $U_p = U_c + \frac{q \cdot l_p + n \cdot \gamma}{A}$ U _c est le coefficient thermique en partie courante du panneau q est le coefficient de déperdition linéique correspondant à l'emboîtement du panneau l _p est la longueur d'emboîtement entre panneaux n est le nombre de fixations γ est le coefficient de déperdition ponctuel par fixation (γ = 0,01 W/K) A est l'aire de la paroi									
DENSITE DE L'ISOLANT	40 kg/m ³ (± 5 kg/m ³)								
TYPE D'ISOLANT	Mousse de Polyuréthane sans HCFE (Hydro-Chloro-Fluoro-Carbone)								

TABEAU D'UTILISATION

Charges maximales admissibles en daN/m² en fonction des portées d'utilisation (pour épaisseurs de parements 0,50 - 0,50 mm)

2 APPUIS						PORTÉE (m)	3 APPUIS								
Epaisseurs nominales de l'âme							Epaisseurs nominales de l'âme								
	120	100	80	60	50	40	30	40	50	60	80	100	120		
PRESSION					141	119	101							PRESSION	
DEPRESSION				156	142	128	96	3,00	149					DEPRESSION	
PRESSION				142	123	103	84	3,20	130	150	160			PRESSION	
DEPRESSION			151	139	124	109	84	3,40	97	119	133	148		DEPRESSION	
PRESSION			145	127	109	90	71	3,60	115	132	153	160		PRESSION	
DEPRESSION	158	158	133	124	109	94	74	3,80	86	107	120	132	127	DEPRESSION	
PRESSION	148	148	131	114	97	79	60	4,00	102	117	137	157	160	PRESSION	
DEPRESSION	135	135	120	111	96	81	66	4,20	78	97	108	119	121	123	DEPRESSION
PRESSION	134	134	119	103	87	70	52	4,40	91	104	123	142	160	160	PRESSION
DEPRESSION	131	131	109	99	85	71	59	4,60	72	88	98	108	115	122	DEPRESSION
PRESSION	120	120	107	93	78	63	45	4,80	81	93	111	129	160	160	PRESSION
DEPRESSION	117	117	97	90	76	63	54	5,00	66	79	89	99	110	120	DEPRESSION
PRESSION	108	108	97	85	71	56		5,20	73	83	100	118	157	160	PRESSION
DEPRESSION	105	105	88	81	69	56		5,40	61	72	81	90	105	119	DEPRESSION
PRESSION	98	98	88	78	64	51		5,60	67	75	91	108	144	160	PRESSION
DEPRESSION	94	94	79	74	62	50		5,80	55	65	74	83	100	117	DEPRESSION
PRESSION	89	89	80	71	59	46		6,00	61	68	84	99	126	153	PRESSION
DEPRESSION	85	85	72	68	56	45		6,20	48	60	68	77	96	115	DEPRESSION
PRESSION	81	81	74	66	54			6,40	56	62	77	92	111	131	PRESSION
DEPRESSION	78	78	66	62	51			6,60	42	55	63	71	85	100	DEPRESSION
PRESSION	74	74	68	61	50			6,80	51	57	71	85	99	112	PRESSION
DEPRESSION	71	71	60	57	47			7,00	37	50	58	65	75	86	DEPRESSION
PRESSION	69	69	62	56	46			7,20	47	52	66	80	88	97	PRESSION
DEPRESSION	65	65	55	53	43			7,40	32	46	53	60	68	75	DEPRESSION
PRESSION	63	63	58	52				7,60		48	61	75	81	88	PRESSION
DEPRESSION	60	60	51	49				7,80		43	49	56	62	68	DEPRESSION
PRESSION	59	59	54	49				8,00			57	70	75	82	PRESSION
DEPRESSION	55	55	47	46				8,20			46	52	57	63	DEPRESSION
PRESSION	54	54	50	46				8,40			53	66	71	77	PRESSION
DEPRESSION	51	51	44	43				8,60			43	49	53	58	DEPRESSION
PRESSION	51	51	47					8,80			50	62	67	72	PRESSION
DEPRESSION	47	47	41					9,00			40	45	50	54	DEPRESSION

(Les panneaux sont fixés à chaque sommet de nervure et sur tous les appuis)

FILM DE PROTECTION

Un film polyéthylène adhésif de protection est appliqué en usine sur les parements prélaqués extérieur et intérieur des panneaux. Celui-ci devra être enlevé au fur et à mesure de la pose et au plus tard 3 mois après la mise à disposition en usine de la marchandise.

PERÇAGES ET DECOUPES

Dans la mesure du possible, éviter toute découpe sur site.

Afin de limiter les risques de désolidarisation mouze-métal lors d'une opération de découpe, il est conseillé de poser le panneau sur des appuis de telle sorte que les parements extérieur et intérieur soient maintenus de part et d'autre de la découpe (matériel conseillé : scie sauteuse).

Lors d'une opération de découpe, protéger la zone environnante afin d'éviter de détériorer le revêtement des panneaux. Après toute opération de découpe ou perçage, il conviendra de balayer immédiatement les panneaux afin d'éliminer toutes limailles ou copeaux.

CALEPINAGE

Avant toute commande, veuillez apporter une attention particulière au calepinage qui sera garant d'une mise en œuvre correcte et rapide.

Un bon de commande se trouve à la fin de cette documentation afin de vous assister dans cette démarche.

Annexe

Abaque de pré-dimensionnement de la gorge a

