

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère De l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Faculté de Génie de la Construction.

Département De Génie civil.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme Master2 professionnel en Génie Civil
Option : Construction Métallique

Thème



Conception et calcul d'un
Hangar multiple avec deux
ponts roulants

Réaliser par :

- ✓ Mr MOULOUDJ Ramdane
- ✓ Mr LAHMEK Anis
- ✓ M^{elle} LAGAB Lynda

Dirigé par :

- ✓ Mr BENCHIHA

Promotion : 2018/2019

Remerciement

Remercions tout d'abord ALLAH le tout puissant de nous avoir gardé en Bonne santé afin de mener à bien réaliser ce projet de fin d'étude.

Nous tenons à remercier également nos familles pour les sacrifices qu'elles Ont fait pour nous. Surtout nos très chers parents

Nos infinis remerciements à notre promoteur Mr BENCHIHA pour son aide et Ses conseils avisés .et nous remercions aussi (Mr BOUJIMIA ; Mr LABIOD ; Mr DAHMANI ; Mr AKKOUCHE) pour tous leur remarques est conseils qui nous ont permis de présenter note Travail dans sa meilleure forme.

Nous remercions aussi tous les enseignants qui ont contribués à une bonne Formation durant notre cursus universitaire.

Nous remercions s'adressent aussi aux membres de jury qui ont accepté de Juger notre modeste travail.

Enfin nous tenons à remercier toutes les personnes qui nous ont aidés.

Dédicace

A mes chers parents

Je dédie ce mémoire à ma mère (Ouiza), ma tante (Sadia), ma deuxième mère (Aldjia) qui m'ont encouragé à allés de l'avant.

A la mémoire de mon père « Chabane » qui nous a quittés depuis quatre ans Allah yerahemu

Aucun mot, aucune dédicace ne souriait exprimer mon respect, Ma considération et l'amour éternel pour les sacrifices que vous avez déployés pour mes meilleures conditions.

Votre générosité et votre bonté ont toujours été un exemple pour moi. Trouvez en ce travail le fruit de votre dévouement et l'expression de ma gratitude et mon profond amour

A mes frères (Rabah, Mahdi) et mes sœurs (Kahina, Fatma, Dehbia et Samira), et tous mes beaux-frères, mes proches, mes cousins et mes cousines.

Sans oublies tous mes amies qui sont ici ou pays ou a l'exile A qui je dois ma reconnaissance, je vous remercie pour votre présence et votre soutiens.

Ramdane

Dédicace

*J'ai l'honneur de dédier ce travail à
Mon père « Ferhat », ma très chère mère « Aldjia ». Qui m'a
encouragé et soutenu tout au long de mon cursus, et aux quels je ne
rendrai jamais assez.*

*À toute ma famille
Mes sœurs (Nouara et Dyhia)
Mes amis (Nina et Fifi...)
Ma très chère cousine Lynda
Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la
Réalisation de ce travail.*

Lynda

Dédicace

C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail,

Je le dédie à :

*Mes très chers parents surtout ma mère pour leur soutien et aide
durant toute ma période d'étude, que dieu les gardes*

A toutes mes sœurs (Katia, Thafath, Lahna)

A Ma grande mère et mon oncle(Mehmed)

A Tous amis qui m'ont toujours encouragé et soutenue

A mes trinômes (Ramdane, Lynda) et toutes leurs familles

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la

*Réalisation de ce travail. Mes dédicaces vont également à la
promotion de GENIE CIVIL 2018-2019*

Amis

Introduction générale :	1
--------------------------------------	----------

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

<i>Introduction</i>	2
<i>I.1 Situation du projet :</i>	2
<i>I.2 Caractéristiques et données du projet :</i>	2
<i>I.3 Règlement et matériaux utilisés :</i>	5

CHAPITRE II: Etude climatique

1. Etude du vent

<i>Introduction :</i>	7
<i>II.1 Action du vent :</i>	7
<i>II.1.1 Direction du vent :</i>	7
<i>II.1.2 Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul :...</i>	8
<i>II.1.3 Détermination de la pression aérodynamique q_j :</i>	10
<i>II.1.3.1 Calcul de la pression dynamique q_{dyn} :</i>	10
<i>II.1.3.2 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :.....</i>	12
<i>II.1.3.2.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V_1) :</i>	13
<i>II.1.3.2.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V_2):.....</i>	17
<i>II.1.3.3 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :.....</i>	22
<i>II.1.3.3.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V_1) :</i>	23
<i>II.1.3.3.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V_2) :</i>	23

2. Action d'ensemble

<i>II.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (V_1):</i>	30
<i>II.1.1 Détermination de la force de frottement F_{fr}:</i>	30
<i>II.1.2 Calcul de la force de frottement :</i>	31
<i>II.1.3 Calculs de surface tributaires (projection horizontale V_1 perpendiculaire au pignon) :</i>	31
<i>II.1.4 Calcul de la stabilité d'ensembles :</i>	33
<i>II.1.5 Calcul du moment de renversement :</i>	35
<i>II.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (V_2) :</i>	36

II.2.1 Détermination de la force de frottement F_{fr} :	36
II.2.2 Calculs de surface tributaires (projection horizontal V2 perpendiculaire au long pan) :	37
II.2.3 Calcul de la stabilité d'ensembles :	38
II.2.4 Calcul du moment de renversement :	40
3. Etude de la neige	
Introduction :	41
II.1 Domaine d'application :	41
II.2 La charge de neige sur le sol.....	41
II.3 Coefficient de forme de la toiture :	42
II.4 Calcul des charges de neige sur la toiture :	42

CHAPITRE III: Pré-dimensionnement des éléments

Introduction :	43
1. Calcul des pannes	
III.1 Définition :	43
III.2 Principe de dimensionnement :	44
III.3 Evaluation des charges et surcharges :	45
III.4 Pré dimensionnement des pannes :	47
III.5 Combinaison des charges :	48
III.6 Vérification a la flexion bi-axiale à l'ELU:	50
III.7 Vérification de la flèche : (ELS).....	51
III.8 Vérification de la résistance à l'effort tranchant : (cisaillement)	52
III.9 Vérification au déversement (moment fléchissant) :	53
Conclusion :	55
2. Calcul des lisses de bardage :	
III.1 Définition :	56
III.2 Calcul pour un profilé UAP :	56
III.2.1 Evaluation de charge (sans le poids propre des lisses):	56
III.2.2 Combinaison de charge (sans le poids propre des lisses) ELS :	57
III.2.3 Evaluation de charge (avec le poids propre de l'UAP130):	58

III.2.4	Combinaison de charge (avec le poids propre de l'UAP130):	58
III.2.5	Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :	59
III.2.6	Vérification au déversement (cas de vent de pression) :	60
III.2.7	Vérification de la flèche à L'ELS :	60
III.2.8	Vérification aux efforts tranchant (Cisaillement) :	61
III.3	Vérification des lisses au long pont :	62
III.3.1	Evaluation de charge :	62
III.3.2	Combinaison de charge :	62
III.3.3	Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :	63
III.3.4	Vérification de la flèche à L'ELS :	63
III.3.5	Vérification aux efforts tranchant (Cisaillement) :	64
III.3.6	Vérification au déversement :	65
III.3.6.1	Calcul du moment de résistance au déversement $M_{b,rd}$:	65
III.3.6.2	Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :	65
III.4	Vérification des lisses au pignon :	66
III.4.1	Evaluation de charge :	66
III.4.2	Combinaison de charge :	66
III.4.3	Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :	67
III.4.4	Vérification de la flèche à L'ELS :	68
III.4.5	Vérification aux efforts tranchant (Cisaillement) :	68
III.4.6	Vérification au déversement :	69
III.4.6.1	Calcul du moment de résistance au déversement $M_{b,rd}$:	69
III.4.6.2	Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :	69
	Conclusion :	70

3.Calcul des potelets

III.1	Hypothèse de calcul :	71
III.2	Détermination des sollicitations :	71
III.3	Dimensionnement des potelets :	71
III.4	Evaluation des charges :	72
III.4.1	Détermination de la section de potelet :	72
III.5	Vérification à la flèche :	73

<i>III.6 Vérification de la section à la résistance</i> :.....	73
<i>III.6.1 Incidence de l'effort tranchant</i> :	73
<i>III.6.2 Incidence de l'effort normal</i> :	74
<i>III.6.3 Vérification à la flexion</i> :	74
<i>III.7 Vérification de l'élément aux instabilités</i> :	75
<i>III.7.1 Flexion composée avec risque de flambement:</i>	75
<i>III.7.2 Flexion composée avec risque de versement:</i>	76
<i>Conclusion</i> :	79
<i>Conclusion générale</i> :	80

CHAPITRE IV :Etudes du pont roulant

<i>Introduction</i> :.....	81
<i>IV.1 Coefficients</i> :.....	82
<i>IV.2 Etude de la poutre de roulement « PDR »</i> :	82
<i>IV.2.1 Réactions d'un galet du pont roulant en charge</i> :.....	83
<i>Charge statique (réactions verticales)</i> :.....	83
<i>IV.2.2 Charges à considérer:</i>	86
a) <i>Charges permanents:</i>	86
b) <i>Charges roulettes</i> :.....	86
c) <i>Charges mobiles appliqués sur la passerelle</i>	86
<i>IV.2.3 Pré-dimensionnement de la poutre de roulement</i>	87
<i>IV.2.4 Choix des rails</i> :	87
<i>IV.2.5 Dimensions des rails du pont roulant</i> :	88
<i>IV.2.6 Vérification de la flèche verticale:</i>	88
<i>IV.2.7 Déterminations des efforts</i> :	89
<i>IV.2.8 Vérification de la section transversale</i> :	94
a) <i>L'incidence de l'effort tranchant avec le moment fléchissant</i>	94
b) <i>Incidence de l'effort normal</i>	94
<i>IV.2.9 Vérification de l'élément aux instabilités</i> :	95
<i>IV.2.10 Vérification de la flexion compose avec risque de flambement</i> :..	97
<i>IV.2.11 Vérification de la flexion compose avec risque de déversement</i> : .	97
<i>IV.2.12 Vérification de la poutre au voilement</i> :	97
<i>IV.2.13 Vérification de la poutre au cisaillement</i>	97
<i>IV.2.14 Vérification de contrainte de cisaillement</i>	98

<i>Conclusion</i> :	99
<i>IV.3 Calcul du support du chemin de roulement</i> :	99
<i>IV.3.1 Pré-dimensionnement du support</i> :	99
<i>IV.3.2 Calculs des sollicitations internes</i> :	101
<i>IV.3.3 Vérification de la flexion bi-axiale</i> :	102
<i>IV.3.4 Vérification au déversement</i> :	102
a) <i>Calcul du moment de résistance au déversement $M_{b,rd}$</i> :	102
b) <i>calcul du l'élanement réduit λ_{LT}</i>	102
<i>IV.3.5 Vérification de la flèche</i> :	103
<i>IV.3.6 Vérification aux efforts tranchant (cisaillement)</i> :	104
<i>Conclusion</i> :	104

CHAPITRE V : Etude sismique

<i>Introduction</i> :	105
<i>V.1 Méthode statique équivalente</i> :	106
<i>V.1.1 Principe de la méthode</i> :	106
<i>V.1.2 Evaluation de la force sismique</i> :	106
a) <i>Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen D</i> :.....	106
b) <i>Détermination du coefficient d'accélération de zone (A)</i> :	107
c) <i>Détermination du coefficient de comportement « R »</i> :	107
d) <i>Détermination du facteur de qualité « Q »</i> :.....	107
e) <i>Détermination du poids total de la structure</i> :.....	108
f) <i>Calcul de la force sismique</i> :	110
<i>V.2 Distribution des forces sismiques</i> :	110
<i>V.2.1 Distribution sur la hauteur</i> :.....	110
<i>Conclusion</i> :	111

Chapitre VI: Calcul des Contreventement

<i>Introduction</i> :	112
<i>VI.1 Dispositions des contreventements</i> :	112
<i>VI.2 Calcul de la poutre au vent en pignon</i> :	113
<i>VI.2.1 Effort du vent sur les pignons</i> :	113

VI.2.2 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :.....	114
a) Les efforts appliqués sur la poutre au vent sont :	115
b) Effort de traction dans les diagonales :.....	116
c) Section de la diagonale :.....	117
VI.2.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette :.....	117
VI.2.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :	118
a) Flexion composée déviée (bi axiale) :	118
b) Vérification s'il y'a interaction entre le moment résistant et l'effort normal	120
VI.2.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités :	121
Conclusion :	125
VI.3 Calcul de la palée de stabilité en long pan :.....	125
VI.3.1 Vérification à la résistance ultime de la section nette :.....	127
Conclusion.....	127

CHAPITRE VII : Etude de portique

Introduction :.....	128
VII.1 Calcul de portique.....	128
VII.2 Données géométriques des nœuds :	129
VII.3 Données géométriques des barres :.....	131
VII.4 Bilan des charges :.....	133
VII.4.1 Charges permanentes.....	133
VII.4.1.1 Diagrammes des efforts interne sous G :	133
VII.4.2 Charges d'exploitation :	134
VII.4.2.1 Diagrammes des efforts interne sous Q :	135
VII.4.3 charge du pont roulant :	136
VII.4.3.1 Diagrammes des efforts interne sous la charge pont roulants :	136
VII.4.4 Charge des charges climatique :	137
VII.4.4.1 cas du vent.....	137
VII.4.4.2 Diagrammes des efforts interne sous la charge du vent :	137
VII.4.4.3 Cas de la neige :	138

VII.4.4.4 Diagrammes des efforts interne sous la charge de neige :....	138
VII.4.5 charge sismique :	139
VII.4.5.1 Diagrammes des efforts interne sous l'effort sismique :	139
VII.5 Tableaux des résultats :	141
VII.5.1 combinaison de charges :	141
VII.5.2 Réactions extrêmes par rapport au Repère global :.....	142
VII.5.3 Déplacements Extrêmes des nœud :.....	142
VII.5.4 Les Efforts extrêmes :.....	142
VII.5.5 Les Contrainte extrêmes :	143
VII.5.6 Flèches extrêmes :.....	143
VII.6 Note de calcul détaillé donné par robot :	144

CHAPITRE VIII : Calcul des assemblages

Introduction :	156
VIII.1 Assemblage poteau-traverse :	156
VIII.1.1 Détermination des efforts dans les boulons :	158
VIII.1.1.1 Calcul de la hauteur de la partie comprimée :	158
VIII.1.1.2 Effort de précontrainte dans le boulon.....	159
VIII.1.2 Vérification de l'assemblage a la flexion :.....	159
VIII.1.2.1 Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :.....	159
VIII.1.3 Vérification de l'assemblage au cisaillement :	160
VIII.1.3.1 Calcul de l'effort tranchant par boulon :.....	160
VIII.1.3.2 Calcul de l'effort résistant par boulon :.....	160
VIII.1.4 Vérification de l'assemblage au poinçonnement :	160
VIII.1.5 Vérification de l'assemblage à la pression diamétrale :.....	161
VIII.2 Assemblage de fâitage :	162
VIII.2.1 Détermination des efforts dans les boulons :	164
VIII.2.1.1 Calcul de la hauteur de la partie comprimée :	164
VIII.2.1.2 Effort de précontrainte dans le boulon.....	165
VIII.2.2 Vérification de l'assemblage a la flexion :.....	165
VIII.2.2.1 Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :.....	165
VIII.2.3 Vérification de l'assemblage au cisaillement :	165
VIII.2.3.1 Calcul de l'effort tranchant par boulon :.....	165

VIII.2.3.2 Calcul de l'effort résistant par boulon :.....	166
VIII.2.4 Vérification de l'assemblage au poinçonnement :	166
VIII.2.5 Vérification de l'assemblage à la pression diamétrale :.....	167
VIII.3 Assemblage du contreventement :	168
A. Assemblage de la diagonale sur le gousset :	168
VIII.3.1 Vérification de l'assemblage à la pression diamétrale :.....	170
VIII.3.2 Vérification de l'assemblage vis-à-vis de la rupture de la section nette :.....	171
VIII.3.3 Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs :.....	171
VIII.3.4 Dimensionnement du cordon de soudure	171
B. Assemblage de la diagonale sur le gousset au niveau du nœud de portique :	172
VIII.3.1 Distribution de l'effort normale sur les boulons :.....	173
VIII.3.2 Dimensionnement des boulons :	173
VIII.3.3 Disposition géométrique :	173
VIII.3.4 Vérification de l'Assemblage trop long :.....	173
VIII.3.5 Vérification à la pression diamétrale :.....	173
VIII.3.6 Vérification de l'assemblage vis-à-vis de la rupture de la section nette :.....	174
VIII.4 Assemblage poteau-support de chemin de roulement :.....	175
VIII.4.1 Détermination des efforts dans les boulons :	176
VIII.4.1.1 Calcul de la hauteur de la partie comprimée :	176
VIII.4.2 Dimensionnement des boulons :	177
VIII.4.3 Vérification de l'assemblage a la flexion :.....	178
VIII.4.3.1 Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :.....	178
VIII.4.4 Vérification d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction:..	178
VIII.4.4.1 Calcul de l'effort tranchant par boulon :.....	178
VIII.4.4.2 Calcul de l'effort résistant par boulon :.....	179
VIII.4.5 Vérification de l'assemblage au poinçonnement :	179
VIII.4.6 Vérification de l'assemblage à la pression diamétrale :.....	180
VIII.5 Assemblage des pieds de poteaux :.....	181
Introduction :.....	181
VIII.5.1 Vérification de la plaque d'assise (platine) :	183
VIII.5.2 Vérification des tiges d'ancrage :	183

CHAPITRE IX : Etude des fondations

<i>Introduction :</i>	185
<i>IX.1 Charges à considérer :</i>	185
<i>IX.2 Vérification de la contrainte du sol :</i>	185
<i>IX.2.1 Calcul de l'excentricité e_0:</i>	185
<i>IX.2.2 Vérification des contraintes :</i>	186
<i>IX.3 Ferrailage de la fondation :</i>	187
<i>IX.3.1 Détermination des armatures :</i>	187
<i>IX.3.2 Condition de non fragilité :</i>	188
<i>IX.4 Calcul des longrines :</i>	189
<i>Introduction :</i>	189
<i>IX.4.1 Armature longitudinales en traction simple :</i>	189
<i>Vérification de la condition de non fragilité :</i>	189
<i>IX.4.2 Armatures transversales :</i>	189
<i>IX.5 Vérification de la flèche :</i>	190
<i>Conclusion Générale :</i>	191
<i>Référence Bibliographique :</i>	192
<i>ANNEXE:</i>	192

Introduction générale :..... 1

Introduction générale :

Le domaine de construction est très vaste, il est envisagé en plusieurs manières de conception et d'exécution. Il diffère selon les matériaux constitutifs et les types des structures, mais le but de ces études reste le même qui est de concevoir des bâtiments capables de résister aux efforts qui lui sont appliqués, et aux multiples phénomènes naturels (séisme, vent extrême ...etc.).

La structure assure principalement le cheminement des efforts extérieurs appliqués jusqu'aux fondations. La connaissance de ce cheminement est essentielle quant à l'étude des éléments constitutifs de la structure ainsi que de leurs liaisons.

Pour ces nouvelles techniques de construction, l'acier est le matériau le plus utilisé et cela pour ses nombreux avantages à savoir : la fiabilité, la capacité portante, la rapidité d'exécution et ses propriétés mécaniques qui nous permettent de concevoir des poutres de très grande portée.

Dans ce contexte, notre choix de projet de fin d'étude de Master s'est porté sur l'étude d'un ouvrage en ossature métallique. Cet ouvrage est un hangar multiple métallique, implanté à Tizi-Ouzou.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Introduction

Notre projet consiste à faire l'étude et la conception de l'ossature d'un hangar multiples en charpente métallique de forme rectangulaire avec toiture à versants multiples, couvrant une surface de 4566.6 m² destiné pour la fabrication industrielle.

I.1 Situation du projet :

L'ouvrage sera implanté à la zone industrielle, CHALAOUATI, Commune: OUEGUENOUN, Wilaya: Tizi-Ouzou qui est classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (III). Site plat.

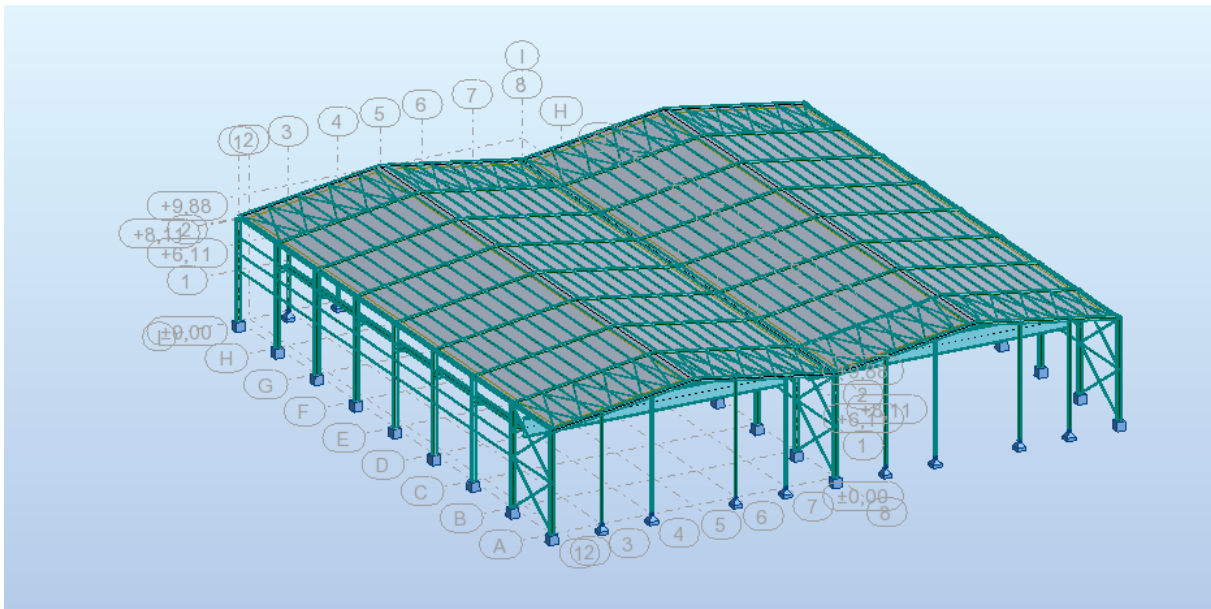


Figure I.1 : Vue d'ensemble du projet

I.2 Caractéristiques et données du projet :

A. Les dimensions géométriques :

- ✚ Hauteur total $H = 9.88$ m
- ✚ Longueur $L = 96.75$ m
- ✚ Largeur $l = 47.2$ m
- ✚ Niveau du pont roulant $h = 6.11$ m
- ✚ Hauteur total des poteaux $h = 8.11$ m
- ✚ Distance entre portique $D = 6$ m
- ✚ Toiture a multiples versants avec une pente de 15% et de 8.53°.

- ✚ Un joint de rupture de 15cm, qui se trouve au milieu du long pan à une distance de 48m.

B. Ossature et stabilité de la structure :

La structure est constituée de 36 portiques métalliques. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale est assurée par des palées de stabilités.

C. La toiture :

La toiture est en charpente métallique à multiples versants. Elle est constituée de bacs de couverture reposant sur des pannes en IPE, et de poutre au vent.

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, ils sont constitués :

- ✓ 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 aisés.

Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages, on citera :

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

Toute fois elles présentent un point faible qui réside dans l'étanchéité des joints.

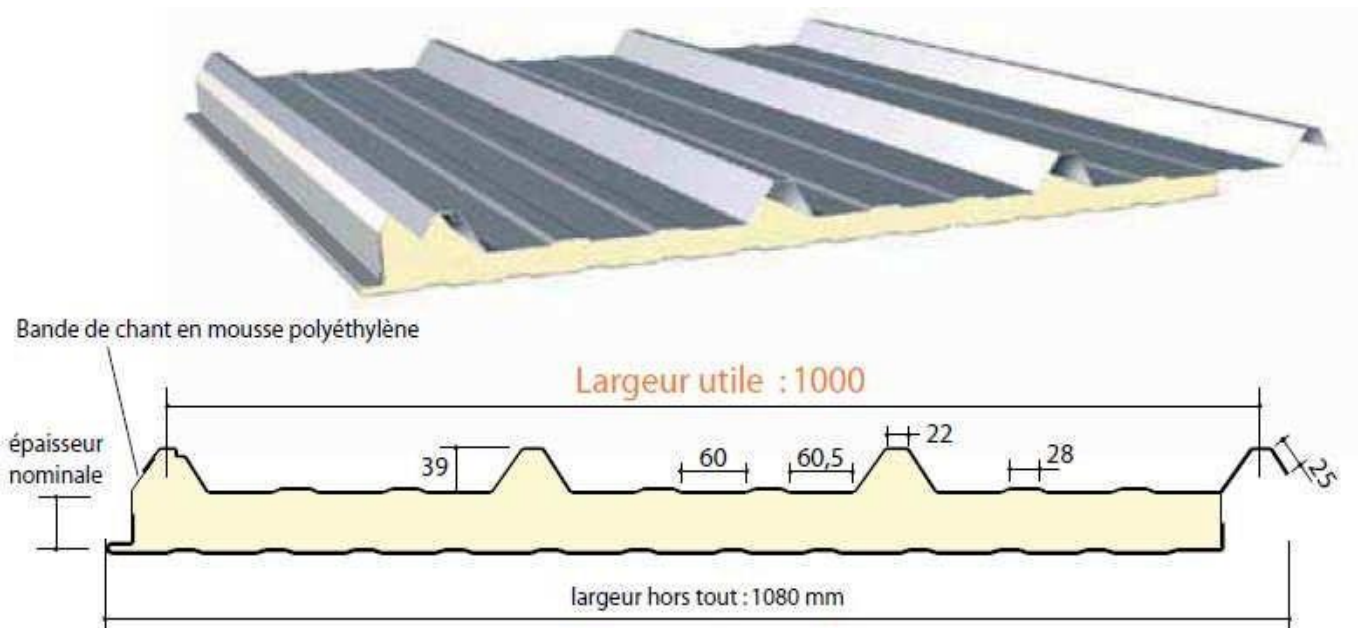


Figure I.2 : Panneau sandwich.

D. Les façades :

Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwichs fixés aux lisses de bardages.

E. Matériaux utilisés :

a) Acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous – sol (mines de fer et de carbone).

Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur à 1%).

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui leur sont associés :

- Soit involontairement : phosphore, soufre...qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.

- Ou bien volontairement : ce sont notamment le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, etc. qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...etc.).

On parle, dans ces cas, d'acier allié.

1. Propriétés de l'acier :

Résistance : *les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement (EUROCODE 03). La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est de l'acier S235.*

Ductilité : *l'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :*

- ✓ *Le rapport $f_u/f_y > 1,2$.*
- ✓ *La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$).*
- ✓ *A la rupture, l'allongement relatif ultime ϵ_u doit être supérieur ou égal à 15%.*

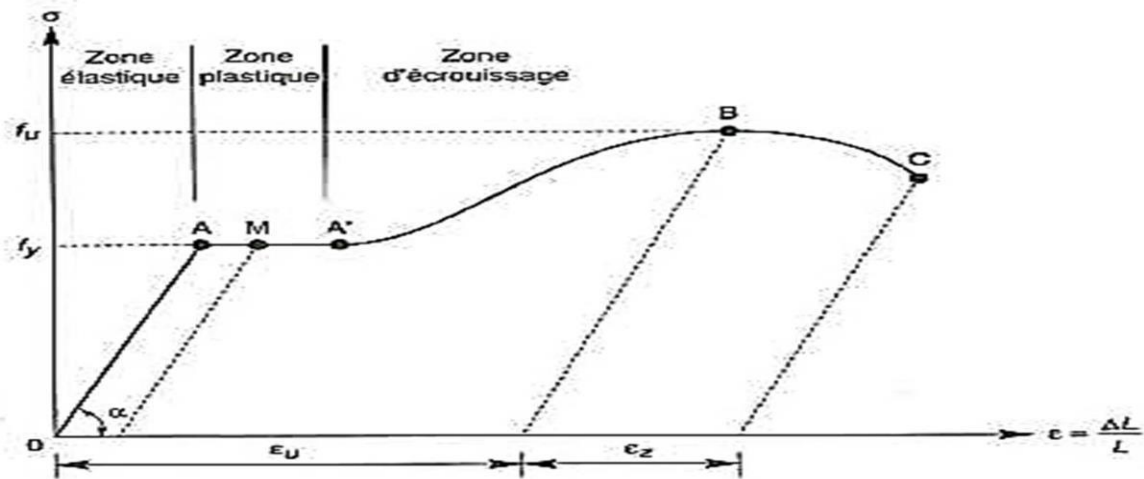


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).

2. Propriétés mécaniques de l'acier : (§ 3.2.3 CCM97) :

- ✚ Nuance d'acier S 235
- ✚ La limite élastique $f_y = 235 \text{ MPa}$
- ✚ La résistance à la traction $f_u = 360 \text{ MPa}$
- ✚ La densité volumique $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- ✚ Module d'élasticité longitudinale $E = 210000 \text{ MPa}$
- ✚ Module d'élasticité transversale $G = 84000 \text{ MPa}$
- ✚ Coefficient de Poisson $\nu = 0,3$

b) Le Béton :

Pour la réalisation des fondations, le béton est un mélange de sable, ciment, gravier et d'eau.

Sa composition diffère selon la résistance voulue. Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression.


Dans notre structure, le béton utilisé pour les fondations, il a les caractéristiques suivantes :


- ✚ Masse volumique normale : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- ✚ La résistance à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- ✚ La résistance à la traction : $f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$

I.3 Règlement et matériaux utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- ✚ DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- ✚ DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- ✚ DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES « RPA99/VERSION 2003 ».
- ✚ DTR. C.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV2013 ».

 ***BAEL91 : Calcul des Structures en béton.***

 ***EUROCODE 3 : Calcul des structures métalliques***

CHAPITRE II: Etude climatique

1. Etude du vent

Introduction :

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au Règlement Algérien Neige et Vent (RNV2013).

II.1 Action du vent :

Tout ouvrage en construction métallique doit résister à différentes actions horizontales et verticales. Parmi les actions horizontales on peut citer le vent.

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013. Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

II.1.1 Direction du vent :

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Notre projet est un hangar à multiples versants de forme rectangulaire et symétrique. Il a les caractéristiques géométriques suivantes :

Les caractéristiques géométriques du hangar multiples :

-  *La longueur $l=96.75m$.*

- + La largeur $b= 47.2\text{ m}$
- + La hauteur des parois verticales $h= 8.11\text{m}$
- + La hauteur totale $H= 9.88\text{ m}$.
- + La hauteur de la toiture $h= 1.77\text{m}$
- + La pente des multiples versants est égale à $\alpha=8.53^\circ$ soit 15%.

Les surfaces :

- + Surface d'un pignon $(47.2 \times 8.11) + 1.77 \times 23.6) = 424.56\text{m}^2$
- + Surface d'un long-pan $(96.75 \times 8.11) = 784.64\text{m}^2$
- + Surface d'un versant de la toiture $(11.93 \times 96.75) = 1154.42\text{ m}^2$

Les ouvertures :

a) Pignon :

- + 1^{er} hall : porte coulissante $(6.8 \times 6)\text{ m}$
- + 2^{eme} hall : porte coulissante $(6.8 \times 6)\text{ m}$

b) Long pan :

- + 15 impostes $(5.7 \times 0.8)\text{ m}$
- + Deux petites portes $(1.2 \times 2.4)\text{ m}$
- + Une porte $(5.7 \times 6)\text{ m}$

Les deux directions principales du vent :

- + (Sens V1) : le vent perpendiculaire au pignon.
- + (Sens V2) : le vent perpendiculaire au long-pan.

II.1.2 Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul :

a) Effet de la région :

Le projet est situé à Tizi-Ouzou, et selon le RNV2013 la wilaya de Tizi-Ouzou est classée en zone III, et la pression dynamique de référence est donnée comme suit :

$$q_{ref} = 375\text{ N/m}^2 \quad (\text{Tableau 2.2, chapitre2 RNVA2013})$$

b) Catégorie du terrain :

Notre structure elle est implantée à la commune de **OUEGUENOUN** et selon le règlement RNV2013 le terrain est de catégorie 3:

Catégorie de terrain (Tableau 2.4, chapitre2 RNV 2013)

Catégorie de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
3	0.215	0.3	8	0.61

Tableau II.1 : Paramètres de la catégorie de terrain 3.

K_T : facteur de terrain

Z_0 : paramètre de rugosité

Z_{min} : hauteur minimale

ϵ : Coefficient dynamique

La pression due au vent est donnée par la formule suivante :

$$Q_j = C_d \times (z) \quad \text{R.N.V.2013}$$

c) Coefficient de topographie C_T :

Dans notre cas, on a un site plat, donc le coefficient de topographie C_T est égal à :

$$C_T = 1 \quad (\text{\S 2.4.5.2, chapitre2 RNV 2013}).$$

d) Calcul du coefficient dynamique C_d :

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

C_d est donné en fonction des dimensions de la structure (la hauteur et la largeur), ainsi que du matériau constituant la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à **15m**

$$(H = 9.88m).$$

$$\text{On prend : } C_d = 1 \quad (\text{\S 3.2, chapitre2 RNV 2013}).$$

$$\text{On a : } C_d < 1,2$$

Donc : la construction est peu sensible aux excitations dynamiques.

II.1.3 Détermination de la pression aérodynamique q_j :

D'après le règlement, les pressions q_j sont calculées par la formule suivante :

$$q_j = q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ (N/m}^2\text{)} \quad \text{(D'après RNVA 2013 Chap. 2, Formule 2.6)}$$

q_{dyn} : Pression dynamique du vent (N/m²)

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

II.1.3.1 Calcul de la pression dynamique q_{dyn} :

La pression dynamique qui s'exerce sur un élément de surface j pour une structure permanente est donnée par la formule suivante :

$$q_{zj} = q_{ref} \times z_j \text{ (N/m}^2\text{)} \quad \text{(Chapitre 2 RNVA 2013, Formule 2.1)}$$

C_e : coefficient d'exposition au vent.

Z_j : hauteur de référence.

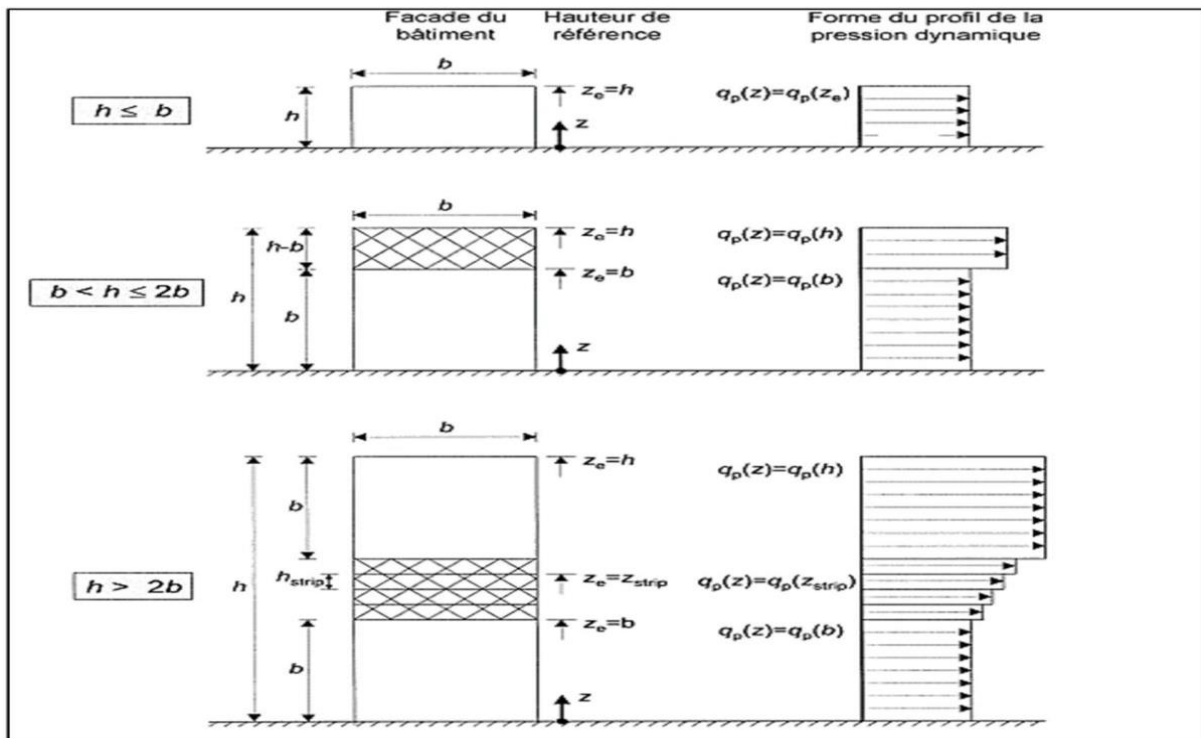


Figure II.1 : Hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique.

a) Hauteur de référence Z_e :

✓ Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, Z_e est déterminée comme indiqué par la figure 2.1 du RNVA 2013.

Comme notre cas la hauteur des parois $h=8.11m$, et la largeur $b=47.2m$

$$h \leq b \quad \longrightarrow \quad Z_e=h=8.11m$$

✓ Pour les toitures, et selon RNVA 2013 (Chap. 2 article 2.3.2); Z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments :

$$Z_e=H=9.88m$$

b) Coefficient d'exposition C_e :

Dans notre cas on a un site plat ($C_T=1$), et un terrain de catégorie 3.

Alors les valeurs des coefficients d'expositions C_e sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $Z=5m$ et $Z=10m$ tirées du (tableau 2.3, chapitre2, RNVA2013).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x)-f(x_0)}{x-x_0} (x - x_0) \dots\dots\dots \text{La formule d'interpolation}$$

AN :

$$f(x) = 1.276 + \frac{1.703-1.276}{10-5} (8.11 - 5)$$

$$f(x) = 1.542$$

$$f(x) = 1.276 + \frac{1.703-1.276}{10-5} (9.88 - 5)$$

$$f(x) = 1.693$$

Niveau	Z(m)	$C_e(z)$
Parois verticales	8.11	1.542
Toiture	9.88	1.693

Tableau II.2 : Les valeurs du Coefficient d'exposition C_e en fonction de Z.

c) Calcul de la pression dynamique de pointe :

$$q_{zj} = q_{ref} \times z_j \quad (N/m^2)$$

Niveau	$q_{ref}[N/m^2]$	$C_e(z)$	$q_{dyn(ze)}[N/m^2]$
Parois verticales	0.375	1.542	0.578
Toiture : ($Z_e= 9.88m$)	0.375	1.693	0.635

Tableau II.3 : Les valeurs de pression dynamique de pointe $q_{dyn(ze)}$

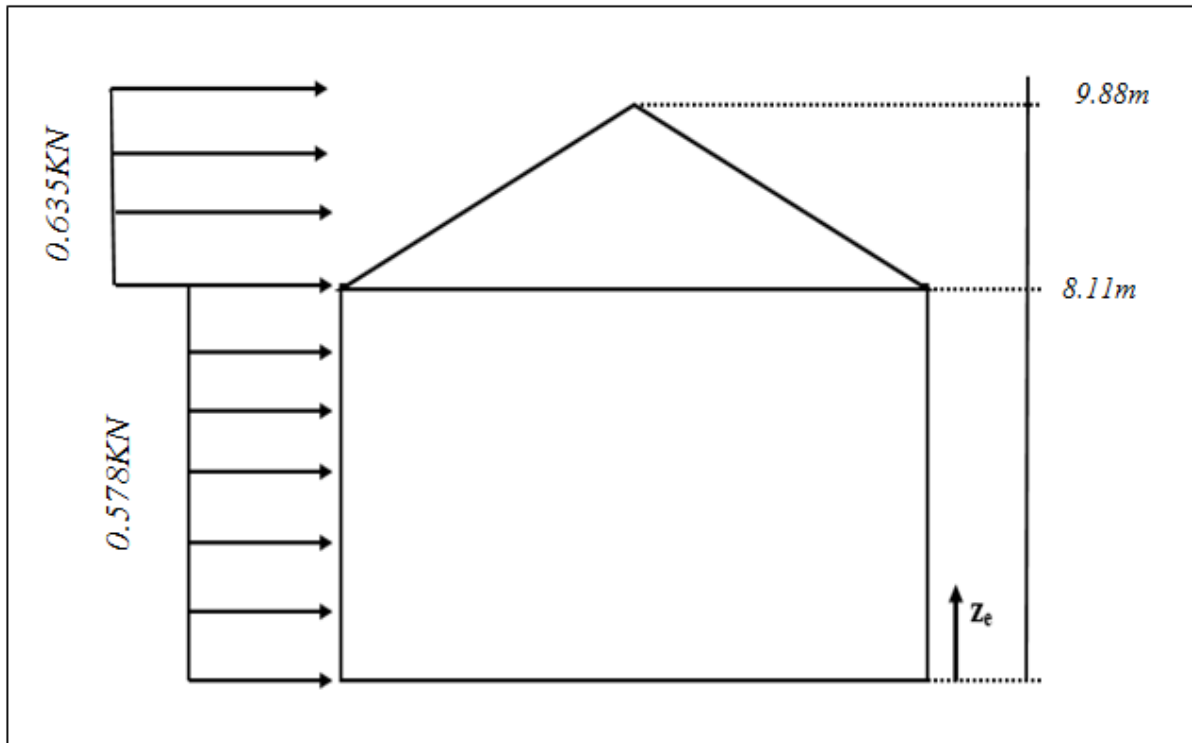


Figure II.2: La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Z_e

II.1.3.2 Détermination des coefficients de pression extérieure

C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m^2 et 10 m^2 auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$

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

- $C_{pe} = C_{pe1} \rightarrow S \leq 1 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{(s)} \rightarrow 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe10} \rightarrow S \geq 10 \text{ m}^2$

Tel que :

S : est la surface chargée de la paroi considérée en m^2 .

(Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1).

II.1.3.2.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

a) Calcul de C_{pe} pour les parois verticales :

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

Pour le sens V1 :

$$\left. \begin{array}{l} d=96.75m \\ b=47.2m \\ h=9.88m \end{array} \right\} e = \min [b, 2h] = \min [47.2, 19.76] = 19.76m \rightarrow e=19.76 m.$$

Et on a : et $d > e \rightarrow \frac{e}{5} = 3.95; \frac{4e}{5} = 15.81m ; d-e=76.99m$

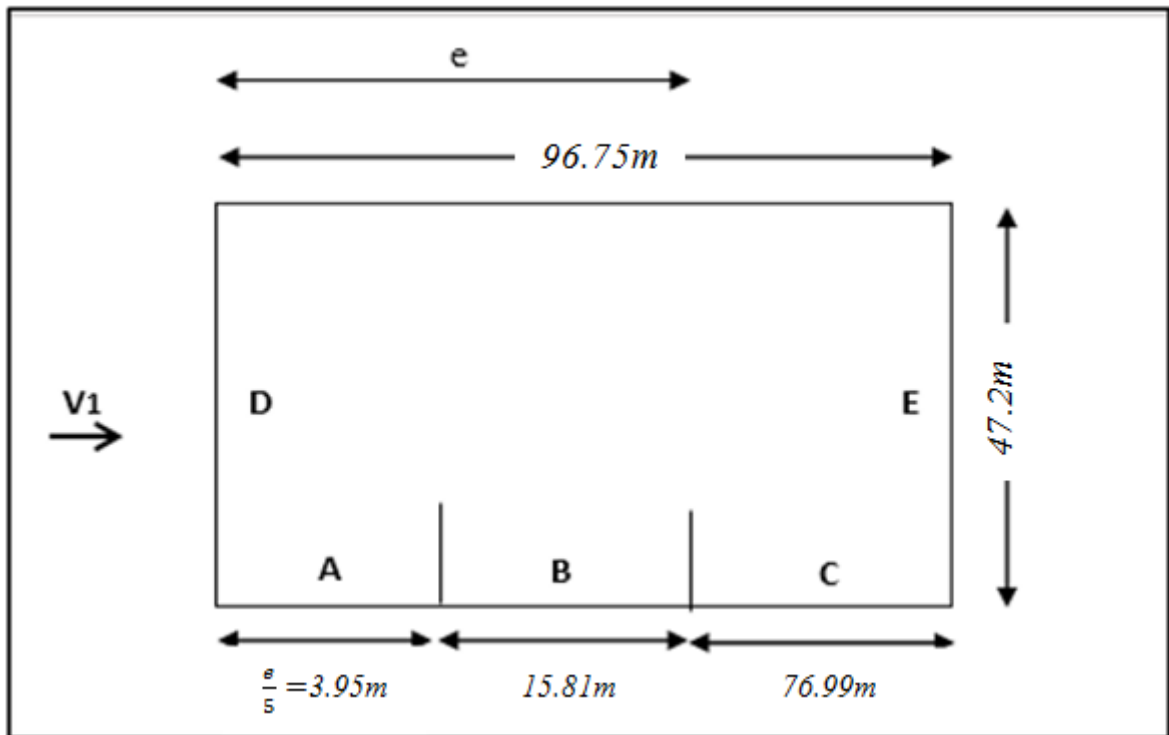


Figure II.3 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V_1

Zone	A	B	C	D	E
Surface (en m^2)	3.95×8.11 =32.035	15.81×8.11 =128.219	76.99×8.11 =624.389	$(47.20 \times 8.11) +$ $[(1.77 \times 11.8)^2]$ =424.564	$D=E$ =424.564

Tableau II.4 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (S en m^2).

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à $10m^2$

Donc :

$C_{pe} = C_{pe10}$ pour chaque zone (Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1.2).

✓ Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 :

On va déterminer les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone :

Zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau II.5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V_1

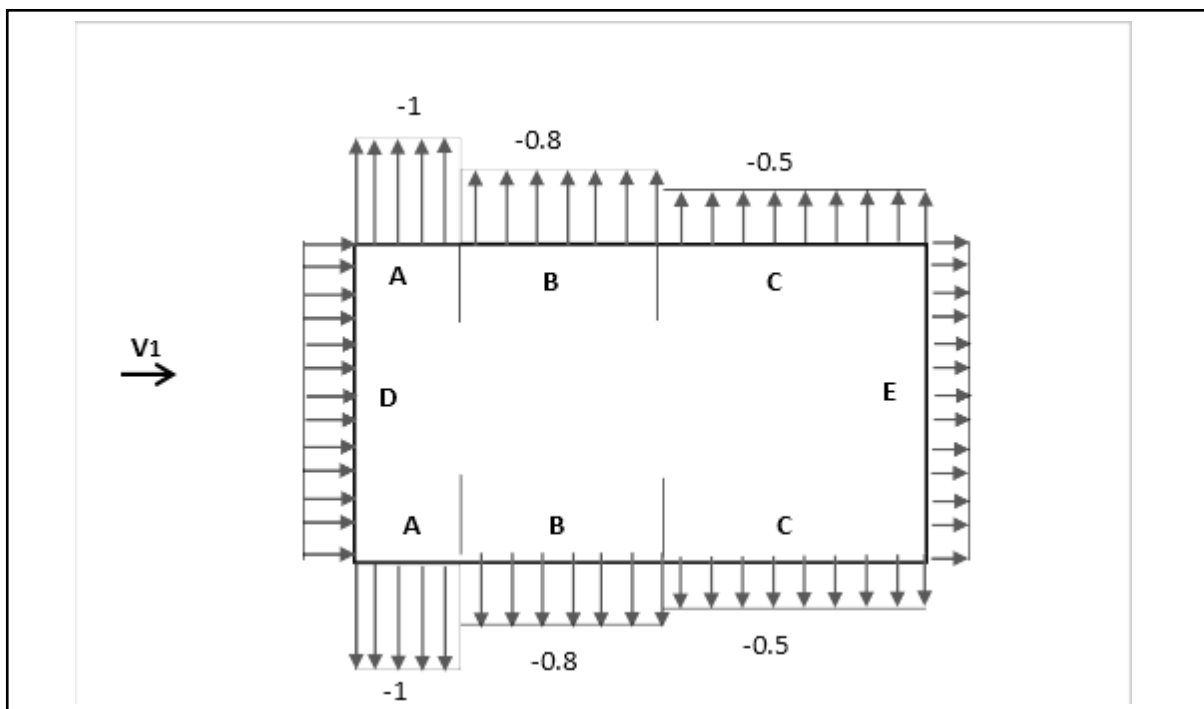


Figure II.4 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V_1 .

b) Calcul de C_{pe} pour la toiture :

La direction du vent est définie par l'angle θ , et dans notre cas :

✓ Le vent est perpendiculaire au pignon (sens V_1) et parallèle aux génératrices donc ;

$\theta = 90^\circ$ (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).

✓ La toiture est à deux versants avec une pente de 15% ce qui nous donne un angle de $\alpha = 8.53^\circ$ (comme la figure 5.4 du RNVA2013).

Pour $\theta=90^\circ$, on va définir les différentes zones de pression F, G, H et I qui sont représentées sur la figure suivante :

$$\left. \begin{array}{l} d=96.75m \\ b=47.2m \\ h=9.88m \end{array} \right\} e = \min [b, 2h] = \min [47.2, 19.76] = 19.76m \rightarrow e = 19.76m.$$

$$\frac{e}{4} = 4.94m; \quad \frac{e}{10} = 1.976m; \quad \frac{e}{10} = 9.88m$$

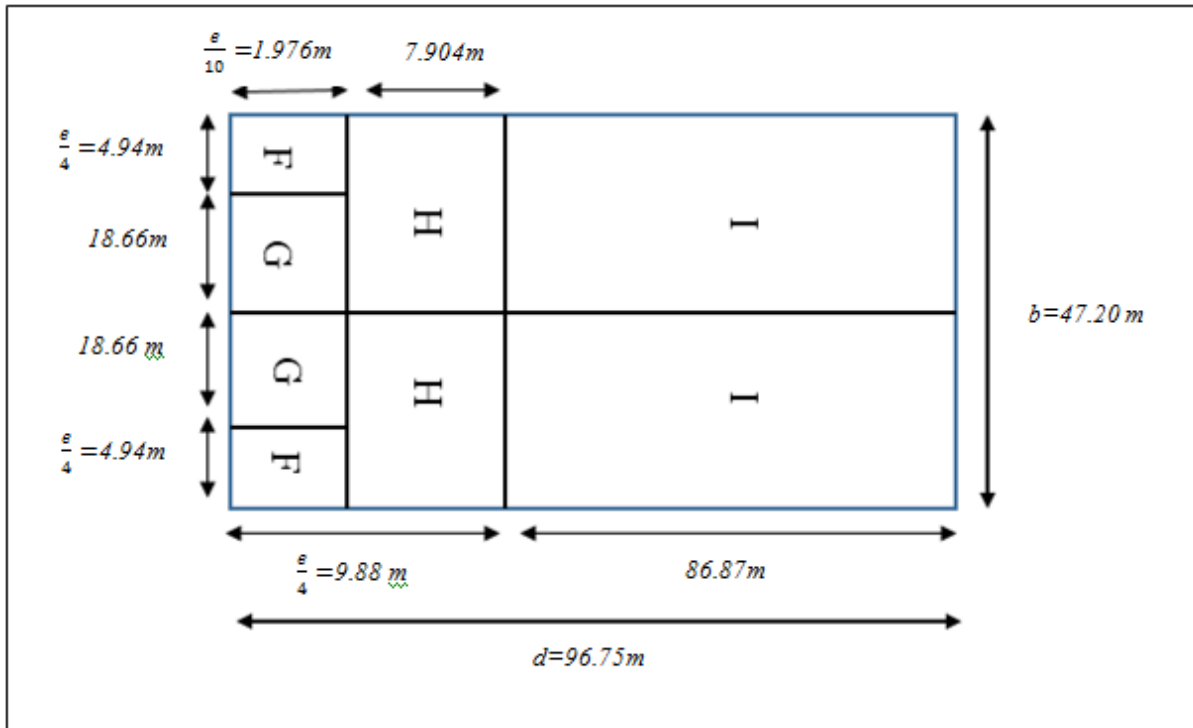


Figure II.6 : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens VI.

Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zone	F	G	H	I
Surface (en m^2)	$\frac{1.976 \times 4.94}{\cos 8.53}$ =9.871	$\frac{18.66 \times 1.976}{\cos 8.53}$ =37.285	$\frac{7.904 \times 23.6}{\cos 8.53}$ =188.621	$\frac{86.87 \times 23.6}{\cos 8.53}$ =2073.064

Tableau II.6 : les surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m^2).

On remarque que :

- ✓ Les surfaces des zones de pression F et G de la toiture sont entre $1m^2$ et $10m^2$ ($1m^2 < S < 10m^2$) donc : $C_{Pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{(s)}$ pour chaque zone.

- ✓ Et les surfaces des zones de pression **H** et **I** sont supérieures à $10m^2$ ($S \geq 10m^2$).

Donc : $C_{pe} = C_{pe10}$ pour chaque zone.

- ✓ Les valeurs des coefficients d'expositions C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ tirées du tableau (tableau 5.4, chapitre2, RNVA2013).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x)-f(x_0)}{x-x_0} (x - x_0) \dots\dots\dots \text{La formule d'interpolation}$$

AN :

Zone F :

$$C_{pe1} = -2.2 + \frac{-2+2.2}{15-5} (8.53 - 5) = -2.13$$

$$C_{pe10} = -1.6 + \frac{-1.3+1.6}{15-5} (8.53 - 5) = -1.49$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log(s)$$

$$C_{pe} = -2.13 + (-1.49 + 2.13) \log 9.871$$

$$C_{pe} = -1.49$$

Zone H : $188.621m^2 > 10m^2$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0.7 + \frac{-0.6+0.7}{15-5} (8.53 - 5) = -0.665$$

Zone G : $37.285m^2 > 10m^2$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -1.3 + \frac{-1.3+1.3}{15-5} (8.53 - 5) = -1.3$$

Zone I : $2073.064m^2 > 10m^2$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0.6 + \frac{-0.5+0.6}{15-5} (8.53 - 5) = -0.565$$

La même procédure pour calculer les coefficients d'autres zones, les résultats sont donnés comme suit :

Zones	F	G	H	I
C_{pe}	-1.49	-1.3	-0.665	-0.565

Tableau II.7 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1.

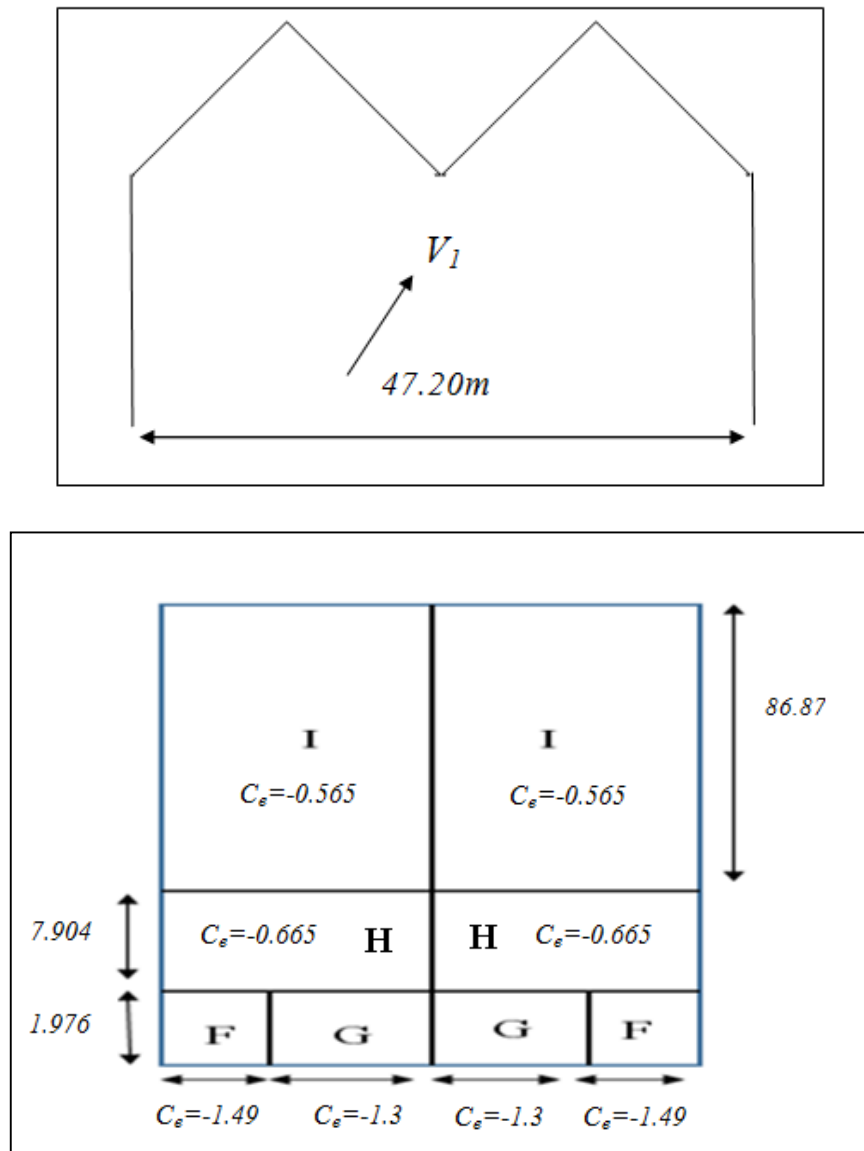


Figure II.7 : la répartition C_{pe} qui correspond à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V_1

II.1.3.2.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V_2):

a) Calcul de C_{pe} pour les parois verticales :

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

Pour le sens V_2 :

$$\left. \begin{array}{l} d=47.2m \\ b=96.75m \\ h=8.11m \end{array} \right\} \begin{array}{l} e = \min [b, 2h] = \min [96.75, 16.22] = 16.22m \rightarrow e = 16.22 m. \\ \text{Et on a : et } d > e \rightarrow \frac{e}{5} = 3.244 m ; \frac{4e}{5} = 12.976m ; d-e=30.98 m \end{array}$$

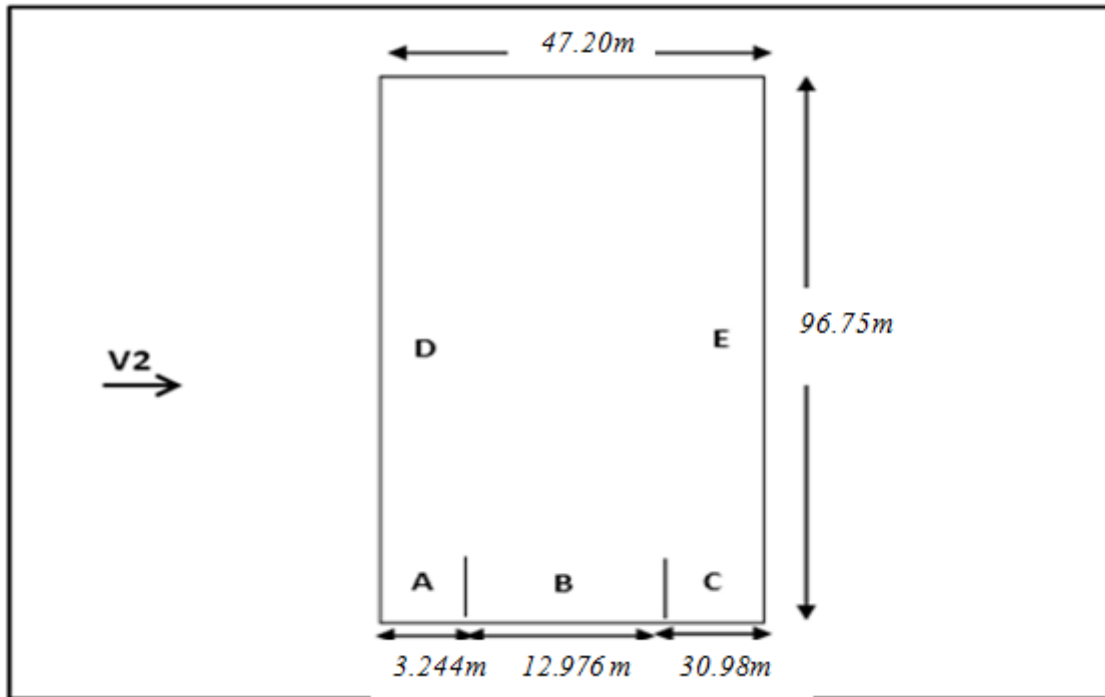


Figure II.8: Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V₂.

Zone	A	B	C	D	E
Surface (en m ²)	3.244×8.11 =26.31	12.976×8.11 =105.24	30.98×8.11 =251.25	96.75×8.11 =784.64	D=E =784.64

Tableau II.8 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales cas de vent dans le sens V₂.

On remarque, que toutes les surfaces sont supérieures à 10m²,

Donc $C_{pe} = C_{pe, 10}$ pour chaque zone.

✓ Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 :

On va déterminer les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone :

Zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau II.9 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V₂

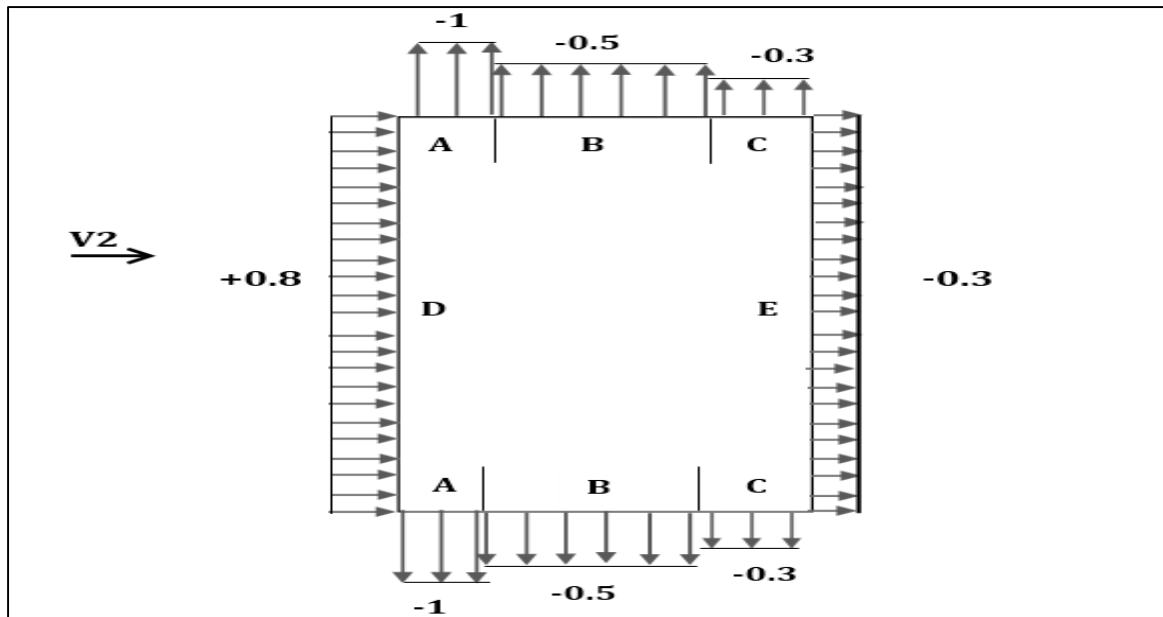


Figure II.9: Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V_2 .

b) Calcul de C_{pe} pour la toiture :

La direction du vent est définie par l'angle θ , et dans notre cas :

- ✓ Le vent est perpendiculaire au long-pan le (sens V_2) et perpendiculaire aussi aux génératrices donc :

$\theta = 0^\circ$ (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).

- ✓ La toiture est à deux versants avec une pente de 15% ce qui nous donne un angle de $\alpha=8.53^\circ$ (figure 5.4 de RNVA2013).

Pour $\theta=0^\circ$, on va définir les différentes zones de pression **F, G, H, I et J** qui sont représentées sur la figure suivante :

$$\left. \begin{array}{l} d=47.2m \\ b=96.75m \\ h=9.88m \end{array} \right\} e = \min [b, 2h] = \min [96.75, 19.76] = 19.76 m \longrightarrow e = 19.76 m.$$

Et on a : $et d > e \longrightarrow \frac{e}{4} = 4.94 m ; \frac{e}{10} = 1.976 m$

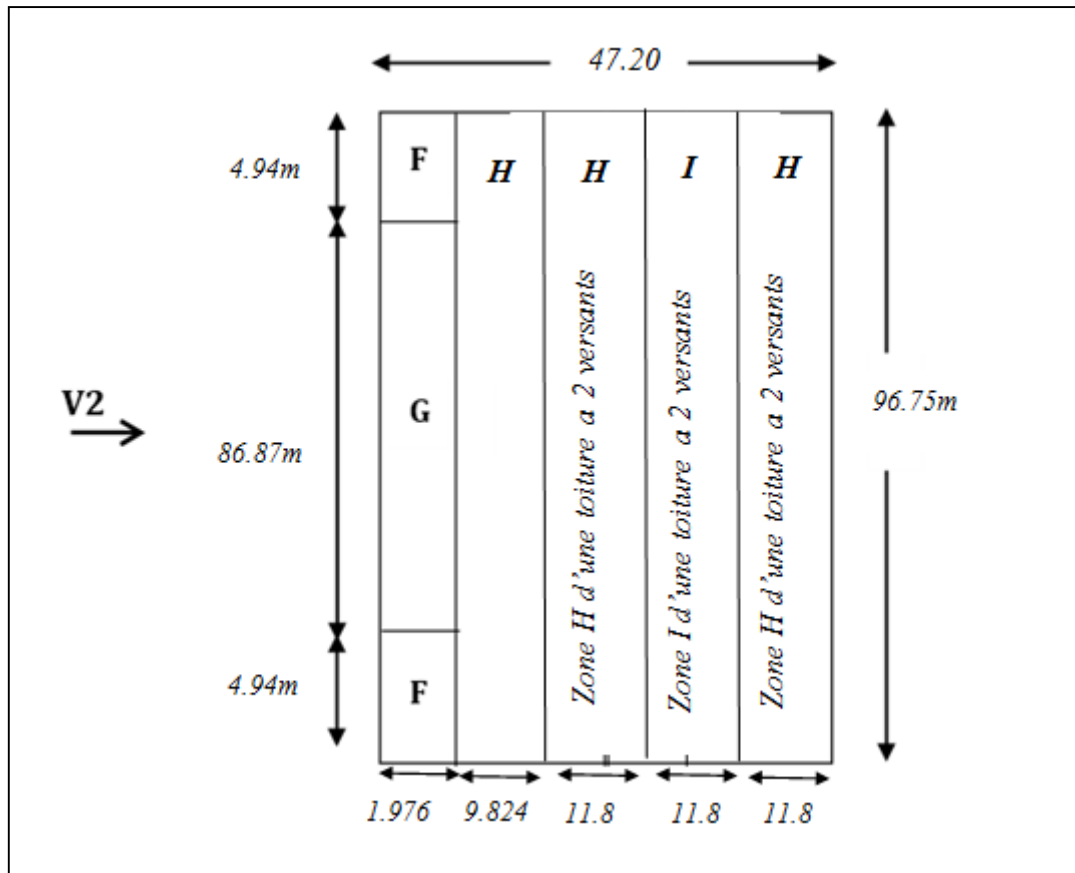


Figure II.10: La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens V_2 .

Calcul des surfaces et des coefficients C_{pe} qui correspondent à chaque zone

Zone	G	$H_{versent1}$	$H_{versent2}$	$I_{versent3}$	$H_{versent4}$	F
Surface (en m^2)	$\frac{86.87 \times 1.976}{\cos 8.53}$ =173.58	$\frac{9.824 \times 96.75}{\cos 8.53}$ =961.1	$\frac{11.8 \times 96.75}{\cos 8.53}$ =1154.42	1154.42	1154.42	$\frac{4.94 \times 1.976}{\cos 8.53}$ =9.87

Tableau II.10 : les surfaces des zones chargées pour la toiture, cas de vent dans le sens V_2 .

On remarque que :

La surface de zone de pression F de la toiture, elle est entre $1m^2$ et $10m^2$

($1m^2 < S < 10m^2$) donc : $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$.

Et les surfaces des zones de pression G , H , I et J sont supérieures à $10m^2$ ($S \geq 10m^2$).

Donc $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone.

Les valeurs des coefficients d'expositions C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ tirées du (tableau 5.4, chapitre2, RNVA2013) ($\theta = 0^\circ$).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1)-f(x_0)}{x_1-x_0}(x - x_0) \dots\dots\dots \text{La formule d'interpolation}$$

AN :

Zone F : $1m^2 < S = 9.87 m^2 < 10m^2$

$$C_{pe1} = -2.6 + \frac{-2.9+2.6}{15-5}(8.53 - 5) = -2.71$$

$$C_{pe10} = -2.1 + \frac{-2.4+2.1}{15-5}(8.53 - 5) = -2.21$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log(s)$$

$$C_{pe} = -2.71 + (-2.21 + 2.71) \log 9.87$$

$$C_{pe} = -2.21$$

Zone G :

$$C_{pe} = C_{pe10} = -1.8 + \frac{-1.9+1.8}{15-5}(8.53 - 5) = -1.84$$

$$C_{pe} = 0$$

Zone H_{versent1} :

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0.6 + \frac{-0.8+0.6}{15-5}(8.53 - 5) = -0.67$$

Zone H_{versent2} : $S = 1154.42m^2$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0.8 + \frac{-0.9+0.8}{15-5}(8.53 - 5) = -0.83 \uparrow$$

$$C_{pe} = 0 \downarrow$$

Zone I :

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0.6 + \frac{-0.5+0.6}{15-5}(8.53 - 5) = -0.56 \uparrow$$

$$C_{pe} = C_{pe10} = +0.2 + \frac{0-0.2}{15-5}(8.53 - 5) = +0.13 \downarrow$$

Zone H_{versent4} :

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0.6(-0.83) = -0.5$$

Zone	F	G	H _{versent1}	H _{versent2}	I	H _{versent4}
Surface	-2.21	-1.84	-0.67	-0.83	-0.56	-0.5
(en m ²)					+0.13	

Tableau II.11 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens V2.

II.1.3.3 Détermination des coefficients de pression intérieure

C_{pi} :

Toutes les ouvertures sont ouvertes :

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

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

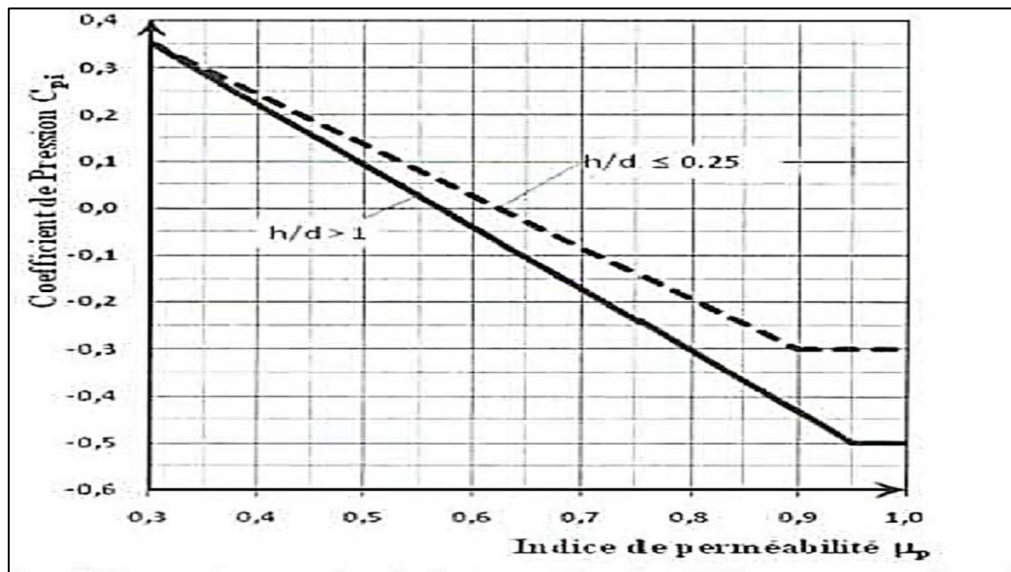


Figure II.11 : coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante, (Figure 5.14 du RNVA 2013).

II.1.3.3.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

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

$$\mu_p = \frac{2(6.88 \times 6) + 2[(6 \times 5.7) + (1.2 \times 2.4) \times 2 + (15 \times 0.8 \times 5.7)]}{4(6.88 \times 6) + 2[(6 \times 5.7) + (1.2 \times 2.4) \times 2 + (15 \times 0.8 \times 5.7)]}$$

$$\mu_p = \frac{299.28}{381.84} = 0.78$$

On a :

$$\frac{h}{d} = \frac{9.88}{96.75} = 0.1 < 0.25 \quad \text{D'après la figure 5.14 de RNVA 2013}$$

Donc $C_{pi} = -0.18$

II.1.3.3.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2) :

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

$$\mu_p = \frac{(5.7 \times 6) + [(1.2 \times 2.4 \times 2) + 4(6.88 \times 6) + (15 \times 0.8 \times 5.7)]}{4(6.88 \times 6) + 2[(6 \times 5.7) + (1.2 \times 2.4) \times 2 + (15 \times 0.8 \times 5.7)]}$$

$$\mu_p = \frac{273.48}{381.84} = 0.72$$

On a :

$$\frac{h}{d} = \frac{9.88}{47.2} = 0.21 < 0.25 \quad \text{D'après la figure 5.14 de RNVA 2013}$$

Donc $C_{pi} = -0.12$

Toutes les ouvertures sont fermées :

Pignon V₁ :

$$\mu_p = 0 \quad \text{d'où} \quad C_{pi} = 0.8$$

Long pan V₂ :

$$\mu_p = 0 \quad \text{d'où} \quad C_{pi} = 0.8$$

Calcul de la pression aérodynamique

D'après le règlement **RNVA2013**, les pressions q_j sont calculées par la formule suivante :

$$q_j = q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (\text{N/m}^2) \quad (\text{RNVA2013 Chap 2, formule 2.6})$$

Vent perpendiculaire au pignon (sens V_1) :(entièrement ouvertes)

a) Parois verticales :

Zone	$Q_{dyn}(Z_j)$ [KN/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	Q_j [KN/m ²]
A	0.578	-1	-0.18	-0.82	-0.474
B	0.578	-0.8	-0.18	-0.62	-0.358
C	0.578	-0.5	-0.18	-0.32	-0.185
D	0.578	+0.8	-0.18	+0.98	+0.566
E	0.578	-0.3	-0.18	-0.12	-0.069

Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois Verticales, cas de vent dans le sens V_1

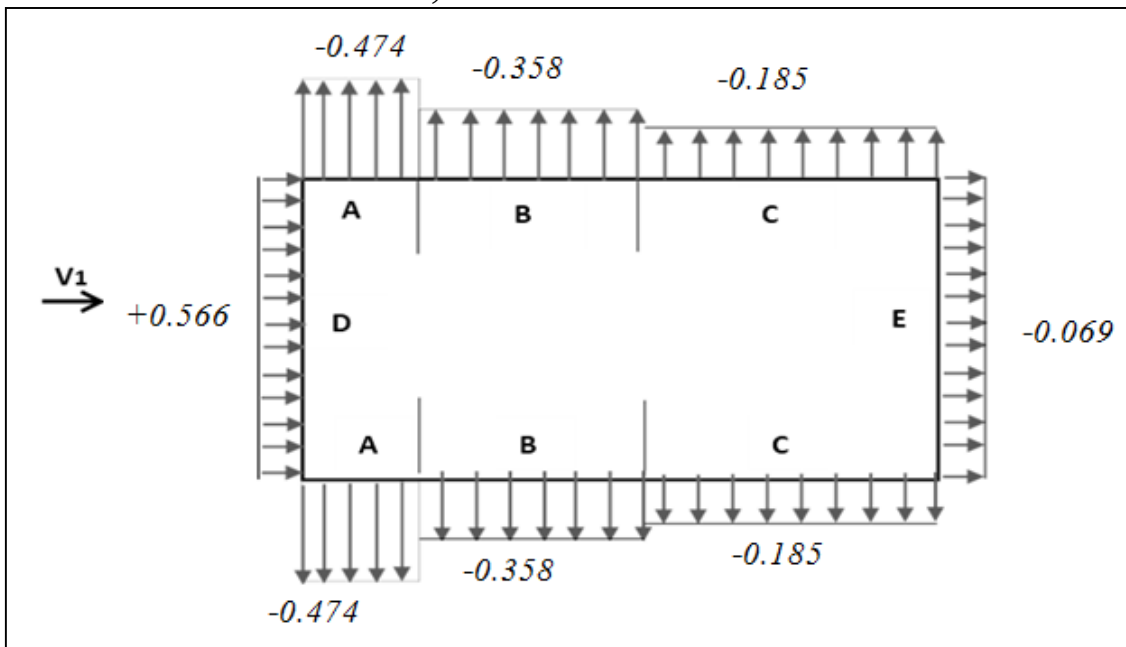


Figure II.12 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V_1 .

b) Toiture :

Zone	$Q_{dyn}(Z_j)$ [KN/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	Q_j [KN/m ²]
F	0.635	-1.49	-0.18	-1.31	-0.832
G	0.635	-1.3	-0.18	-1.12	-0.711
H	0.635	-0.665	-0.18	-0.485	-0.308
I	0.635	-0.565	-0.18	-0.385	-0.244

Tableau II.13 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V_1 .

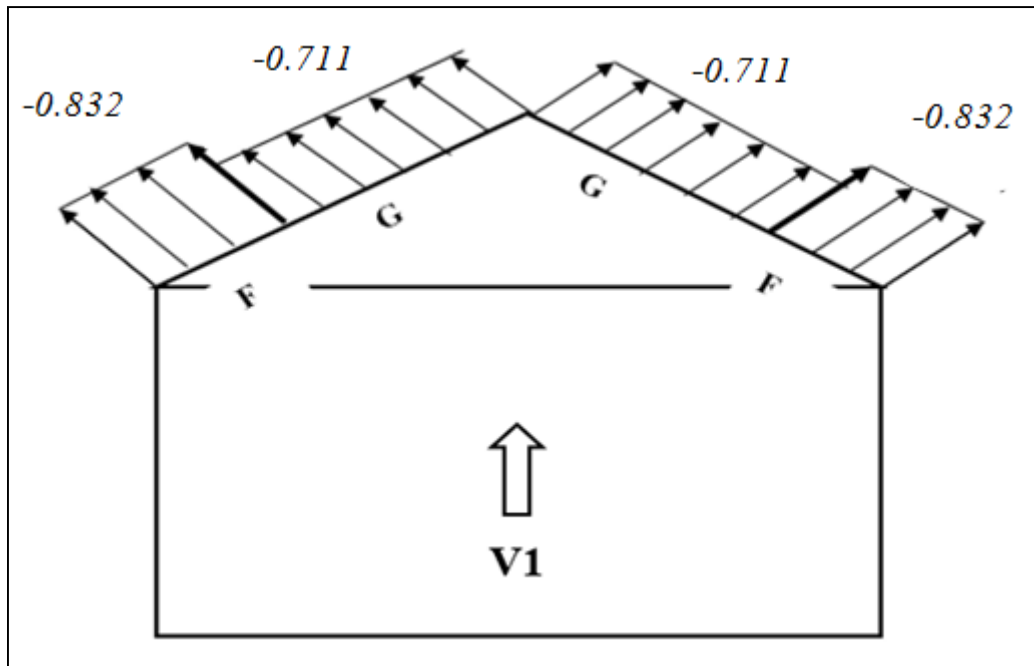


Figure II.13 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

Vent perpendiculaire au long-pan (sens V_2) :(entièrement ouvertes)

a) Parois verticales :

Zone	$Q_{dyn}(Z_j)$ [KN/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	Q_j [KN/m ²]
A	0.578	-1	-0.12	-0.88	-0.509
B	0.578	-0.8	-0.12	-0.68	-0.393
C	0.578	-0.5	-0.12	-0.38	-0.220
D	0.578	+0.8	-0.12	+0.92	+0.532
E	0.578	-0.3	-0.12	-0.18	-0.104

Tableau II.14 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois Verticales, cas de vent dans le sens V_2 .

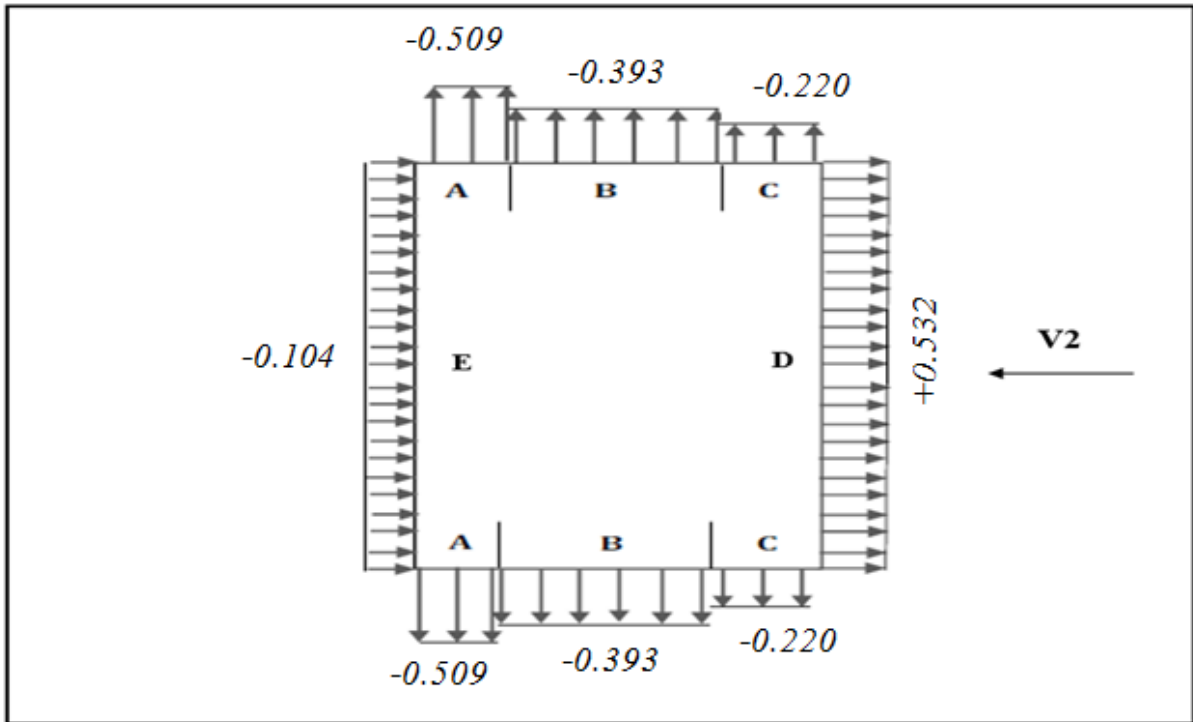


Figure II.14: La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2

Toiture :

Zone	$Q_{dyn}(Z_j)$ [KN/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	Q_j [KN/m ²]
F	0.635	-2.21	-0.12	-2.09	-1.327
		+0.07	-0.12	-0.05	-0.032
G	0.635	-1.84	-0.12	-1.72	-1.092
		+0.07	-0.12	-0.05	-0.032
H_{v1}	0.635	-0.67	-0.12	-0.55	-0.349
		+0.07	-0.12	-0.05	-0.032
H_{v2}	0.635	-0.83	-0.12	-0.71	-0.451
		0	-0.12	-0.12	-0.076
I	0.635	-0.56	-0.12	-0.44	-0.279
		+0.13	-0.12	0.25	+0.590
H_{v4}	0.635	-0.5	-0.12	-0.38	-0.241
		0	-0.12	-0.12	-0.076

Tableau II.15 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

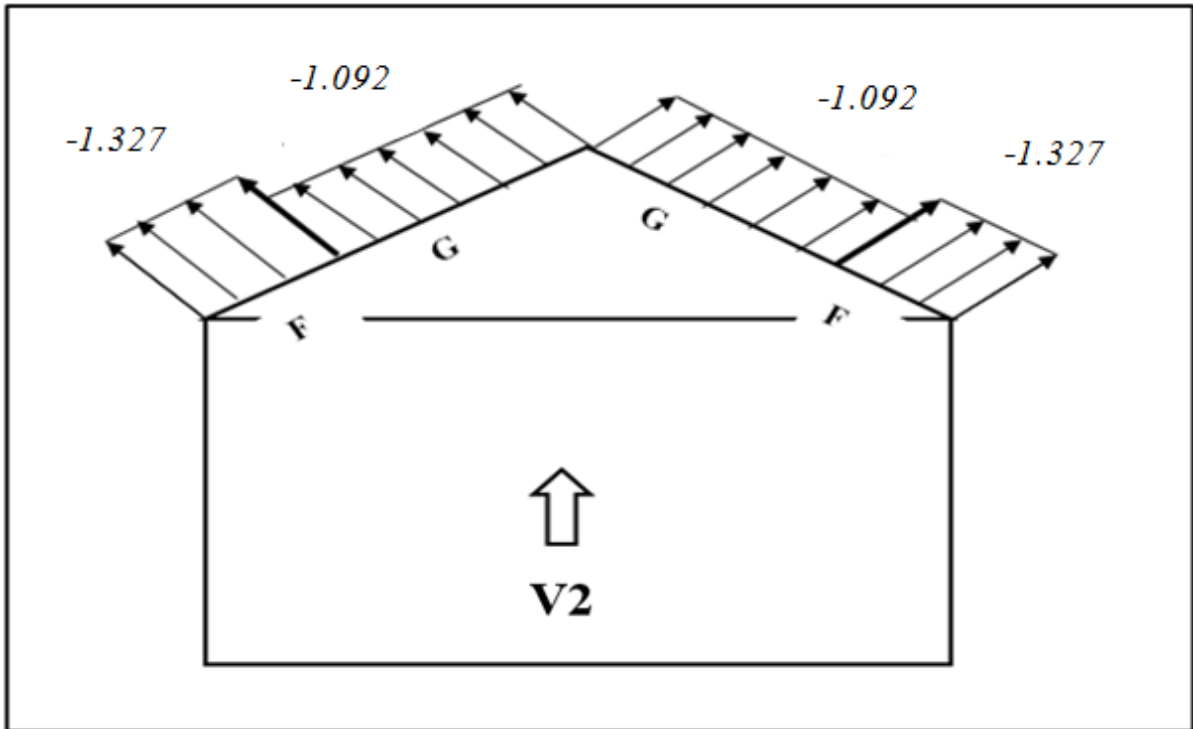


Figure II.15 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V_2

Toutes les ouvertures sont fermées :

Vent pignon V_1 :

a) Parois verticales :

Zone	$Q_{dyn}(Z_j)$ [KN/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	Q_j [KN/m ²]
A	0.578	-1	0.8	-1.8	-1.040
B	0.578	-0.8	0.8	-1.6	-0.925
C	0.578	-0.5	0.8	-1.3	-0.751
D	0.578	0.8	0.8	0	0
E	0.578	-0.3	0.8	-1.1	-0.636

Tableau II.16 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois Verticales, cas de vent dans le sens V_1 .

b) Toiture :

Zone	$Q_{dyn}(Z_j)$ [KN/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	Q_j [KN/m ²]
F	0.635	-1.49	0.8	-2.29	-1.454
G	0.635	-1.3	0.8	-2.1	-1.334
H	0.635	-0.665	0.8	-1.465	-0.930
I	0.635	-0.565	0.8	-1.365	-0.887

Tableau II.17 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V_1 .

Vent long pan V_2 :(entièrement fermé)

a)Parois verticales :

Zone	$Q_{dyn}(Z_j)$ [KN/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	Q_j [KN/m ²]
A	0.578	-1	0.8	-1.8	-1.040
B	0.578	-0.8	0.8	-1.6	-0.925
C	0.578	-0.5	0.8	-1.3	-0.751
D	0.578	0.8	0.8	0	0
E	0.578	-0.3	0.8	-1.1	-0.636

Tableau II.18 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V_2 .

b) Toiture :

Zone	$Q_{dyn}(Z_j)$ [KN/m²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	Q_j [KN/m²]
F	0.635	-2.21	0.8	-3.01	-1.911
		+0.07	0.8	-0.73	-0.464
G	0.635	-1.84	0.8	-2.64	-1.675
		+0.07	0.8	-0.73	-0.464
H_{v1}	0.635	-0.67	0.8	-1.47	-0.933
		+0.07	0.8	-0.73	-0.464
H_{v2}	0.635	-0.83	0.8	-1.63	-1.035
		0	0.8	-0.8	-0.508
I	0.635	-0.56	0.8	-1.36	-0.864
		+0.13	0.8	-0.67	-0.425
H_{v4}	0.635	-0.5	0.8	-1.3	-0.826
		0	0.8	-0.8	-0.508

Tableau II.19 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V₂.

2. Action d'ensemble

II.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (V_1):

II.1.1 Détermination de la force de frottement F_{fr} :

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 inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). (Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.3).

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

Calcul des surfaces parallèles au vent :

La surface des deux parois verticales (long pan) :

$$S_{paroi} = 2[(h - f) \times d'] \Rightarrow d' = 48m$$

Parce que Il y a un joint de rupture.

$$S_{paroi} = [(8.11 \times 48) \times 2] = 778.56 m^2.$$

La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$S_{toit} = \frac{b'}{\cos \alpha} \times d$$

$$S_{toit} = \frac{47.2}{\cos 8.53} \times 48$$

$$S_{toit} = 2290.94m^2$$

Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 2290.94 + 778.56 = 3069.5m^2.$$

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

La surface d'un pignon :

$$S_{pignons} = (8.11 \times 47.2) + \left(\frac{1.77 \times 47.2}{2} \right)$$

$$S_{pignons} = (382.79 + 41.77)$$

$$S_{pignons} = 424.57 m^2.$$

Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

L'aire totale des surfaces parallèles au vent $\leq 4 \times$ l'aire totale des surfaces perpendiculaires au vent

$$S = 3069.95 \text{ m}^2 > 4 \times 424.57 \text{ m}^2 = 1698.28 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

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

II.1.2 Calcul de la force de frottement :

$$F_{fr} = C_{fr} \times q_p(Z_e) \times A_{fr}$$

C_{fr} : coefficient de frottement donné par le tableau 2.8 chapitre 2 de RNVA 2013

Dans notre cas :

Nous avons une couverture en toiture dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent et un bardage de parois verticales dont les ondulations sont aussi perpendiculaires à la direction du vent.

$$\text{Donc : } C_{fr}(\text{toiture}) = C_{fr}(\text{parois verticales}) = 0.04$$

Pour la toiture :

$$A_{fr} = 48 \times 4 \times 11.93 = 2290.56 \text{ m}^2$$

$$D'où : F_{fr(\text{toiture})} = 0.04 \times 0.635 \times 2290.56$$

$$F_{fr(\text{toiture})} = 58.18 \text{ KN}$$

Pour les parois verticales :

$$A_{fr} = 48 \times 2 \times 8.11 = 778.56 \text{ m}^2$$

$$D'où : F_{fr(\text{paroi vertical})} = 0.04 \times 0.578 \times 778.56$$

$$F_{fr(\text{paroi vertical})} = 18.0 \text{ KN}$$

La force de frottement totale :

$$F_{fr} = F_{fr(\text{toiture})} + F_{fr(\text{paroi vertical})} = 58.18 + 18.0$$

$$F_{fr} = 76.18 \text{ KN}$$

II.1.3 Calculs de surface tributaires (projection horizontal V_1 perpendiculaire au pignon) :

a) Paroi vertical :

$$e = \min [b; 2h] = \min [47.2; 2 \times 9.88] = 19.76 \text{ m}$$

$$e = 19.76 \text{ m}$$

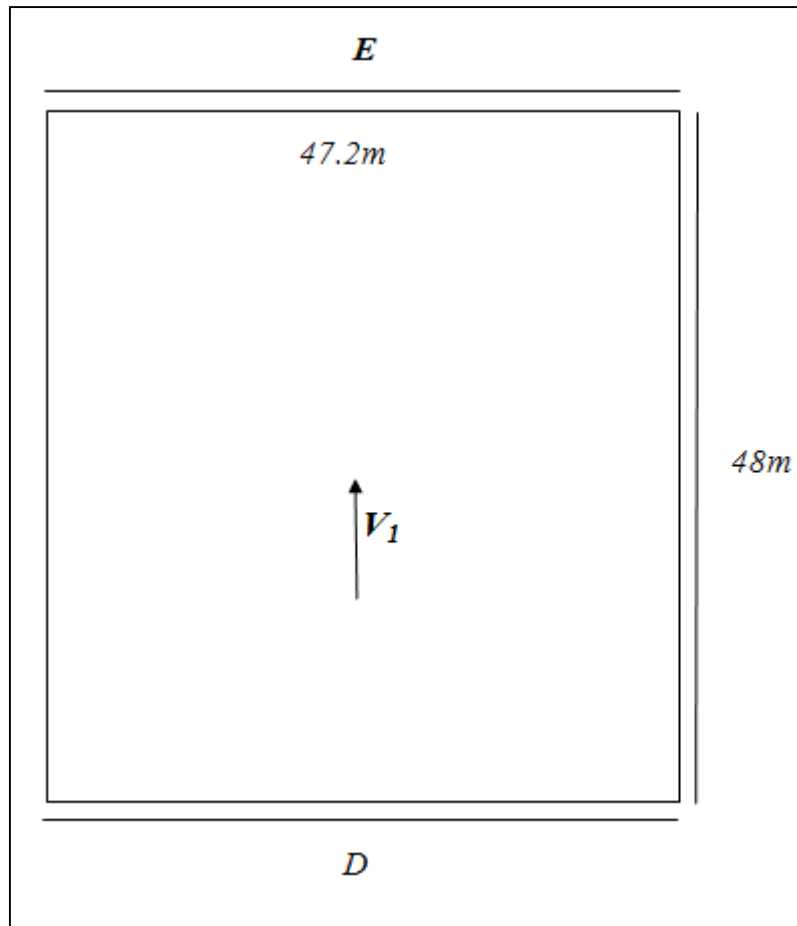


Figure II.16: Les répartitions des zones de pression sur des parois verticales sens V_1

$$S_D=S_E=(47.2 \times 8.11) + (1.77 \times 11.8 \times 2) = 424.564 \text{ m}^2$$

b) La toiture :

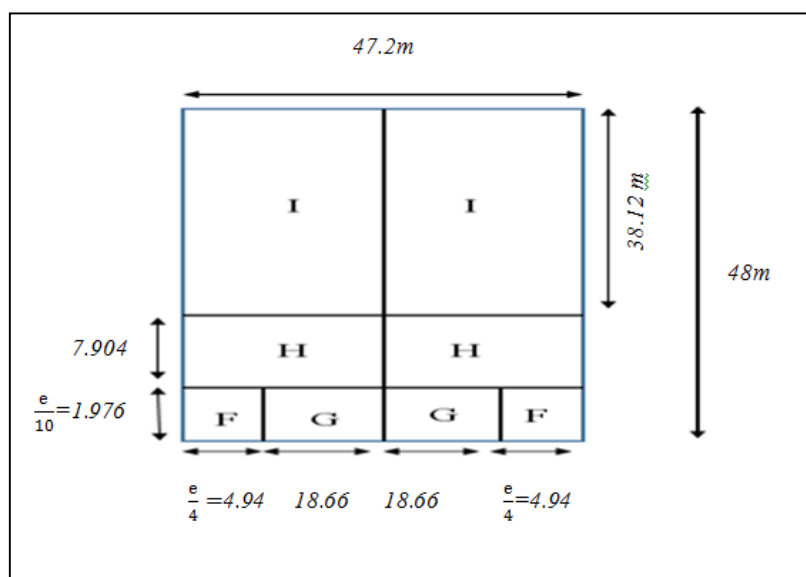


Figure II.17: Les répartitions des zones de pression sur la toiture suivant sens V_1

$$S_F = 4.94 \times 1.976 \times \frac{1}{\cos 8.53} = 9.87 m^2$$

$$S_G = 37.32 \times 1.976 \times \frac{1}{\cos 8.53} = 74.56 m^2$$

$$S_A = 7.904 \times 47.20 \times \frac{1}{\cos 8.53} = 377.24 m^2$$

$$S_I = 38.12 \times 47.20 \times \frac{1}{\cos 8.53} = 1819.38 m^2$$

II.1.4 Calcul de la stabilité d'ensembles :

Stabilité longitudinale (petite face au vent) : Les valeurs des forces intérieures, extérieures et celles du frottement correspondant à la direction du vent VI et les résultantes horizontales et verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-dessous :

Elément	ZONE	Q_j [KN/m ²]	$A_{réf}$ [m ²]	Actions horizontales s [KN]	Actions verticales [KN]
Parois .V	D	0.566	424.564	240.30 →	0
Parois .V	E	0.069	424.564	29.29 ←	0
Toiture	F ₁	0.832	9.87	0	$0.832 \times 9.27 \cos 8.53 =$ 8.12 ↑
Toiture	F ₂	0.832	9.87	0	$0.832 \times 9.27 \cos 8.53 =$ 8.12 ↑
Toiture	G	0.711	74.56	0	$0.711 \times 74.5 \cos 8.53$ =52.43 ↑
Toiture	H	0.308	377.24	0	$0.308 \times$ $377.24 \cos 8.53 = 114.9$ ↑
Toiture	I	0.244	1819.38	0	$0.244 \times$ $1819.38 \cos 8.53 = 439.02$ ↑
F_{fr}				76.18 →	0

Totales				287.19 →	622.59 ↑
----------------	--	--	--	--------------------	--------------------

Tableau II.20 : les forces de la résultante selon le vent V1

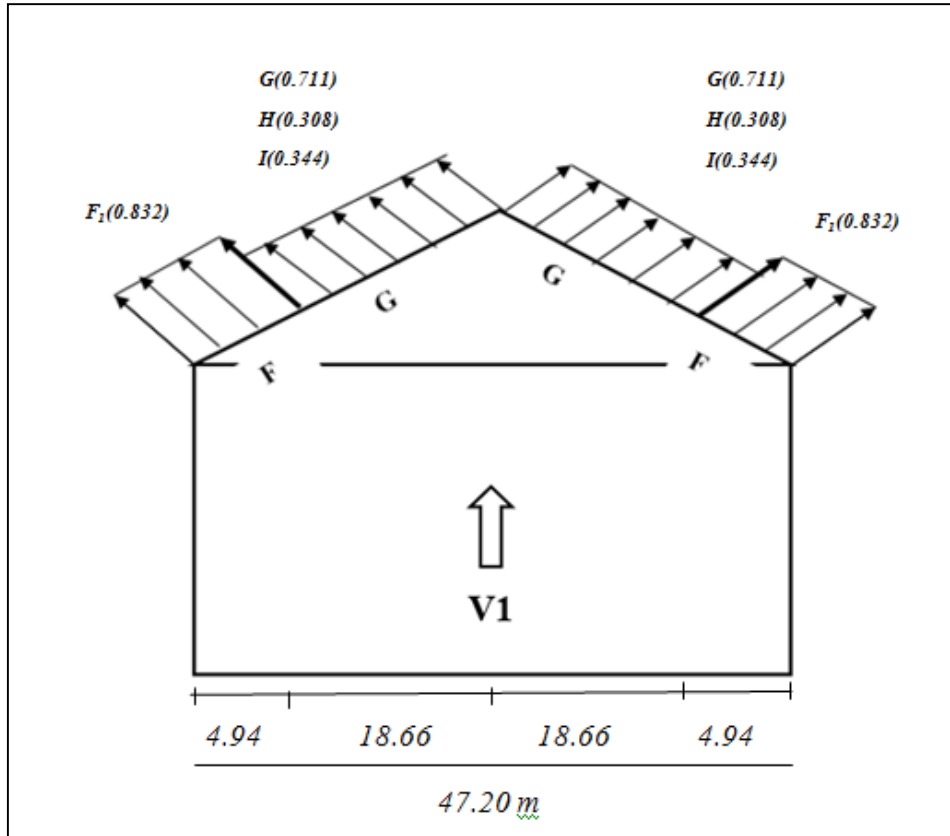


Figure II.18: calcul de moment de stabilité selon V1

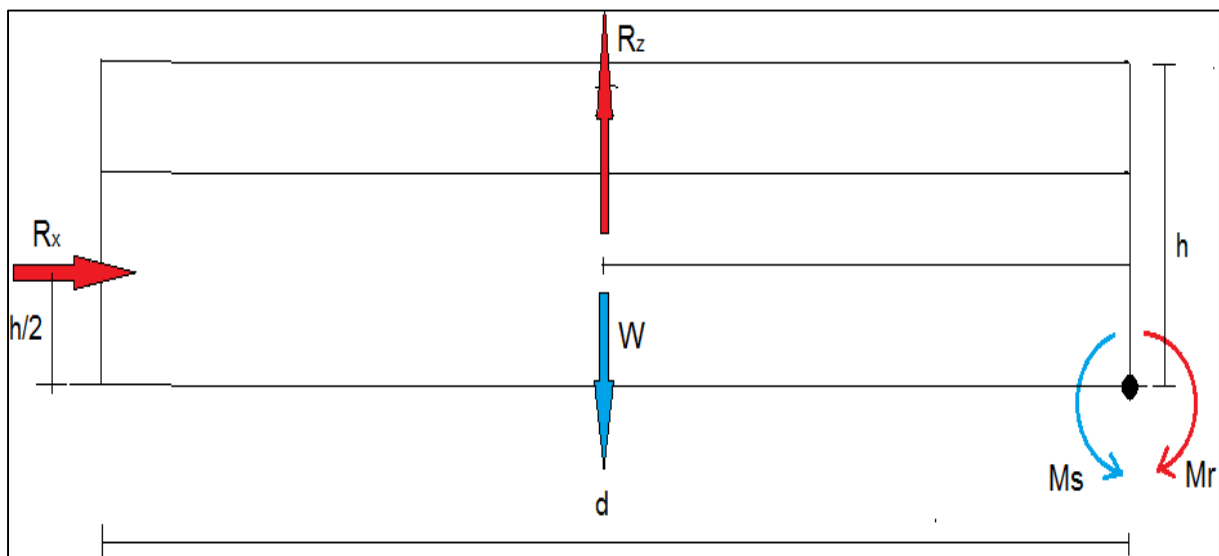


Figure II.19 : stabilité longitudinale.

II.1.5 Calcul du moment de renversement :

$$M_r = (R_x \times \frac{h}{2}) + (R_y \times \frac{d}{2})$$

$$M_r = (287.19 \times \frac{9.88}{2}) + (622.59 \times \frac{48}{2})$$

$$M_r = 1418.72 + 14942.16$$

$$M_r = 16360.88 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment stabilisant (avec un poids propre du hangar multiple estimé) :

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

Avec :

w : poids total de la surface du hangar multiple ($w = 0.5 \text{ KN/m}^2$).

$$w = 0.5 \times S_{sol}$$

$$w = 0.5 \times 48 \times 47.2$$

$$w = 1132.8 \text{ KN}$$

$$M_s = 1132.8 \times \frac{48}{2}$$

$$M_s = 27187.2 \text{ KN.m}$$

D'où :

$M_s = 27187.2 \text{ KN.m} > M_r = 16360.88 \text{ KN.m} \longrightarrow$ La stabilité longitudinale est vérifiée

Calcul du moment stabilisant (avec le poids propre calculé du hangar multiple) :

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

w : poids total de la surface du hangar multiple

$$w = 2 \times 1743.84 = 3487.68 \text{ KN}$$

$$M_s = 3487.68 \times \frac{48}{2}$$

$$M_s = 83704.32 \text{ KN.m}$$

D'où :

$M_s = 83704.32 \text{ KN.m} > M_r = 16360.88 \text{ KN.m} \longrightarrow$ La stabilité longitudinale est vérifiée

II.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (V₂) :

II.2.1 Détermination de la force de frottement F_{fr}:

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 inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). (Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.3).

✚ Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au long-pan:

Calcul des surfaces parallèles au vent :

La surface d'un pignons :

$$S_{\text{paroi}} = (47.2 \times 8.11) + (23.6 \times 1.77) = 424.57 \text{ m}^2.$$

La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$S_{\text{toit}} = \frac{d'/2}{\cos 8.53} \times b'$$

$$S_{\text{toit}} = \frac{47.2/2}{\cos 8.53} \times 48$$

$$S_{\text{toit}} = 1145.47 \text{ m}^2$$

Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 424.57 + 1145.47 = 1570.04 \text{ m}^2.$$

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

$$S_{\text{parois verticales}} = [(48 \times 8.11)] \times 2 = 778.56 \text{ m}^2.$$

Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

$$S = 1570.04 \text{ m}^2 < 4 \times 778.56 \text{ m}^2 = 3114.24 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

L'aire totale des surfaces parallèles au vent \leq 4 \times l'aire totale des surfaces perpendiculaires au vent

=>Donc on doit négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au long pan.

II.2.2 Calculs de surface tributaires (projection horizontal V2 perpendiculaire au long pan) :

La toiture :

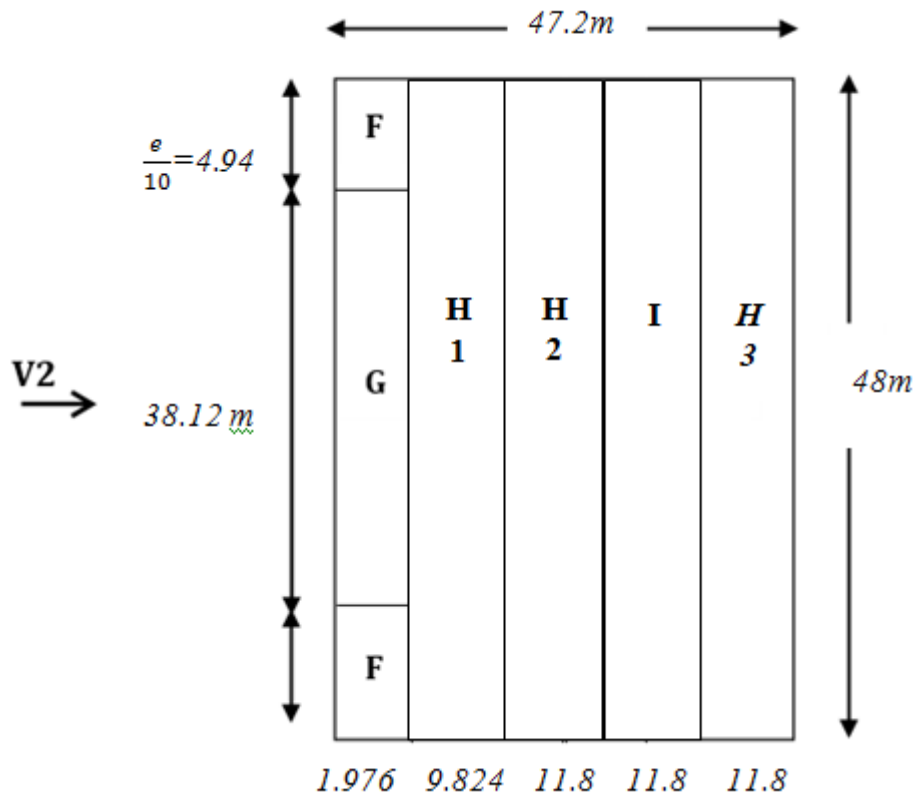


Figure II.20: Les répartitions des zones de pression sur la toiture suivant sens V₂

$$e = \min [b; 2h] = \min[48; 2 \times 9.88] = 19.76m$$

e = 19.76m

$$S_F = 1.976 \times 4.94 \times \frac{1}{\cos 8.53} = 9.87m^2$$

$$S_G = 38.12 \times 1.976 \times \frac{1}{\cos 8.53} = 76.04m^2$$

$$S_{H1} = 9.824 \times 48 \times \frac{1}{\cos 8.53} = 476.83m^2$$

$$S_{H2} = S_{H3} = S_I = 48 \times 11.8 \times \frac{1}{\cos 8.53} = 572.74m^2$$

II.2.3 Calcul de la stabilité d'ensembles :

Stabilité transversal (grande face au vent) : Les valeurs des forces intérieures, extérieures et celles du frottement correspondant à la direction du vent V2 et les résultantes horizontales et verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-dessous:

Elément	ZONE	$A_{réf}[m^2]$	$Q_j[KN/m^2]$	Actions horizontales [KN]	Actions verticales [KN]
Parois .V	D	389.28	0	0	0
Parois .V	E	389.28	0.636	$0.636 \times 389.28 \text{tg} 8.53 = 247.58$	0
Toiture	F ₁	9.87	1.911	$1.911 \times 9.87 \text{tg} 8.53 = 72.83$	$1.911 \times 9.87 = 18.86$ ↑
Toiture	F ₂	9.87	1.911	$1.911 \times 9.87 \text{tg} 8.53 = 72.83$	$1.911 \times 9.87 = 18.86$ ↑
Toiture	G	76.04	1.675	$1.675 \times 76.04 \text{tg} 8.53 = 19.10$	$1.675 \times 76.04 = 127.37$ ↑
Toiture	H ₁	476.83	0.933	$0.933 \times 476.83 \text{tg} 8.53 = 66.75$	$0.933 \times 476.83 = 444.88$ ↑
Toiture	H ₂	572.74	1.035	$1.035 \times 572.74 \text{tg} 8.53 = 88.91$	$1.035 \times 572.74 = 592.79$ ↑
Toiture	I	572.74	0.864	$0.864 \times 572.74 \text{tg} 8.53 = 74.22$	$0.826 \times 572.74 = 494.85$ ↑
Toiture	H ₃	572.74	0.826	$0.826 \times 572.74 \text{tg} 8.53 = 70.96$	$0.826 \times 572.74 = 473.08$ ↑
F _{fr}				0	0
Totale				241.74	2170.69 ↑

Tableau II.21 : les forces de la résultantes selon le vent V2

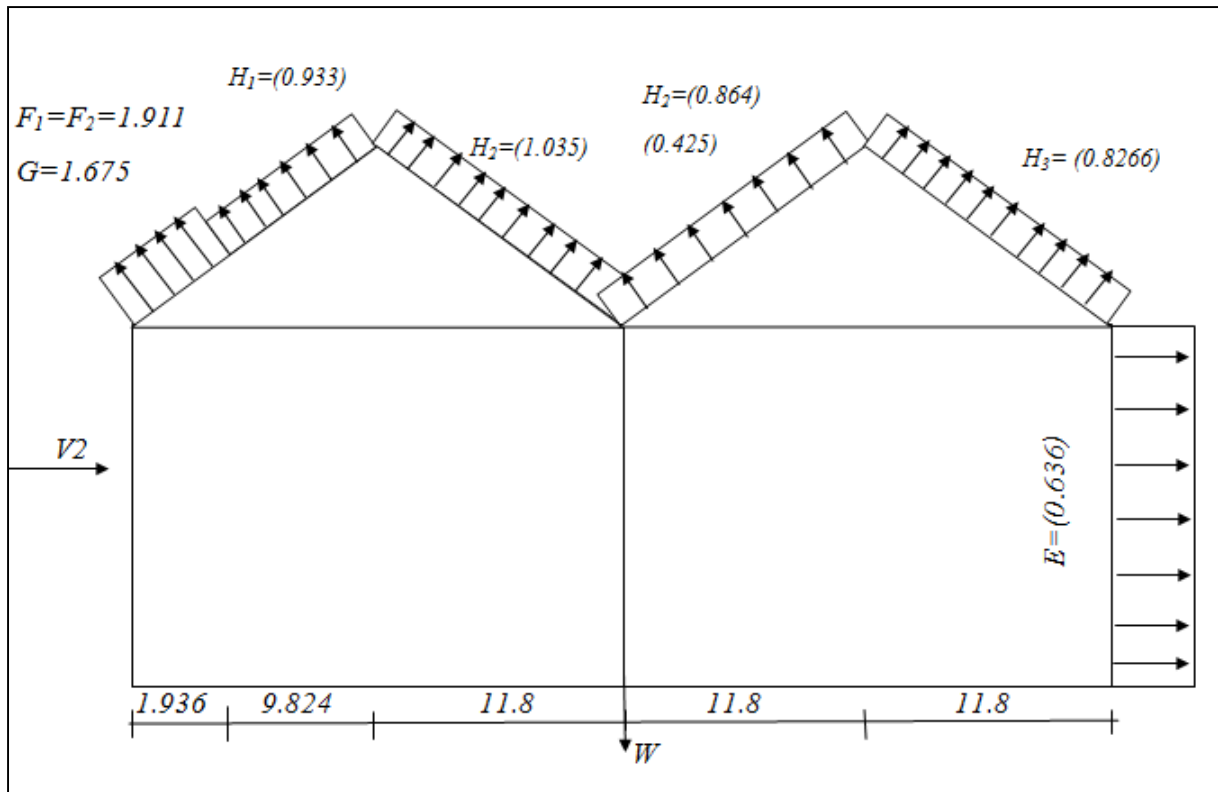


Figure II.21: calcul de moment de stabilité selon V_2

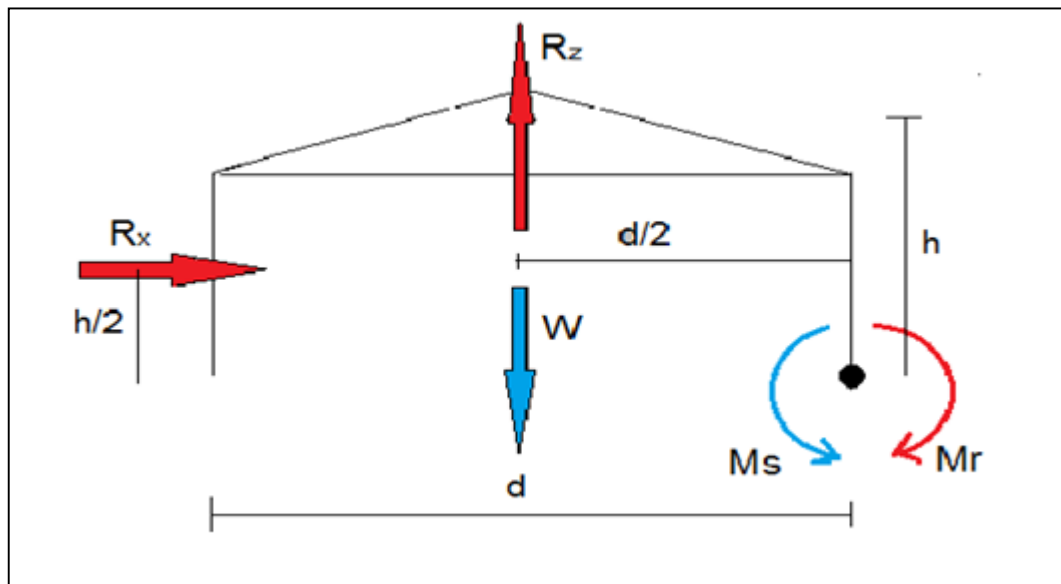


Figure II.22 : stabilité transversale.

II.2.4 Calcul du moment de renversement :

$$M_r = \left(R_x \times \frac{h}{2} \right) + \left(R_z \times \frac{d}{2} \right)$$

$$M_r = \left(241.74 \times \frac{9.88}{2} \right) + \left(2170.69 \times \frac{47.2}{2} \right)$$

$$M_r = 1194.2 + 51228.28$$

$$M_r = 52422.48 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment stabilisant (avec un poids propre du hangar multiple estimé) :

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

Avec :

w : poids total de la surface du hangar multiple ($w = 0.5 \text{ KN/m}^2$).

$$w = 0.5 \times S_{sol}$$

$$w = 0.5 \times 48 \times 47.2$$

$$w = 1132.8 \text{ KN}$$

$$M_s = 1132.8 \times \frac{47.2}{2} = 26734.08 \text{ KN.m}$$

D'où :

$M_s = 26734.08 \text{ KN.m} < M_r = 52422.48 \text{ KN.m} \longrightarrow$ La stabilité transversale n'est pas vérifiée

Calcul du moment stabilisant (avec le poids propre calculé du hangar multiple) :

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

w: poids total de la surface du hangar multiple

$$w = 2 \times 1743.84 = 3487.68 \text{ KN}$$

$$M_s = 3487.68 \times \frac{47.2}{2} = 82309.25 \text{ KN.m}$$

D'où :

$M_s = 82309.25 \text{ KN.m} > M_r = 52422.48 \text{ KN.m} \longrightarrow$ La stabilité transversale est vérifiée

3. Etude de la neige

Introduction :

Le but principal 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.

II.1 Domaine d'application :

Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions à Tizi-Ouzou situées à une altitude inférieure ou égale à 200 m. (Selon RNVA 2013 partie I, Article 2.2)

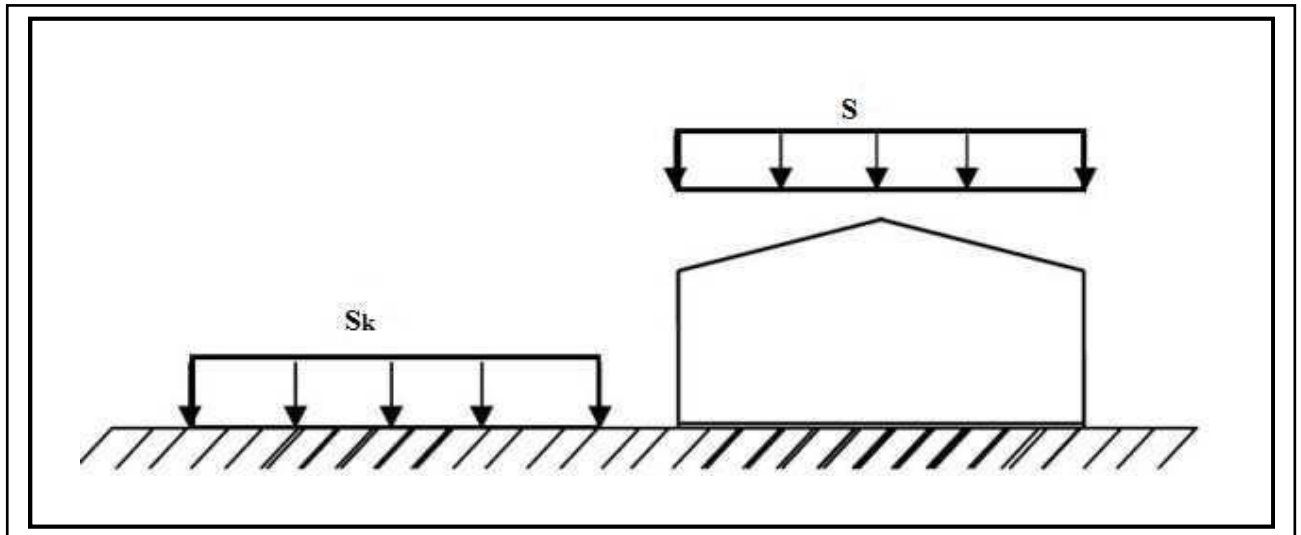


Figure II.18 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

II.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 implanté à Tizi-Ouzou qui est classée en zone A selon la classification de (L'annexe 1 RNVA2013).
- ✓ Altitude géographique : $H_G=200m$
- ✓ Donc : S_k est donnée par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0.07 \times H_g + 15}{100} [KN/m^2] \quad (RNVA2013. \text{Partie I.4})$$

A.N :

$$S_k = \frac{0.07 \times 200 + 15}{100} = 0.29$$

$$S_k = 0.29 [KN/m^2]$$

II.3 Coefficient de forme de la toiture :

- ✓ Il est en fonction de la forme de la toiture.
- ✓ Dans notre cas le hangar a une toiture a versants multiple avec une pente $\alpha = 15^\circ$;
- ✓ D'où $0 \leq \alpha = 8.53^\circ \leq 30^\circ$

On adopte pour le coefficient $\mu_1 = 0.8$. (Selon le tableau 2, RNVA2013 partie I.6.2.2).

II.4 Calcul des charges de neige sur la toiture :

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

$$S = \mu \cdot S_K [kN/m^2]$$

Toitures à versants multiples dissymétrique :

$$\mu_3 = 0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right) \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = 8.53^\circ$$

D'où :

$$\mu_3 = 0.8 + 0.8 \left(\frac{8.53}{30} \right) = 1.027$$

Donc la charge de la neige sur la toiture est :

$$S_1 = \mu_1 \cdot S_K \rightarrow S_1 = 0.8 \times 0.29 = 0.232 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow S_1 = 0,232 \text{ KN/m}^2$$

$$S_3 = \mu_3 \cdot S_K \rightarrow S_3 = 1.027 \times 0.29 = 0.298 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow S_3 = 0.298 \text{ KN/m}^2$$

CHAPITRE III: Pré-dimensionnement des éléments.

Introduction :

Dans ce chapitre, on va traiter le calcul des éléments résistants (les pannes, les potelets, les lisses de bardage) qui constituent le hangar et qui seront soumis aux différents chargements. Ce calcul nous fournira les profilés pouvant assurer à la fois la résistance et la stabilité de la structure. Pour mener à bien nos calculs, Les formules de vérification utilisées sont tirées de l'EUROCODE 03.

1. Calcul des pannes

III.1 Définition :

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. En outre, elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse.

*Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage et réalisées soit en profilés formés à chaud en (**I**), ou bien en (**H**), soit en profilés formés à froid en (**Z**), (**U**), (**C**) ou en treillis pour les portées supérieures à **6m**.*

Les pannes sont posées sur les traverses ou fermes et fixées par boulonnage, à l'aide d'échantignoles, la figure ci-dessous nous montre la disposition de la panne sur la toiture :

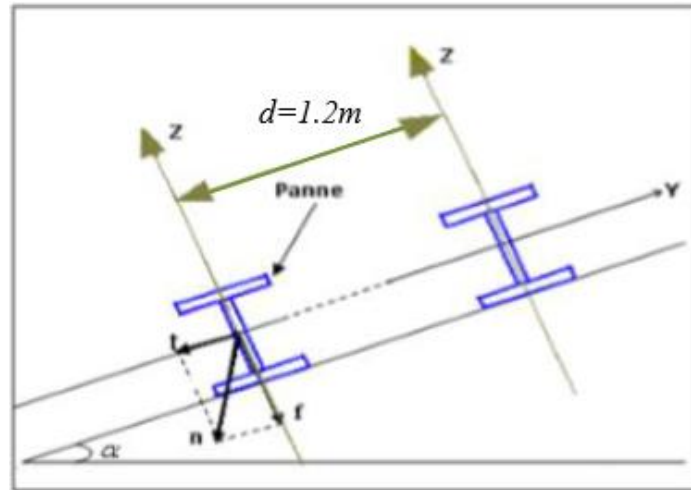


Figure III. 1 : Disposition de la panne sur la toiture.

Les données :

- Espacement entre chaque panne $e = 1.2m$
- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L=6m$.
- On dispose de 10 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est $\alpha = 8.53^\circ$
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) $12kg/m^2$
- Poids propre d'accessoires de pose..... $5 kg/m^2$
- Les pannes sont en acier S235.
- $f_y = 235 N/mm^2$ (la limite d'élasticité de l'acier)
- $E=21000 da/ mm^2$ (le module d'élasticité longitudinal de l'acier)

III.2 Principe de dimensionnement :

Les pannes fonctionnent en flexion déviée car elles sont posées inclinées d'un angle α , qui est égale à la pente des versants de la toiture.

Elles sont en effet soumises à :

- Une charge verticale : le poids propre de la panne et de la couverture appliqué à son centre de gravité suivant la verticale, cette charge est décomposée en une composante f parallèle à l'âme de la panne et une autre composante t parallèle aux semelles.
- Une charge oblique : due au vent parallèle à l'âme de la panne.

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance (ELU : flexion + cisaillement) ;
- Aux conditions de déversement (ELU : déversement) ;

- Aux conditions de la flèche (ELS).

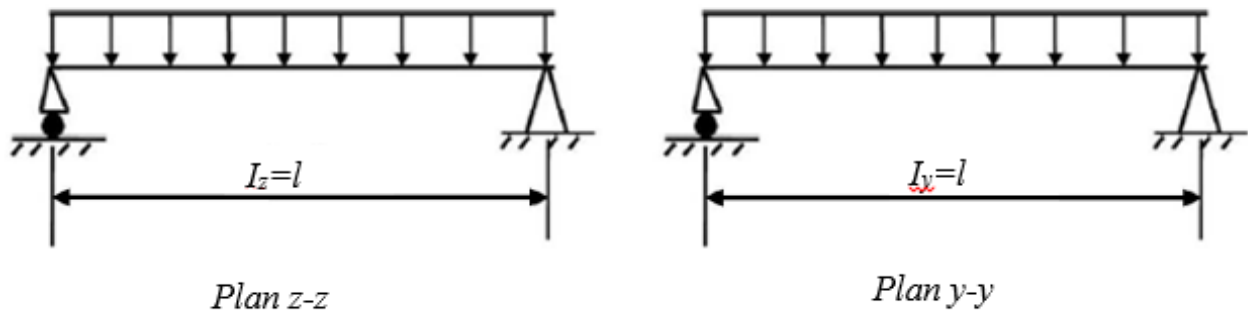


Figure III.2 : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z

III.3 Evaluation des charges et surcharges :

Les charges permanentes (G) : (sans le profile)

Elles comprennent le poids propre de la couverture et accessoires de pose, ainsi que le poids propre des pannes estimé.

$$G = P_{\text{Panneaux}} + P_{\text{accessoires}} = 1.0 + 0.17$$

$$G = G \times d = (0.17) \times 1.2$$

$$G = 0.204 \text{ KN/ml}$$

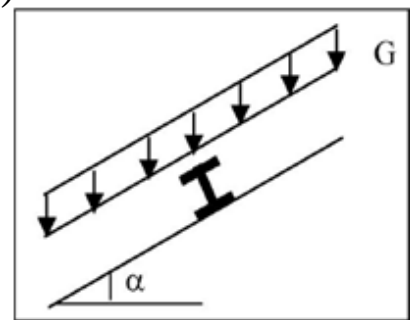


Figure III. 3 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

Surcharges d'entretien (E) :

$$E = \frac{8P}{3L} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6}$$

$$E = 0.44 \text{ KN/ml} \downarrow$$

pour le calcul des Moment

$$E = \frac{2P}{L} = \frac{2 \times 100}{6}$$

$$E = 0.33 \text{ KN/ml} \downarrow$$

Pour le calcul des efforts tranchant

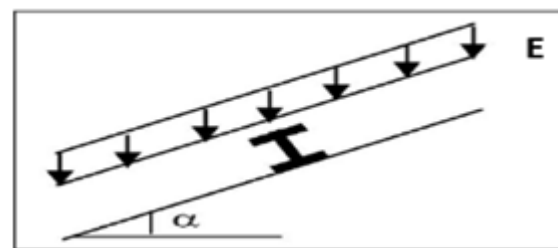


Figure III. 4 : Schéma statique des surcharges d'entretien E sur les pannes.

Surcharges du vent (W) :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent (zone F : vent de soulèvement)

Remarque :

On a un espacement entre chaque panne de 1.2m et la largeur des zones F et G est de 1.976 m d'où les pannes traversent ces deux zones

$$F = -1.911 \text{ KN/m}^2$$

$$G = -1.675 \text{ KN/m}^2$$

Puisqu'il n'y a pas un grand écart entre ces deux zones, on prend la zone F (comme étant la zone la plus défavorable) pour assurer la sécurité.

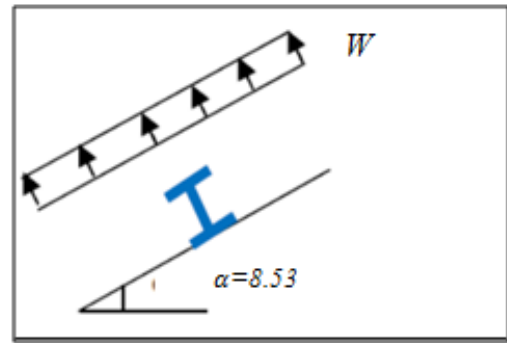


Figure III.5 : Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes.

$$Q_j = -1.911 \text{ KN/m}^2 \text{ (la charge la plus défavorable sur la zone F sous le vent } V_2 \text{)}$$

$$W = Q_j \times d = -1.911 \times 1.2$$

$$W = -2.293 \text{ KN/ml.}$$

Surcharges de la neige (S) :

La surcharge de neige est en fonction de site d'implantation de la construction

(région, altitude) et de la forme de toiture.

$$S = S \times d = 0.298 \times 1.2$$

$$S = 0.358 \text{ KN/ml}$$

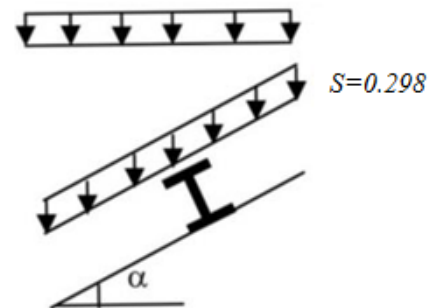


Figure III.6 : Schéma statique des surcharges de la neige sur les pannes.

Combinaison des charges :(ELS)

$$G + E \downarrow$$

$$G + S + \psi_0 W \downarrow$$

$$G + S + \psi_0 S \downarrow$$

$$G + W \uparrow$$

Suivant yy' :

$$\rightarrow q_{y,sd1} = G \sin\alpha + E \sin\alpha = 0.204 \sin 8.53 + 0.44 \sin 8.53 = 0.095 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_{y,sd2} = G \sin\alpha + E \sin\alpha = 0.204 \sin 8.53 + 0.33 \sin 8.53 = 0.079 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_{y,sd3} = G + S + \psi_0 W' \downarrow = G \sin\alpha + S \sin\alpha \times 0.6 W' \downarrow$$

Remarque :

Le coefficient de pression $C_e = +0.07$ sur la toiture est faible et de sens contraire par rapport au coefficient de pression intérieur $C_i = +0.8$ ce qui donne une résultante vers le haut moins défavorable :

$$C_e - C_i = 0.07 - 0.08 = -0.01$$

$$D'où W' \downarrow = 0$$

$$\rightarrow G \sin\alpha + S \sin\alpha = 0.204 \sin 8.53 + 0.358 \sin 8.53 = 0.083$$

$$\text{Plus défavorable est: } q_{y,sd3} = 0,095 \text{ KN/m} \downarrow$$

Suivant zz' :

$$\rightarrow q_{y,sd4} = G \cos\alpha - W \uparrow = 0,204 \cos 8.53 - 2.293 = -2.091 \text{ KN/m} \uparrow$$

$$q_z = -2.091$$

III.4 Pré dimensionnement des pannes :

Dans notre cas on a une poutre posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est : $f = \frac{5q_{y,sd}l^4}{384EI}$ et la flèche admissible

$$: f_{adm} = \frac{L}{200}$$

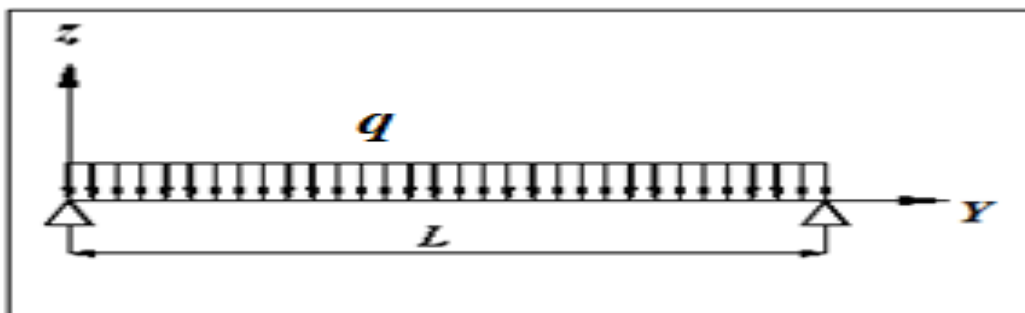


Figure III-7 : Répartition des charges sur les pannes

Suivant z-z

$$f = \frac{5q_{z,sd}l^4}{384EI_y} < f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5q_{z,sd}l^4}{3 \times 384 \times E} = \frac{5 \times 2.091 \times 6^4}{0.03 \times 384 \times 2.1 \times 10^8} = 560.08 \text{ cm}^4$$

$I_y > 560.08 \text{ cm}^4 \longrightarrow$ Donc l'IPE qui correspond est l'IPE180

Les caractéristiques et les dimensions qu'on peut utiliser sont résumées dans le tableau suivant :

$h(\text{mm})$	$b(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	$r(\text{mm})$	$d(\text{mm})$	$p(\text{Kg/m})$
180	9.1	5.3	8.0	9.0	146	18.8
$A(\text{cm}^2)$	$I_y(\text{cm}^4)$	$i_y(\text{cm})$	$W_{pl,y}(\text{cm}^3)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$i_z(\text{cm})$	$W_{pl,z}(\text{cm}^3)$
23.9	1317	7.42	146.3	100.81	2.05	22.16

Tab.III.1 : Caractéristique et dimension d'IPE180

$$G = G_1 \times d + G_2 = 0.17 \times 1.20 + 0.188$$

$$G = 0.392 \text{ KN/m}$$

III.5 Combinaison des charges :

On prend en considération le poids propre de l'IPE 180

ELU:

- $\Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$ pour une action variable la plus défavorable.
- $\Sigma \gamma_G \cdot G + \Sigma \gamma_Q \cdot \phi_0 Q$ pour plusieurs actions variables la plus défavorable.

Combinaison fondamentale selon l'EUROCODE 3

Suivant yy':

$$\rightarrow q_{y, sd1} = \gamma_G \cdot G \sin \alpha = 1.35 \times 0.392 (\sin 8.53) = 0.078 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_{y, sd2} = \gamma_G \cdot G \sin \alpha + \gamma_Q \cdot S \sin \alpha = (1.35 \times 0.392 + 1.5 \times 0.358) (\sin 8.53) = 0.158 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_{y, sd3} = \gamma_G \cdot G \sin \alpha + \gamma_Q \cdot E \sin \alpha = (1.35 \times 0.392 + 1.5 \times 0.44) (\sin 8.53) = 0.176 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_{y, sd4} = \gamma_G \cdot G \sin \alpha + \gamma_Q \cdot E \sin \alpha = (1.35 \times 0.392 + 1.5 \times 0.33) (\sin 8.53) = 0.152 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_{y, sd5} = G + S + \psi_0 W' \downarrow = G \sin \alpha + S \sin \alpha \times 0.6 W' \downarrow$$

Remarque :

Le coefficient de pression $C_e = +0.07$ sur la toiture est faible et de sens contraire par rapport au coefficient de pression intérieur $C_i = +0.8$ ce qui donne une résultante vers le haut qui est moins défavorable :

$$C_e - C_i = 0.07 - 0.08 = -0.01$$

$$D'où $W'_{\downarrow} = 0$$$

La plus défavorable est: $Q_{y;sd} = 0.176 \text{ KN/m}$ pour les moments

La plus défavorable est $Q_{y;sd} = 0.158 \text{ kn/m}$ pour les efforts tranchant

Suivant zz' :

$$\rightarrow q_{z;sd1} = \gamma_G \cdot G \cos \alpha - \gamma_Q \cdot W = 1 \times 0.392 \cos 8.53 - 1,5 \times 2.293 = -3.051 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_{z;sd2} = \gamma_G \cdot G \cos \alpha + \gamma_Q \cdot S \cos \alpha = (1,35 \times 0.392 + 1,5 \times 0,358) \cos 8,53 = 1.054 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_{z;sd3} = \gamma_G \cdot G \cos \alpha + \gamma_Q \cdot E \cos \alpha = (1,35 \times 0,392 + 1,5 \times 0,44) \cos 8,53 = 1.176 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_{z;sd4} = \gamma_G \cdot G \cos \alpha + \gamma_Q \cdot E \cos \alpha = (1,35 \times 0,392 + 1,5 \times 0,33) \cos 8,53 = 1.012 \text{ KN/m}$$

La plus défavorable est: $Q_{z;sd} = -3.051 \text{ KN/m}$

ELS:

$$G + E \downarrow$$

$$G + S + \psi_0 W \downarrow$$

$$G + S + \psi_0 S \downarrow$$

$$G + W \uparrow$$

Suivant yy' :

$$\rightarrow q_{y;sd1} = G \sin \alpha = 0.392 \sin 8.53 = 0.058 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_{y;sd2} = G \sin \alpha + S \sin \alpha = 0.392 \sin 8.53 + 0.358 \sin 8.53 = 0.111 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_{y;sd3} = G \sin \alpha + E \sin \alpha = 0.392 \sin 8.53 + 0.44 \sin 8.53 = 0.123 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_{y;sd4} = G \sin \alpha + E \sin \alpha = 0.392 \sin 8.53 + 0.33 \sin 8.53 = 0.107 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_{y;sd5} = G + S + \psi_0 W' \downarrow = G \sin \alpha + S \sin \alpha \times 0.6 W' \downarrow$$

Remarque :

Le coefficient de pression $C_e = +0.07$ sur la toiture est faible et de sens contraire par rapport au coefficient de pression intérieure $C_i = +0.8$ ce qui donne une résultante vers le haut qui est moins défavorable :

$$C_e - C_i = 0.07 - 0.08 = -0.01$$

$$D'où $W'_{\downarrow} = 0$$$

$$\rightarrow q_{y;sd} = G \sin \alpha + S \sin \alpha = 0.204 \sin 8.53 + 0.358 \sin 8.53 = 0.083$$

$$\text{plus défavorable est: } Q_{y;sd} = 0,123 \text{ KN/m} \downarrow$$

Suivant $z z'$:

$$\rightarrow q_{z;sd1} = G \cos \alpha - W \uparrow = 0,392 \cos 8.53 - 2.293 = -1.9 \text{ KN/m} \uparrow$$

$$\rightarrow q_{z;sd2} = G \cos \alpha + S \cos \alpha = (0,392 + 0.358) \cos 8.53 = 0.741 \text{ KN/m} \uparrow$$

$$\rightarrow q_{z;sd3} = G \cos \alpha + E \cos \alpha = (0,392 + 0.44) \cos 8.53 = 0.82 \text{ KN/m} \uparrow$$

$$\text{Plus défavorable est: } Q_{z;sd} = -1.9 \text{ KN/m} \uparrow$$

III.6 Vérification a la flexion bi-axiale à l'ELU:

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{y;sd}}{M_{pl;y;rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z;sd}}{M_{pl;z;rd}} \right]^{\beta} \leq 1 \quad \alpha = 2 \quad \beta = 1$$

Pour les profile en I ou H

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} \times L^2}{8} = \frac{3.051 \times 36}{8}$$

$$M_{y;sd} = 13.72 \text{ KN/m}$$

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} \times L^2}{8} = \frac{0.176 \times 36}{8}$$

$$M_{z;sd} = 0.792 \text{ KN/m}$$

Et pour déterminer γ_{M0} on doit déterminer la classe du profile **IPE180**

Classe de la section transversale :

Âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5.3} = 27.5 < 72\varepsilon \rightarrow \hat{A} \text{me de classe 1}$$

$$Et : \varepsilon = \sqrt{\frac{23.5}{f_y}} = \sqrt{\frac{23.5}{23.5}} = 1 \dots\dots\dots (EC03 Page 139).$$

Semelle :

$$\frac{c/2}{t_f} = \frac{(b-t_w-2r)/2}{1.1} = 4.23 < 10\varepsilon \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

$$M_{pl,y,rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{146.3 \times 235}{1.1}$$

$$M_{pl,y,rd} = 31.255 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{22.16 \times 235}{1.1}$$

$$M_{pl,z,rd} = 4.734 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{13.72}{31.253} \right]^2 + \left[\frac{0.792}{4.734} \right]^1 = 0.36 < 1 \longrightarrow \text{Donc la flexion bi-axiale est vérifiée}$$

III.7 Vérification de la flèche : (ELS)

Suivant yy'

$$G_y = G \sin \alpha = 0.204 \times \sin 8.53 = 0.03 \text{ KN/m}$$

$$S_y = S \sin \alpha = 0.358 \times \sin 8.53 = 0.053 \text{ KN/m}$$

$$E_y = E \sin \alpha = 1 \times \sin 8.53 = 0.148 \text{ K}$$

$$F_g = \frac{5 \times q_{y,sd} \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0.03 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 100.81} = 0.24 \text{ cm}$$

$$F_s = \frac{5 \times q_{y,sd} \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0.053 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 100.81} = 0.42 \text{ cm}$$

$$F_E = \frac{E_y \times \frac{L}{3}}{24E \times I_z} \times \left(3L^2 - 4 \frac{L}{3} \right) = \frac{23 \times E_y \times L^3}{648 \times E \times I_z}$$

$$F_E = \frac{23 \times 0.148 \times 6^3}{648 \times 2.1 \times 100.81} = 0.54 \text{ cm}$$

$$F_y = F_G + F_E = 0.24 + 0.54 = 0.76 \text{ cm}$$

$$F_y = F_G + F_S = 0.24 + 0.42 = 0.66 \text{ cm}$$

$F_y = 0.76 \text{ cm} < F_{adm} = 3 \text{ cm}$ donc la flèche suivant l'axe yy' est vérifiée donc on n'a pas besoin de renforcer les pannes par des liernes

Suivant zz'

$$G_z = G \times \cos \alpha = 0.204 \times \cos 8.53 = 0.202 \text{ KN/m}$$

$$S_z = S \times \cos \alpha = 0.358 \times \cos 8.53 = 0.354 \text{ KN/m}$$

$$E_z = E \times \cos \alpha = 1 \times \cos 8.53 = 0.99 \text{ KN}$$

$$F_g = \frac{5 \times q_{y,sd} \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0.202 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 1317} = 0.123 \text{ cm}$$

$$F_s = \frac{5 \times q_{y,sd} \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0.354 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 1317} = 0.238 \text{ cm}$$

$$F_E = \frac{E_y \times \frac{L}{3}}{24E \times I_z} \left(3L^2 - 4 \frac{L}{3} \right) = \frac{23 \times E_y \times L^3}{648 \times E \times I_z}$$

$$F_E = \frac{23 \times 0.99 \times 6^3}{648 \times 2.1 \times 1317} = 0.274 \text{ cm}$$

$$F_z = F_G + F_E = 0.123 + 0.274 = 0.397 \text{ cm}$$

$$F_z = F_G + F_S = 0.123 + 0.238 = 0.361 \text{ cm}$$

$F_z = 0.397 \text{ cm} < F_{adm} = 3 \text{ cm}$ donc la flèche suivant l'axe zz'

III.8 Vérification de la résistance à l'effort tranchant : (cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd \max} \leq V_{PL,Rd} \quad (\text{EUROCODE 3 page 158})$$

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} \times l}{2}$$

$$\text{Avec: } V_{y,sd} = \frac{L}{2} T_y = 0.158 \times \frac{6}{2} = 0.474 \text{ KN}$$

$$V_{y,sd} = 0.474 \text{ KN}$$

$$V_{z,sd} = \frac{L}{2} T_z = 3.051 \times \frac{6}{2} = 9.153 \text{ KN}$$

$$V_{z,sd} = 9.153 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_V \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

Avec : $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$

$$A_v = 23.9 \times 10^3 - 2(51 \times 8) + (5.3 + 18) \times 8 = 2390 - 1456 + 186.4$$

$$A_v = 747.6 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{747.6 \times \frac{235}{\sqrt{3}}}{1.1}$$

$$V_{pl,rd} = 92.21 \text{ KN}$$

$V_{sd, max} = 9.153 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 92.21 \text{ KN} \longrightarrow$ Donc l'effort tranchant est vérifié.

Si $V_{sd, max} < \frac{V_{pl,rd}}{2} \rightarrow$ Donc pas de réduction du moment de flexion.

$V_{sd, max} = 9.153 \text{ KN} < \frac{V_{pl,rd}}{2} = \frac{92.71}{2} = 46.10 \text{ KN} \longrightarrow$ Donc la condition est vérifiée

III.9 Vérification au déversement (moment fléchissant) :

$$M_{sd, max} \leq M_{b,rd} \text{ (ECO 03 page 150)}$$

$$M_{sd, max} = M_{ysd} = 13.72 \text{ KN.m}$$

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

Avec : $\beta_w = 1$ } Pour les sections de classe 1
 $\gamma_1 = 1.1$ }

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

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \varphi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \\ \alpha_{LT} = 0.21 \longrightarrow \text{Pour les profile laminés} \dots\dots\dots \text{ (EC03 Page 170)} \end{array} \right.$

Calcul du coefficient χ_{LT} :

Calcule de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\lambda = 93.9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{23.5}{f_Y}} \quad \text{Pour } F_Y = 235\text{MPa} \Rightarrow \varepsilon = 0.1$$

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

$$C_1 = 1.132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{6000/20.5}{1.132^{0.5} \left[1 + 0.05 \left(\frac{6000/20.5}{180/8.0} \right)^2 \right]^{0.25}} = 156.95$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{156.95}{93.9} = 1.67 > 0.4 \longrightarrow \text{Donc il y'a un risque de déversement}$$

$$Q_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(1.67 - 0.2) + 1.67^2] = 2.05$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} = \frac{1}{2.05 + \sqrt{(2.05)^2 - (1.67)^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0.21 < 1$$

$$M_{b\ rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0.21 \frac{146.3 \times 10^3 \times 235}{1.1}$$

$$M_{b\ rd} = 6.56 \text{KN.m}$$

$$M_{sd;max} = 13.72 \text{KN.m} \geq M_{b\ rd} = 6.56 \text{KN.m} \longrightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

On doit augmenter la section de l'IPE on prend un IPE200

$h(\text{mm})$	$b(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	$r(\text{mm})$	$d(\text{mm})$	$p(\text{Kg/m})$
200	100	5.6	8.5	12	159	22.4
$A(\text{cm}^2)$	$I_y(\text{cm}^4)$	$i_y(\text{cm})$	$W_{pl,y}(\text{cm}^3)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$i_z(\text{cm})$	$W_{pl,z}(\text{cm}^3)$
28.5	1943	8.26	221	142	2.24	44.6

Tab.III.2 : Caractéristique et dimension d'IPE200

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

$$\lambda_{LT} = \frac{6000/22.4}{1.132^{0.5} \left[1 + 0.05 \left(\frac{6000/22.4}{200/8.5} \right)^2 \right]^{0.25}} = 152.23$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{152.23}{93.9} = 1.62 > 0.4 \longrightarrow \text{Donc il y'a un risque de déversement}$$

$$Q_{LT} = 0.5[1 + 0.21(1.62 - 0.2) + 1.62^2] = 1.96$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.96 + \sqrt{(1.96)^2 - (1.62)^2}} = 0.33 < 1$$

Donc

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0.33 \frac{221 \times 10^3 \times 235}{1.1}$$

$$M_{b,rd} = 15.58 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right) \leq 1.0$$

$$M_{PL,z,rd} = \frac{W_z \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{44.6 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 9.53 \text{ KN/m}$$

$$\frac{13.72}{15.58} + \frac{0.792}{9.53} = 0.88 + 0.08 = 0.96$$

$$0.96 < 1 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Par diduction toutes les autres vérifications et conditions seront vérifiées pour l'**IPE200** puisque ils sont vérifiés pour l'**IPE180**

Conclusion :

Le profilé en **IPE 200** convient comme pannes.

2. Calcul des lisses de bardage :

III.1 Définition :

On appelle bardage la confection d'une paroi où le remplissage en matériaux léger tel que les tôles nervurées ou panneau sandwich. Dans notre cas nous avons utilisés des tôles en panneau sandwich. Les lisses de bardages sont espacées de 1 m, l'entre axe entre les portiques dans le sens du long pan représente la distance entre les deux appuis de la lisse.

Hypothèse de calcul :

Chaque lisse repose sur 2 appuis de distance :

- ✚ $L=6m$ sur le long pan, et avec des suspentes à mi portée selon l'axe yy' .
- ✚ Espacement à l'écartement des lisses $d=1 m$.
- ✚ Les lisses sont en acier S235

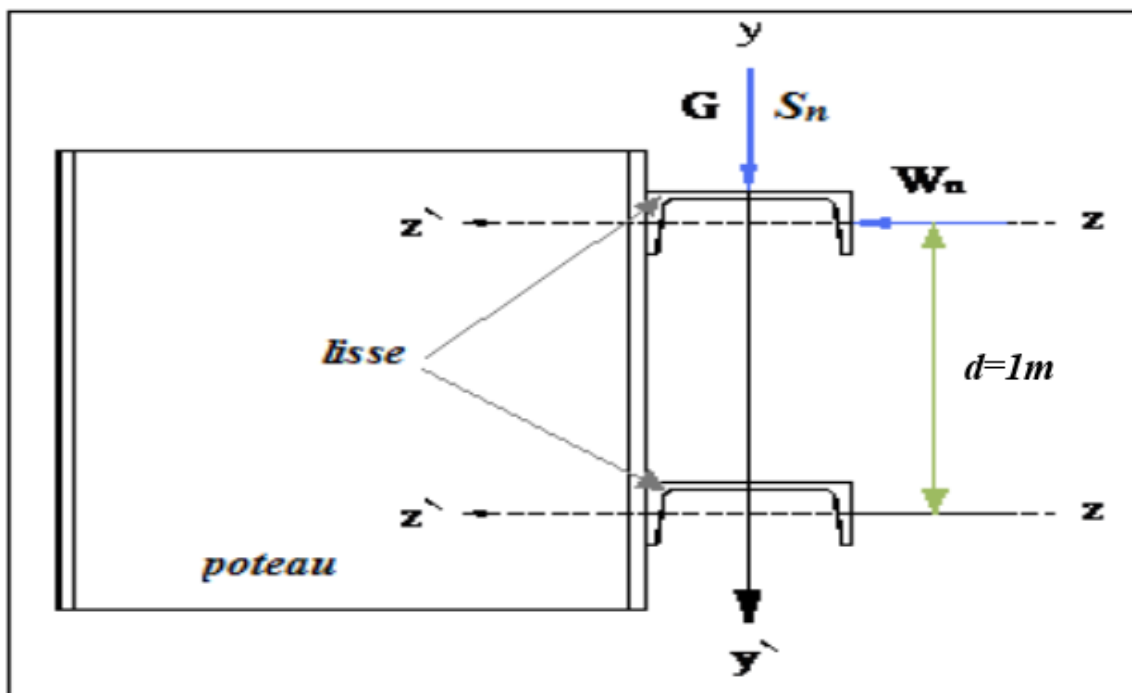


Figure III-8 : Disposition de la lisse de bardage

III.2 Calcul pour un profile UAP :

III.2.1 Evaluation des charges (sans le poids propre des lisses) :

Pour bien évaluer les charges, on va d'abord déterminer la section du profile :

a. Les charges variables :

1) Le vent : (pression) → sur le long pan:

$$Q_j = -1.040 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{la charge la plus défavorable zone A sur } V_2)$$

$$W = Q_j \times d = -1.040 \times 1$$

$$W = -1.040 \text{ KN/m}$$

b. Les charges permanentes :(sans P profile)

Poids de l'accessoire avec panneaux : $G_1 = 0.17 \text{ KN/m}^2$

$$G = G_1 \times d = 0.17 \times 1 \longrightarrow G = 0.17 \text{ KN/m}$$

III.2.2 Combinaison de charge (sans le poids propre des lisses) ELS :

$$1G+1W_{PL}$$

On prend les combinaisons les plus défavorables

Suivant yy' ($q_{y,sd}$) → $G = 0.17 \text{ KN/m}$

Suivant zz' ($q_{z,sd}$) → $W = -1.040 \text{ KN/m}$

Dans notre cas on à une poutre posé sur 2 appuis simple et une charge uniformément répartie donc la flèche est : $f = \frac{5q_{sd}l^4}{384EI}$ et la flèche admissible

$$f_{adm} = \frac{L}{200}$$

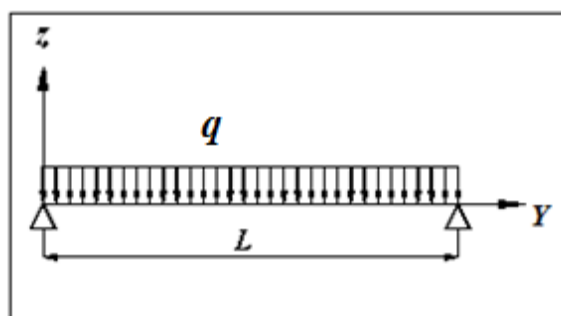


Fig.III-9: Répartition des charges sur les lisses

$$\bullet f_z = \frac{5 \times q_{z,sd} \times L^4}{384 \times E \times I_y} < \frac{L}{200}$$

$$I_y > \frac{200 \times 5 \times q_{z,sd} \times L^4}{384 \times L \times E} = \frac{200 \times 5 \times 6^4 \times (-1.040)}{384 \times 2.1 \times 10^8 \times 6} = 278.57 \text{ cm}^4$$

$$I_y > 278.57 \times 10^4 \text{mm}^4$$

$$\bullet f_y = \frac{2.05 \times q_{y;sd} \times l^4}{384 \times E \times I_z} < \frac{L}{200}$$

$$I_z > \frac{2.05 \times q_{y;sd} \times l^4 \times 200}{384 \times E \times L} = \frac{2.05 \times 200 \times 0.17 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 10^8 \times 6} = 18.66 \text{cm}^4$$

$$I_z > 18.66 \times 10^4 \text{mm}^4$$

Donc le profil qui correspond est l'UAP 130 ($I_y = 459.6 \times 10^4 \text{mm}^4$; $G = 13.7 \text{kg/m}$)

$h(\text{mm})$	$b(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	$r(\text{mm})$	$d(\text{mm})$	$p(\text{Kg/m})$
130	55	6	9.5	9.5	92	13.74
$A(\text{mm}^2)$	$I_y(\text{cm}^4)$	$i_y(\text{cm})$	$W_{pl,y}$	$I_z(\text{cm}^4)$	$i_z(\text{cm})$	$W_{pl,z}(\text{cm}^3)$
17.5	459.59	5.12	83.51	51.34	1.71	25.64

Tab.III-3 : Caractéristiques et dimensions d'UAP130

III.2.3 Evaluation de charge (avec le poids propre de l'UAP130):

a) Les charges variables :

1) Charge du vent (Pression) :

Suivant zz' :

$$W = Q_j \times d = -1.040 \times 1$$

$$W = -1.040 \text{KN/m}$$

b) Les charges permanentes :

$$\text{Poids des panneaux sandwich + accessoire} \rightarrow G_1 = 0.17 \text{KN/m}^2$$

$$\text{Poids propre de l'UAP130} \rightarrow G_2 = 0.137 \text{KN/m}$$

$$G = G_1 \times d + G_2 = 0.17 \times 1 + 0.137 = 0.307 \text{KN/m}$$

III.2.4 Combinaison de charge (avec le poids propre de l'UAP130):

a) ELU :

$$\Sigma \gamma_G \times G + \gamma_Q \times W$$

Suivant yy' :

$$Q_{y,sd} = \gamma_G \times G = 1.35 \times 0.307 = 0.41 \text{ KN/m}$$

$$Q_{y,sd} = 0.41 \text{ KN/m}$$

Suivant zz' :

$$Q_{z,sd} = \gamma_Q \times W = 1.5 \times (-1.040) = -1.56 \text{ KN/m}$$

$$Q_{z,sd} = -1.56 \text{ KN/m}$$

b) *ELS* :

$$\Sigma \gamma_G \times G + \gamma_Q \times W$$

Suivant yy' :

$$Q_{y,sd} = \gamma_G \times G = 1 \times 0.307$$

$$Q_{y,sd} = 0.307 \text{ KN/m}$$

Suivant zz' :

$$Q_{z,sd} = \gamma_Q \times W = 1(-1.040)$$

$$Q_{z,sd} = -1.040 \text{ KN/m}$$

III.2.5 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :

Pour cette vérification de la flexion on utilise la condition suivante

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right) + \left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right) \leq 1 \dots \dots \dots \text{(EC03 Page 163)}$$

Avec $N_{sd} = 0$

- $M_{sd} = \frac{Q_{sd}}{8} l^2$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd}}{8} l^2 = \frac{(1.5W)l^2}{8} = \frac{-1.56 \times 6^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = -7.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd}}{8} l^2 = \frac{(1.35G)l^2}{8} = \frac{0.41 \times 6^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 1.85 \text{ KN.m}$$

- $M_{pl,rd} = \frac{w_{pl}}{\gamma_{M0}} f_y$

Classification de l'UAP130:

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

$$Ame : \frac{d}{t_w} = \frac{92}{6} = 15.33 < 72 \varepsilon \longrightarrow \text{classe 1}$$

$$\text{Semelle} : \frac{c}{t_f} = \frac{b-t_w-2r}{2t_f} = 1.57 < 10\varepsilon \longrightarrow \text{classe 1}$$

→ Donc section de classe 1.

$$M_{pl,y,rd} = \frac{w_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{83.51 \times 23.5}{1.1}$$

$$M_{pl,y,rd} = 17.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{w_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{25.55 \times 23.5}{1.1}$$

$$M_{pl,z,rd} = 5.46 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$0 + \frac{7.02}{17.85} + \frac{1.85}{5.46} = 0.73 < 1 \longrightarrow \text{Donc la flexion bi-axiale est vérifiée.}$$

III.2.6 Vérification au déversement (cas de vent de pression) :

Il n'y a pas le risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur (cas de vent de pression).

III.2.7 Vérification de la flèche à L'ELS :

$$f_y = \frac{2.05 Q_{y,sd} l^2}{384 E I_z} = \frac{2.05 \times 30.7 \times 6^4}{384 \times 210 \times 51.34}$$

$$f_y = 1.97 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 Q_{z,sd} l^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 104 \times 6^4}{384 \times 210 \times 459.6}$$

$$f_z = 1.8 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200}$$

$$f_{ad} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = 1.97 \text{ cm} < f_{ad} = 3 \text{ cm} \quad f_y \text{ est vérifié.}$$

$$f_z = 1.8 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad f_z \text{ est vérifié.}$$

$$f_{max} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{(1.97)^2 + (1.8)^2}$$

$$f_{max} = 2.66 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{l}{200} = 3 \text{ cm} \longrightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

Remarque :

Comme la flèche est vérifiée suivant l'axe yy' on n'a pas besoin de renforcer les lisses de bardage

III.2.8 Vérification aux efforts tranchant (Cisaillement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} < V_{pl,rd} \dots\dots\dots (EC03 Page 158)$$

- $V_{sd} = \frac{Q_{sd} l}{2}$

$$V_{sd,y} = \frac{Q_{y,sd} l}{2} = \frac{0.41 \times 6}{2}$$

$$V_{sd,y} = 1.23 \text{ KN}$$

$$V_{sd,z} = \frac{Q_{z,sd} l}{2} = \frac{1.56 \times 6}{2}$$

$$V_{sd,z} = 4.68 \text{ KN}$$

- $V_{pl,rd} = \frac{A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$ avec $A_v = A - 2bt + (t_w + 2r) t_f$

$$A_v = 1750 - 2(55 \times 9.5) + (6 + 2 \times 9.5) 9.5 = 942.5 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 9.42 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{942.5 \times 235 / \sqrt{3}}{1.1} = 116.25 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$V_{pl,rd} = 116.25 \text{ KN}$$

Donc la condition sera:

$$V_{sd,max} = 4.68 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 116.25 \text{ KN} \longrightarrow \text{Donc l'effort tranchant est vérifiée}$$

III.3 Vérification des lisses au long pan :

III.3.1 Evaluation de charge :

a) Les charges variables :

1) Charge du vent (V_2 Dépression) :

Suivant zz' :

$$Q_j = 0.532 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{la charge la plus défavorable paroi D sur } V_2)$$

$$W = Q_j \times d = 0.532 \times 1$$

$$W = 0.532 \text{ KN/m}$$

b) Les charges permanentes :

$$\text{Poids des panneaux sandwich + accessoire} \rightarrow G_1 = 0.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids propre de l'UAP130} \rightarrow G_2 = 0.137 \text{ KN/m}$$

$$G = G_1 \times d + G_2 = 0.17 \times 1 + 0.137 = 0.307 \text{ KN/m}$$

III.3.2 Combinaison de charge :

a) ELU :

$$\Sigma \gamma_G \times G + \gamma_Q \times Q$$

Suivant yy' :

$$Q_{y,sd} = \gamma_G \times G = 1.35 \times 0.307 = 0.41 \text{ KN/m}$$

$$Q_{y,sd} = 0.41 \text{ KN/m}$$

Suivant zz' :

$$Q_{z,sd} = \gamma_Q \times W = 1.5 \times 0.532 = 0.798 \text{ KN/m}$$

$$Q_{z,sd} = 0.798 \text{ KN/m}$$

b) ELS :

$$\Sigma \gamma_G \times G + \gamma_Q \times W$$

Suivant yy' :

$$Q_{y,sd} = \gamma_G \times G = 1 \times 0.307$$

$$Q_{y,sd} = 0.307 \text{ KN/m}$$

Suivant zz' :

$$Q_{z,sd} = \gamma_Q \times W = 1(0.532)$$

$$Q_{z,sd} = 0.532 \text{ KN/m}$$

III.3.3 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :

Pour cette vérification de la flexion on utilise la condition suivante

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}\right) + \left(\frac{M_{y,rd}}{M_{ply,rd}}\right) + \left(\frac{M_{z,rd}}{M_{pl,z,rd}}\right) \leq 1 \dots \dots \dots (EC03 Page 163)$$

Avec $N_{sd}=0$

- $M_{sd} = \frac{Q_{sd}}{8} l^2$

$$M_{y,rd} = \frac{Q_{z,rd}}{8} l^2 = \frac{(1.5W)l^2}{8} = \frac{0.798 \times 6^2}{8}$$

$$M_{y,rd} = 3.591 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,rd} = \frac{Q_{y,rd}}{8} l^2 = \frac{(1.35G)l^2}{8} = \frac{0.41 \times 6^2}{8}$$

$$M_{z,rd} = 1.845 \text{ KN.m}$$

- $M_{pl,rd} = \frac{w_{pl}}{\gamma_{M0}} f_y$

$$M_{ply,rd} = \frac{w_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{83.51 \times 23.5}{1.1}$$

$$M_{ply,rd} = 17.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{w_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{25.55 \times 23.5}{1.1}$$

$$M_{pl,z,rd} = 5.46 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$0 + \frac{3.591}{17.85} + \frac{1.845}{5.46} = 0.54 < 1 \longrightarrow \text{Donc la flexion bi-axiale est vérifiée.}$$

III.3.4 Vérification de la flèche à L'ELS :

$$f_y = \frac{2.05 Q_{y,rd} l^4}{384 E I_z} = \frac{2.05 \times 30.7 \times 6^4}{384 \times 210 \times 51.34}$$

$$f_y = 2 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 Q_{z,rd} l^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 53.2 \times 6^4}{384 \times 210 \times 459.6}$$

$$f_z = 1 \text{ cm}$$

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

$$f_y = 2 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad f_y \text{ est vérifié.}$$

$$f_z = 1 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad f_z \text{ est vérifié.}$$

$$f_{max} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{0.02^2 + 0.01^2}$$

$$f_{max} = 2.2 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{l}{200} = 3 \text{ cm} \longrightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

Remarque :

Comme la flèche est vérifiée suivant l'axe yy' on n'a pas besoin de renforcer les lisses de bardage

III.3.5 Vérification aux efforts tranchant (Cisaillement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \dots\dots\dots(\text{EC03 Page 158})$$

- $V_{sd} = \frac{Q_{sd}l}{2}$

$$V_{y, sd} = \frac{Q_{y, sd}l}{2} = \frac{0.41 \times 6}{2}$$

$$V_{sd, y} = 1.23 \text{ KN}$$

$$V_{sd, z} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} = \frac{0.798 \times 6}{2}$$

$$V_{sd, z} = 2.394 \text{ KN}$$

- $V_{pl, rd} = \frac{A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$

$$V_{pl, y, rd} = \frac{A_{vy} \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{1045 \times \frac{235}{\sqrt{3}}}{1.1} = 128.9 \cdot 10^3 \text{ N avec } A_{vy} = 2bt_f = 2 \times 55 \times 9.5$$

$$A_{vy} = 10.45 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl, y, rd} = 128.9 \text{ KN}$$

$$V_{pl, z, rd} = \frac{A_{vz} \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} \text{ avec } A_{vz} = 8.52 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl, z, rd} = \frac{852 \times 235 / \sqrt{3}}{1.1} = 105.08 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$V_{pl, z, rd} = 105.08 \text{ KN}$$

Donc la condition sera:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{sd,y} = 1.23 \text{ KN} < V_{pl,y,rd} = 128.9 \text{ KN} \\ V_{sd,z} = 2.394 \text{ KN} < V_{pl,z,rd} = 105.08 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Donc l'effort tranchant est vérifiée}$$

III.3.6 Vérification au déversement :

La semelle comprimée sous l'action du vent de dépression est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur.

La formule de vérification au déversement est donnée comme suit :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right) \leq 1.0$$

III.3.6.1 Calcul du moment de résistance au déversement

$M_{b,rd}$:

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot \beta_W \cdot M_{ply,rd}$$

Avec : $\beta = 1.0$ pour les sections de classe 1 et 2

D'où $M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply,rd}$

III.3.6.2 Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

χ_{LT} : est donné dans les tableaux de χ (annexe 6) en fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ selon la courbe de flambement appropriée.

Pour les profilés laminés on utilise la courbe de flambement a

Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \sqrt{\beta_W} \quad \text{avec } \beta = 1.0 \text{ pour les sections de classe 1 et 2}$$

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

Avec $C_1 = 1.88 - 1.40\Psi + 0.5\Psi^2 \leq 2.7$

$\Psi = M_a / M_b = 0$ poutre simplement appuyée

$C_1 = 1.88$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{600/1.71}{1.88^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{600/1.71}{13/0.95} \right)^2 \right]^{0.25}} = 106.1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] = \frac{106.1}{93.9} = 1.13$$

χ_{LT} → Tableau de χ en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$.

En utilisant la courbe de flambement **a**, pour $\bar{\lambda}_{LT}=1.13$ on lit $\chi_{LT} = 0.5751$

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply,rd} = 0.5751 \times 17.85$$

$$\mathbf{M_{b,rd} = 10.26 KNm}$$

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right) = \frac{3.591}{10.26} + \frac{1.845}{5.46} = \mathbf{0.68} \leq \mathbf{1.0} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III.4 Vérification des lisses au pignon :

III.4.1 Evaluation de charge :

a) Les charges variables :

1) Charge du vent (V_1 Dépression) :

Suivant zz' :

$$Q_j = 0.566 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{la charge la plus défavorable paroi D sur } V_1)$$

$$W = Q_j \times d = 0.566 \times 1$$

$$\mathbf{W = 0.566 KN/m}$$

b) Les charges permanentes :

$$\text{Poids des panneaux sandwich + accessoire} \longrightarrow G_1 = 0.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids propre de l'UAP130} \longrightarrow G_2 = 0.137 \text{ KN/m}$$

$$G = G_1 \times d + G_2 = 0.17 \times 1 + 0.137 = 0.307 \text{ KN/m}$$

III.4.2 Combinaison de charge :

a) ELU :

$$\Sigma \gamma_G \times G + \gamma_Q \times Q$$

Suivant yy' :

$$Q_{y,sd} = \gamma_G \times G = 1.35 \times 0.307 = 0.41 \text{ KN/m}$$

$$\mathbf{Q_{y,sd}=0.41 KN/m}$$

Suivant zz' :

$$Q_{z,sd} = \gamma_Q \times W = 1.5 \times 0.566 = 0.85 \text{ KN/m}$$

$$Q_{z,sd} = 0.85 \text{ KN/m}$$

b) *ELS* :

$$\Sigma \gamma_G \times G + \gamma_Q \times Q$$

Suivant yy' :

$$Q_{y,sd} = \gamma_G \times G = 1 \times 0.307$$

$$Q_{y,sd} = 0.307 \text{ KN/m}$$

Suivant zz' :

$$Q_{z,sd} = \gamma_Q \times W = 1(0.566)$$

$$Q_{z,sd} = 0.566 \text{ KN/m}$$

III.4.3 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :

Pour cette vérification de la flexion on utilise la condition suivante

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right) + \left(\frac{M_{y,rd}}{M_{pl,y,rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,rd}}{M_{pl,z,rd}} \right) \leq 1 \dots \dots \dots \text{(EC03 Page 163)}$$

Avec $N_{sd} = 0$

- $M_{sd} = \frac{Q_{sd}}{8} l^2$

$$M_{y,rd} = \frac{Q_{z,sd}}{8} l^2 = \frac{(1.5W)l^2}{8} = \frac{0.85 \times 4.15^2}{8}$$

$$M_{y,rd} = 1.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,rd} = \frac{Q_{y,sd}}{8} l^2 = \frac{(1.35G)l^2}{8} = \frac{0.41 \times 4.15^2}{8}$$

$$M_{z,rd} = 0.882 \text{ KN.m}$$

- $M_{pl} = \frac{w_{pl}}{\gamma_{M0}} f_y$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{w_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{83.51 \times 23.5}{1.1}$$

$$M_{pl,y,rd} = 17.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{w_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{25.55 \times 23.5}{1.1}$$

$$M_{pl,z,rd} = 5.46 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$0 + \frac{1.83}{17.85} + \frac{0.882}{5.46} = 0.26 < 1 \longrightarrow \text{Donc la flexion bi-axiale est vérifiée.}$$

III.4.4 Vérification de la flèche à L'ELS :

$$f_y = \frac{2.05 Q_{y,sd} l^4}{384 E I_z} = \frac{2.05 \times 30.7 \times 4.15^4}{384 \times 210 \times 51.34}$$

$$f_y = 0.45 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 Q_{z,sd} l^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 56.6 \times 4.15^4}{384 \times 210 \times 459.6}$$

$$f_z = 0.22 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{415}{200} = 2.07 \text{ cm}$$

$$f_y = 0.45 \text{ cm} < f_{adm} = 2.07 \text{ cm} \quad f_y \text{ est vérifié.}$$

$$f_z = 0.22 \text{ cm} < f_{adm} = 2.07 \text{ cm} \quad f_z \text{ est vérifié.}$$

$$f_{max} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{0.45^2 + 0.22^2}$$

$$f_{max} = 0.5 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{l}{200} = 2.07 \text{ cm} \longrightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

Remarque :

Comme la flèche est vérifiée suivant l'axe yy' on n'a pas besoin de renforcer les lisses de bardage

III.4.5 Vérification aux efforts tranchant (Cisaillement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} < V_{pl,rd} \dots\dots\dots (\text{EC03 Page 158})$$

- $V_{sd} = \frac{Q_{sd} l}{2}$

$$V_{sd,y} = \frac{Q_{y,sd} l}{2} = \frac{0.41 \times 4.15}{2}$$

$$V_{sd,y} = 0.85 \text{ KN}$$

$$V_{sd,z} = \frac{Q_{z,sd} l}{2} = \frac{0.85 \times 4.15}{2}$$

$$V_{sd,z} = 1.76 \text{ KN}$$

- $V_{pl,y,rd} = \frac{A_{vy} f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$ avec $A_{vy} = 2bt_f$

$$A_{vy} = 2 \times 55 \times 9.5 = 10.45 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,y,rd} = \frac{1045 \times 235 / \sqrt{3}}{1.1} = 128.9 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$V_{pl,y,rd} = 128.9 \text{ KN}$$

$$\bullet V_{pl,z,rd} = \frac{A_{vz} \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec} \quad A_{vz} = 8.52 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,z,rd} = \frac{852 \times 235 / \sqrt{3}}{1.1} = 105.08 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$V_{pl,z,rd} = 105.08 \text{ KN}$$

Donc la condition sera:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{sd,y} = 0.85 \text{ KN} < V_{pl,y,rd} = 128.9 \text{ KN} \\ V_{sd,z} = 1.76 \text{ KN} < V_{pl,z,rd} = 105.08 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Donc l'effort tranchant est vérifiée}$$

III.4.6 Vérification au déversement :

La semelle comprimée sous l'action du vent de dépression est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur.

La formule de vérification au déversement est donnée comme suit :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right) \leq 1.0$$

III.4.6.1 Calcul du moment de résistance au déversement

$M_{b,rd}$:

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot \beta_W \cdot M_{ply,rd}$$

Avec $\beta = 1.0$ pour les sections de classe 1 et 2

$$D'où \quad M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply,rd}$$

III.4.6.2 Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

χ_{LT} : est donné dans les tableaux de χ en fonction de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ selon la courbe de flambement appropriée.

Pour les profilés laminés on utilise la courbe de flambement a

Calcul de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \sqrt{\beta_W} \quad \text{avec} \quad \beta = 1.0 \text{ pour les sections de classe 1 et 2}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z/i_z}{[C_1]^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad \text{avec } C_1 = 1.88 - 1.40\Psi + 0.5\Psi^2 \leq 2.7$$

$$\Psi = M_a/M_b = 0 \quad \text{poutre simplement appuyée}$$

$$C_1 = 1.88$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{415/1.71}{1.88^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{415/1.71}{13/0.95} \right)^2 \right]^{0.25}} = 87.52$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] = \frac{87.52}{93.9} = 0.93$$

$\chi_{LT} \rightarrow$ Tableau de χ en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$.

En utilisant la courbe de flambement **a**, pour $\bar{\lambda}_{LT} = 0.93$ on lit $\chi_{LT} = 0.7139$

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply,rd} = 0.7139 \times 17.85$$

$$M_{b,rd} = 12.74 \text{ KNm}$$

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right) = \frac{1.83}{12.74} + \frac{0.882}{5.46} = 0.31 \leq 1 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Conclusion :

Le profilé en **UAPI30** est vérifié comme lisse de bardage

3. Calcul des potelets

III.1 hypothèse de calcul :

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.

Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de hauteur de la construction. Ils sont considérés comme articulés dans deux extrémités.

III.2 Détermination des sollicitations :

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

III.3 Dimensionnement des potelets :

- ✓ Chaque pignon possède 8 potelet de longueur max $L=9.30$ m.
- ✓ Le porte max entre axe des potelets $d= 4.15$ m.
- ✓ Les potelets sont en acier S235
- ✓ $f_y=235$ N/mm² (la limite élasticité d'acier).
- ✓ $E=210000$ N/mm² (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

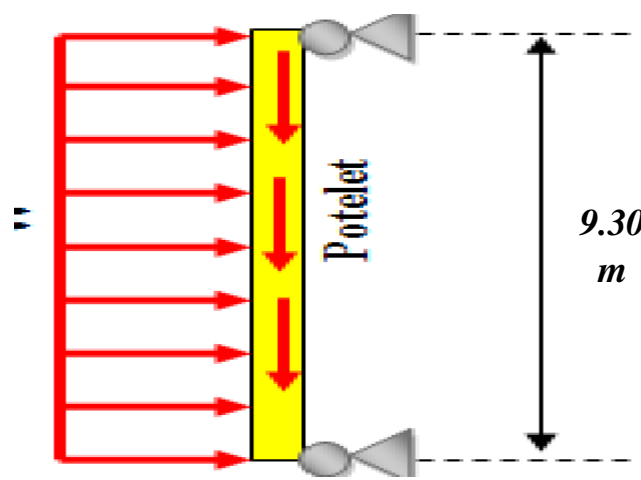


Figure III.10 : Schéma du potelet

III.4 Evaluation des charges :

III.4.1 Détermination de la section de potelet

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est $Q_j=0.925 \text{ KN/m}^2$ (zone B).

$$W_s=Q_j \times d = -0.925 \times 4.15 = -3.84 \text{ KN/m} \rightarrow W_{s,L} = -3.84 \text{ KN/m}$$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est : $f_z = \frac{5q_{zsd}l^4}{384EI}$

Et la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{l}{200}$

$$f_z = \frac{5q_{zsd}l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$I_y = \frac{5 \times 200 \times 3.84 \times 9.3^3}{384 \times 2.1 \times 10} = 3830.27 \text{ cm}^3$$

$$I_y \geq 3830.27 \text{ cm}^3$$

Donc le profile qui correspond est IPE240

h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	d (mm)	A (cm ²)	P (Kg/m)
240	120	6.2	9.8	15	190.4	39.1	30.7
I_y (cm ⁴)	$W_{el,y}$ (cm ³)	i_y (cm)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	I_z (cm ⁴)	$W_{el,z}$ (cm ³)	i_z (cm)	$W_{pl,z}$ (cm ³)
3892	324	9.97	367	284	47.3	2.69	73.9

Tableau III-4 : Caractéristiques et dimensions IPE 240

Les charges variables : $W_s = -3.84 \text{ KN/m}$

Les charges permanentes :

Poids des panneaux + accessoire $\rightarrow G1 = 0.17 \times 4.15 \times 9.3 = 6.56 \text{ KN}$

Poids des lisses courantes $\rightarrow G2 = 0.137 \times 4.15 \times 5 = 2.84 \text{ KN}$

Poids propre de l'IPE240 $\rightarrow G3 = 0.307 \times 9.3 = 2.86 \text{ KN}$

$$G = G1 + G2 + G3 = 12.23 \text{ KN} \rightarrow G = T = 12.23 \text{ KN}$$

Les combinaisons des charges :

ELS :

Suivant z-z:

$$|W| = 3.84 \text{ KN/m} \rightarrow F = 3.84 \text{ KN}$$

ELU:

Suivant z-z :

$$1,5|W| = 1,5 \times 3.84 = 5.76 \text{ KN/m} \longrightarrow F' = 5.76 \text{ KN}$$

III.5 Vérification à la flèche :

La vérification ce fait à ELS :

On vérifie la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

$$f_z = \frac{5q_{z,sd}l}{384EI} = \frac{5 \times 3840 \times 9300 \times 10}{384 \times 210000 \times 3892 \times 10} = 45.76 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{9300}{200} = 46.20 \text{ cm}$$

$f_z = 45.76 \text{ cm} \leq f_{adm} = 46.20 \text{ cm} \longrightarrow$ Donc la flèche est vérifiée.

III.6 Vérification de la section à la résistance :

III.6.1 Incidence de l'effort tranchant :

$$Si : V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

$$Q_{sd} = 1.5 W = 1.5 \times 3.84 = 5.76 \text{ KN/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{sd} \times L}{2} = \frac{5.76 \times 9.3}{2}$$

$$V_{sd} = 26.78 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma M_0} = \frac{19.1 \times 23.5 / \sqrt{3}}{1.1}$$

$$V_{pl,Rd} = 235.59 \text{ KN}$$

Car : $A_{vz} = 19.1 \text{ cm}^2$ (d'après le tableau des profils)

$$0.5 V_{pl,Rd} = 0.5 \times 235.59$$

$$0.5 V_{pl,Rd} = 117.80 \text{ KN}$$

On a:

$V_{sd} = 26.78 \text{ KN} \leq 0.5 V_{pl,Rd} = 117.80 \text{ KN} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

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

III.6.2 Incidence de l'effort normal :

$$Si : N_{sd} \leq \text{Min} \left(0.25 N_{pl,Rd}; \frac{0.5A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal

$$N_{sd} = 1.35 G = 1.35 \times 12.23$$

$$N_{sd} = 16.51 \text{ kN}$$

- $N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

D'où

$$0.25 N_{pl,Rd} = 0.25 (835.32)$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 208.83 \text{ KN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = (39.1 - 2 \times 12 \times 0.98) = 15.58 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$\frac{0.5A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times 15.58 \times 23.5}{1.1}$$

$$\frac{0.5A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 166.42 \text{ KN}$$

D'où :

$$N_{sd} = 16.51 \text{ KN} \leq \text{Min} (208.83, 166.42) = 166.42 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

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

III.6.3 Vérification à la flexion :

$$M_{y,Sd} \leq M_{cy,Rd}$$

$M_{cy,Rd}$: c'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

Classe de la section.

Classe de la semelle (semelle comprimée) :

Classe de la section :

$$C = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} < 10\epsilon \quad \text{avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{23.5}{f_y}} = \sqrt{\frac{23.5}{23.5}} = 1$$

$$C = \frac{(120 - 6.2 - 30)/2}{9.8} = 4.28 \leq 10 \times 1 = 10$$

=> Semelle est de classe 1

Classe de l'âme (flexion composée) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \text{ et } d_c = \frac{N_{sd}}{t_n \times f_y} = \frac{16.51}{0.62 \times 23.5} = 1.13 \text{ cm}$$

D'où :

$$\alpha = \frac{1}{190.4} \left(\frac{190.4 + 11.3}{2} \right) = 0.53 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13\alpha - 1)} \implies \frac{190.4}{6.2} = 30.71 \leq \frac{396}{[13(0.53) - 1]} = 67.23 \text{ mm}$$

=> Ame de classe 1

Donc la section est de classe 1

$$M_{cy,Rd} = M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{367 \times 23.5}{1.1} = 7840.45 \text{ KN.cm}$$

$$M_{cy,Rd} = 78.40 \text{ KN.m}$$

On a :

$$Q_{zsd} = 5.76 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \times l^2}{8} = \frac{5.76 \times 9.3^2}{8}$$

$$M_{ysd} = 62.27 \text{ KN.m}$$

D'où

$$M_{ysd} = 62.27 \text{ KN.m} \leq M_{cy,Rd} = 78.40 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

III.7 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

III.7.1 flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{PLRd}} + k_y \frac{M_{ysd}}{M_{PLYRd}} \leq 1.0$$

III.7.2 flexion composée avec risque de diversement:

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{PL,Rd}} + k_{LT} \frac{M_{y sd}}{\chi_{LT} M_{PLy,Rd}} \leq 1.0$$

Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z

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

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

➤ **Longueur de flambement :**

$$l_y = L = 9.3 \text{ m.}$$

➤ **Calcul de l'élançement :**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{930}{9.97} = 93.27$$

➤ **Calcul d'élançement réduit :**

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{23.50} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}, \beta_A = 1 (\text{section 1, 2 et 3})$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{93.27}{93.9} [1]^{0.5} = 0.99$$

➤ **Choix de la courbe de flambement:**

–
Le tableau 5.5.3 de l'EUROCODE 3, partie 1-1, nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section :

$$\frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 > 1.2$$

$$\text{Et } t_f = 9.8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant y-y :

Courbe **a** : $\alpha = 0.21$

➤ **Facteur de réduction**

$\chi_y = 0.6726$ (tableau du coefficient de Flambement χ de la courbe **a**).

Flambement par rapport à l'axe faible zz (dans le plan du portique) :

➤ **Longueur de flambement :**

$$l_z = L = 1 \text{ m (entre axe des lisses).}$$

➤ **Calcul de l'élançement :**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{100}{2.69} = 37.17$$

➤ **Calcul d'élançement réduit :**

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{23.50} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}, \beta_A = 1 (\text{section 1, 2 et 3})$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{37.17}{93.9} = 0.40$$

➤ **Choix de la courbe de flambement:**

Le tableau 5.5.3 de l'EUROCODE 3, partie 1-1, nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section :

$$\frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 > 1.2$$

$$\text{Et } t_f = 9.8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant z-z :

Courbe **b** : $\alpha = 0.34$

➤ **Facteur de réduction**

$\chi_z = 0.9261$ (tableau du coefficient de Flambement χ de la courbe **b**).

$$\chi_{min} = \min (0.6726 ; 0.9261)$$

$$\chi_{min} = 0.6726$$

➤ **Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_n} \right] [\beta_A]^{0.5}$$

λ_{LT} : élanement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z/i_z}{[C_1]^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{100/2.69}{[1.132]^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{100/2.69}{24/0.98} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{34}{93.9} = 0.36 < 0.4 \text{ Il y'a risque de déversement}$$

Courbe a : $\alpha = 0.21$

$\chi_{LT} = 0.9630 < 1$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

➤ **Calcul des coefficients k :**

$$\mu_y = \lambda_y (2\beta_{\mu_y} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{eLy}}$$

$$\mu_y = 0.99(2 \times 1.3 - 4) + \frac{367 - 324}{324}$$

$$\mu_y = -1.26 \leq 0.9n$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A f_y} = 1 - \frac{-1.26 \times 16.51}{0.6726 \times 39.1 \times 23.5} = 1.03$$

$$K_y = 1.03 \leq 1.5$$

Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement $\beta_{m_y} = 1.3$ car la poutre est simplement appuyée.

$$\mu_{LT} = 0.15 \lambda_z \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.4 \times 1.3 - 0.15 = -0.072$$

$$\mu_{LT} = -0.072 < 1.5$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{sd}}{\chi_{LT} A f_y} = 1 - \frac{-0.072 \times 16.51}{0.9630 \times 39.1 \times 23.5} = 1$$

β_{MLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{PL,Rd}} + \frac{K_y M_{Ysd}}{M_{PLY,Rd}} = \frac{16.51}{0.6726 \times 835.32} + \frac{1.03 \times 62.27}{78.40}$$

0.029 + 0.82 = 0.85 ≤ 1 → **La condition est vérifiée**

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{PL,Rd}} + \frac{K_{LT} M_{Ysd}}{\chi_{LT} M_{PLY,Rd}} = \frac{16.51}{0.9261 \times 835.32} + \frac{1 \times 62.27}{0.9630 \times 78.40}$$

0.002 + 0.82 = 0.84 ≤ 1 → **Le déversement est vérifié**

Conclusion :

L'IPE 240 convient comme potelet.

Conclusion générale :

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profilés des éléments secondaires qui sont capables de résister à leurs poids propres et à tous les efforts extrêmes de vent.

Les profilés retenus après vérification pour différents éléments secondaires sont :

- ✓ **Les pannes : IPE 200**
- ✓ **Les lisses du long-pan : UAP 130**
- ✓ **Les potelets : IPE 240**

CHAPITRE IV: Études du pont roulant

Introduction :

Ce chapitre représente le calcul de la voie de roulement de deux halles de 23.6 m de portée pour chaque un, abritant deux ponts roulant dans chaque halle de 10 T (de puissance)

Le pont roulant : est un engin de levage mobile circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement à la voie principale, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge.

La voie de roulement : est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée de deux poutres de roulement et ses supports, les deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.

La poutre de roulement : est l'élément porteur longitudinal de la voie, les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par corbeaux fixés sur les poteaux de la halle.

Caractéristiques de pont roulant :

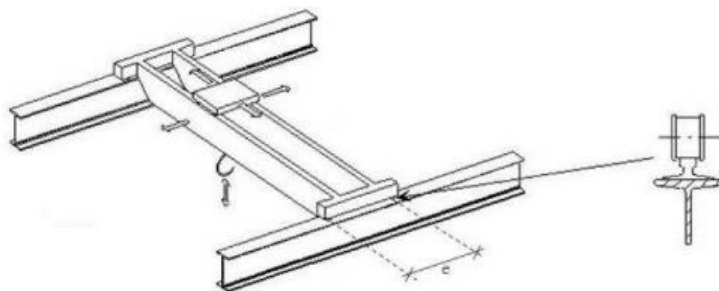


Figure IV-1 : Schéma 3D du pont roulant

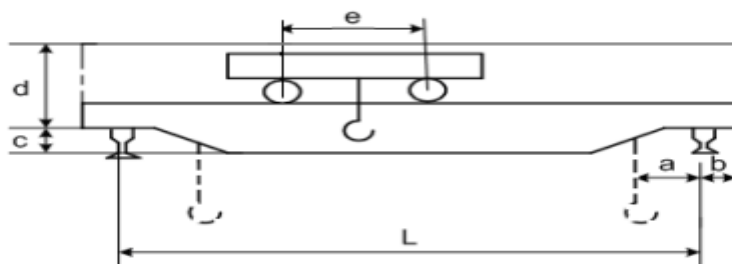


Figure IV-2 : Schéma 2D du pont roulant

Soit le pont roulant avec la portée de 23 m :

Puissance[T]	$l(m)$	$A_{min}(m)$	$b(m)$	$c(m)$	$d(m)$	$e(m)$
10	23	0.9	0.3	0.55	1.9	3.9

Tableau IV-1: Caractéristiques géométriques des ponts roulants

N	Portée $l(m)$	Vitesse (m/min)			Poids(T)		
		levage	direction	translations	pont	chariot	charge
10	23	6	30	77	19	4	10

Tableau IV-2: Caractéristiques des ponts roulants

Puissance (T)	Portée	(B) Poids du pont(T)	(K) Poids du Chariot(T)	(N) Poids d la charge(T)
10T	23m	19T	4T	10T

Tableau IV -3 : Caractéristiques des ponts roulants équipant le hangar.

-Utilisation régulière au **service intensif**=>Pont de classe C

-Soulèvement des charges moyennes=>état de charge =>Pont de groupeII.

IV.1 Coefficients:

- Coefficient d'adhérence d'un galet : $C = 0.2$.
- Poutre de roulement flèche horizontale et verticale : $1/750$
- Coefficient de majoration dynamique : $M=1$
- Sur le chemin de roulement $\psi_1 = 1.15$.
- Sur le support du chemin de roulement $\psi_2 = 1.05$.

IV.2 Etude de la poutre de roulement « PDR » :

Les poutres de roulement constituent la partie de la charpente destinée à assurer le déplacement d'un pont roulant, et repose généralement sur les poteaux de portique.

Dans les deux cas les poutres de roulement peuvent être posées soit en travées indépendantes, soit en continuité. Dans notre étude, nous avons opté,

pour des travées indépendantes, afin d'avoir des poutres isostatique. Les conditions d'exploitation des poutres de roulements sont caractérisées par les facteurs suivants :

- La surcharge verticale mobile provenant du pont roulant, qui exerce une action dynamique sur la poutre.
- Les galets de roulement du pont produisent de fortes pressions concentrées, qui sont transmises à l'âme de la poutre qui se déforme.
- Les forces de freinage latérales provoquent une flexion de la membrure supérieure de la poutre dans le plan horizontal.

IV.2.1 Réactions d'un galet du pont roulant en charge :

a) Charge statique (reactions verticales):

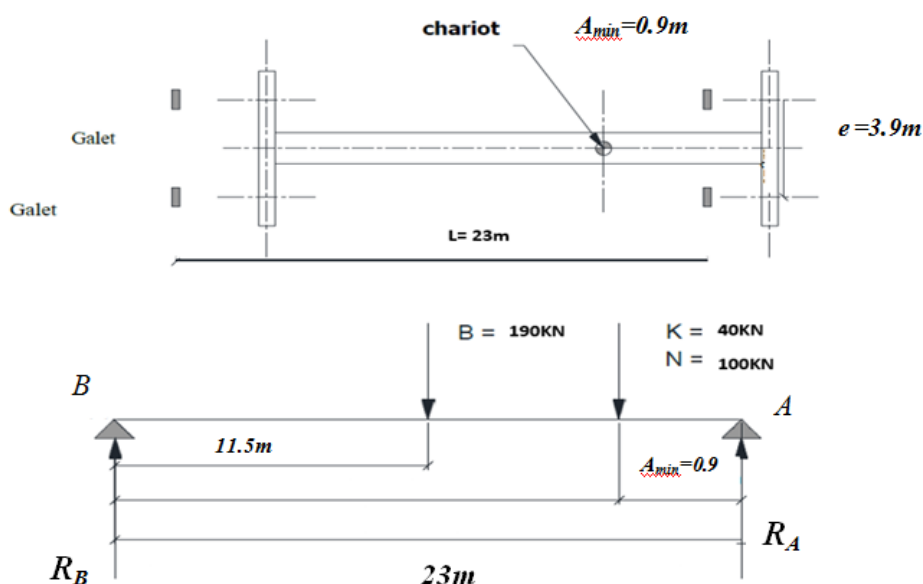


Figure IV.3 : Réactions verticales aux galets

$$\begin{cases} \sum F_{ext}/yy = 0 \\ \sum M/A = 0 \end{cases}$$

On a :

$$R_A + R_B = (K + N) + B$$

$$R_A + R_B = 140 + 190$$

$$R_A + R_B = 330\text{ KN} \dots\dots\dots (1)$$

$$A_{min} (K+N)+B \left(\frac{l}{2}\right) - l(R_B)=0$$

$$0.9(140)+190(11.5)-23R_B=0$$

$$\mathbf{R_B=100.48 KN} \dots\dots\dots (2)$$

D'après (1) et (2) :

$$R_A=330-R_B=330-100.48$$

$$\mathbf{R_A=229.52 KN}$$

$n=4$ (nombre de galet par appuis)

R_{max} : Réaction maximale statique (pont immobile).

R_{min} : Réaction minimale statique (pont immobile).

$$R_{max}=\frac{R_A}{2} = \frac{229.52}{2} = 114.76KN$$

$$\mathbf{R_{max}=114.76 KN}$$

$$R_{min}=\frac{R_B}{2} = \frac{100.48}{2} = 50.24 KN$$

$$\mathbf{R_{min}=50.24 KN}$$

D'où :

$R_{Vmax} = R_{max\psi 1}$: Réaction maximale dynamique (pont en mouvement).

$R_{Vmin} = R_{min\psi 1}$: Réaction minimale dynamique (pont en mouvement).

$$R_{vmax}=114.76 \times 1.15$$

$$\mathbf{R_{vmax}=131.97 KN}$$

$$R_{vmin}=50.24 \times 1.15$$

$$\mathbf{R_{vmin}=57.78 KN}$$

Reactions horizontals transversals:

- Pour le chariot au milieu de la portée du pont :

$$R_{max}=\left[0.024(N + K + B) \frac{l}{e} + 0.021(N + K)\right] /n$$

$$R_{max}=\left[0.024(100 + 40 + 190) \frac{23}{3.9} + 0.021(100 + 40)\right] /4$$

$$\mathbf{R_{max}=12.41 KN}$$

$$R_{min} = \left[0.024(N + K + B) \frac{l}{e} - 0.021(N + K) \right] / n$$

$$R_{min} = \left[0.024(100 + 40 + 190) \frac{23}{3.9} - 0.021(100 + 40) \right] / 4$$

$$R_{min} = 10.94 \text{ KN}$$

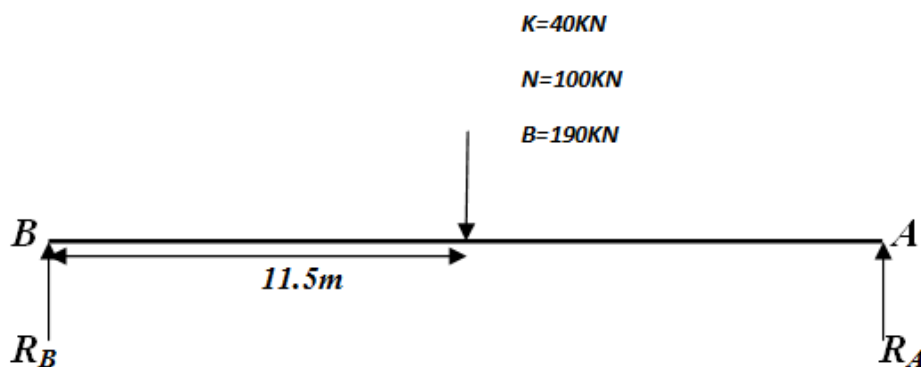


Figure IV.4 : Réactions horizontales transversales au milieu de la portée

- Pour le chariot à distance minimale du chemin de roulement :

$$R_{H1max} = \left[0.0052(N + K + 5B) \frac{l}{e} + 0.021(N + K) \right] / n$$

$$R_{H1max} = \left[0.0052(100 + 40 + 5 \times 190) \frac{23}{3.9} + 0.021(100 + 40) \right] / 4$$

$$R_{H1max} = 9.09 \text{ KN}$$

$$R_{H2min} = \left[0.0052(N + K + 5B) \frac{l}{e} - 0.021(N + K) \right] / n$$

$$R_{H2min} = \left[0.0052(100 + 40 + 5 \times 190) \frac{23}{3.9} - 0.021(100 + 40) \right] / 4$$

$$R_{H2min} = 7.62 \text{ KN}$$

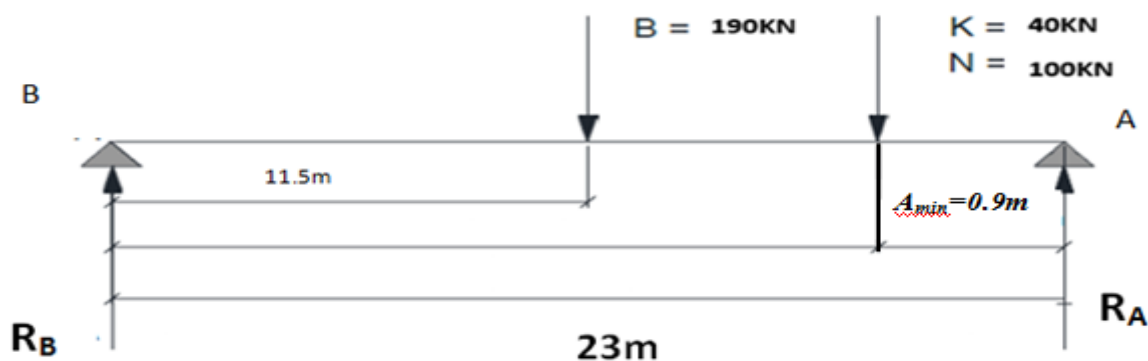


Figure IV.5 : Réactions horizontales transversales à l'extrémité de la portée

Réactions horizontales longitudinales :

$R_{Lmax} = R_{max} C$: Réaction maximale (pont en freinage).

$R_{Lmin} = R_{min} C$: Réaction minimale (pont en freinage).

$$R_{Lmax} = R_{max} C = 114.76 \times 0.2$$

$$R_{Lmax} = 22.95 \text{ KN}$$

$$R_{Lmin} = R_{min} C = 50.24 \times 0.2$$

$$R_{Lmin} = 10.05 \text{ KN}$$

Réactions	R_V (KN)	R_L (KN)	R_{H1} (KN)	R_{H2} (KN)
max	131.97	22.95	12.41	9.09
min	57.78	10.05	10.94	7.62

Tableau IV -4: Réactions d'un galet en charge

IV.2.2 Charges à considérer:**a) Charges permanents:**

Elle comprend tous les poids propre de tous les éléments constituant le chemin de roulement : Rail de roulement, poutre verticale de roulement, passerelle, poutre verticale latérale à la console supportant la passerelle.

b) Charges roulettes:

Toutes les réactions verticales et horizontales des galets de roulement et éventuellement de guidage du pont. Ces réactions sont en fonction de:

- Poids du pont et son équipement.
- Poids du chariot et son équipement.
- La charge à lever et de ses accessoires.

c) Charges mobiles appliqués sur la passerelle

Elles sont dues à la circulation du personnel assurant la manœuvre d'entretien du pont ainsi qu'au poids du matériel nécessaire à la réparation éventuelle.

IV.2.3 Pré-dimensionnement de la poutre de roulement

La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre.

Limite de la flèche admissible : $f_{adm} = L/750 \dots \dots \dots$ (page 60 CTICM)

$$f_{max} = \frac{R_{vmax}(l-e)[3l^2-(l-e)^2]}{48I_y} < f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{131.97(6-3.9)[(3 \times 36)-(6-3.9)^2]}{48 \times 2.1 \times 10^8} < 8 \times 10^{-3}$$

$$f_{max} = \frac{131.97(2.1)[(108)-(4.41)]}{48 \times 2.1 \times 10^8 \times 8 \times 10^{-3}}$$

$$I_y > 3.56 \times 10^{-4} m^4$$

$$I_y \geq 35600 \text{ cm}^4$$

On prend le profilé HEB 400

G(kg/m)	$I_y(\text{cm}^4)$	$W_{y,el}(\text{cm}^3)$	$W_{z,el}(\text{cm}^3)$	$i_y(\text{cm})$	$I_z(\text{cm}^4)$	$A_{vz}(\text{cm}^2)$
155	57680	2884	721.3	17.08	7.40	69.98
h(mm)	b(mm)	$t_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	$A(\text{mm}^2) \times 10^2$	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	$W_{plz}(\text{cm}^3)$
400	300	13.5	24	197.8	3232	1104
$I_z(\text{cm}^4)$						
10820						

Tableau IV-5 : caractéristiques de profile HEB400

IV.2.4 Choix des rails:

La charge maximal sur un galet $R_{vmax}=13.2 \text{ T}$

D'après tableau III (Recommandation CTICM) page69, charges admissibles sur un galet est: $R_{vmax}=13.2 \text{ T}$, on utilise des profils spéciaux en acier A65 dont les Caractéristiques sont données par les recommandations du CTICM, article3.302.1.

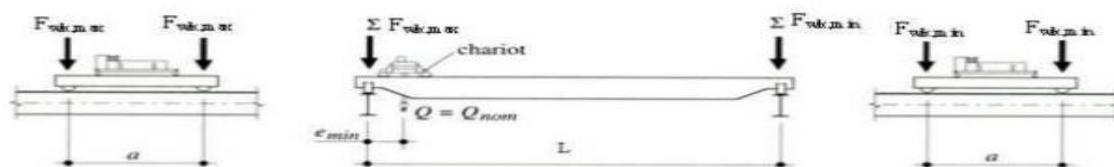


Figure IV.6 : charges de galets sur le rail

IV.2.5 Dimensions des rails du pont roulant :

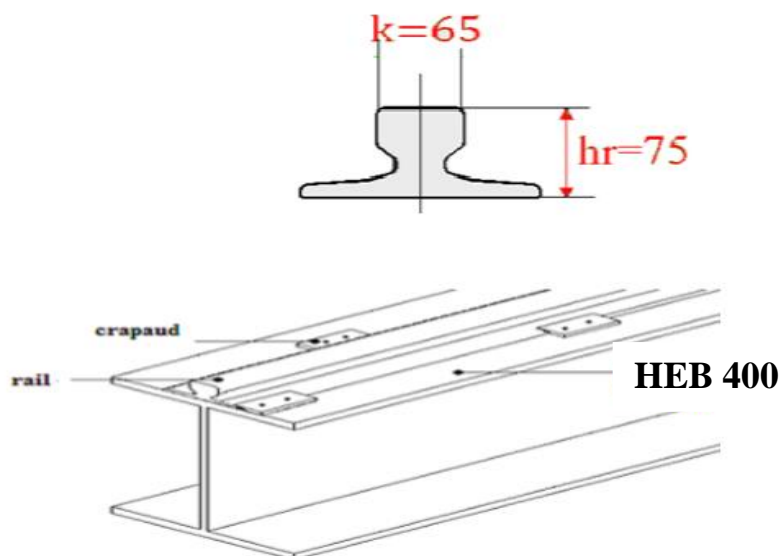


Figure IV.7: schéma (PDR+rail)

$A(\text{cm}^2)$	$p(\text{daN/ml})$	$I_y(\text{cm}^4)$	$W_y(\text{cm}^3)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$W_z(\text{cm}^3)$	$K(\text{mm})$	$H_r(\text{mm})$
55.4	43.5	327	73.7	609	69.6	65	75

Tableau IV.6: caractéristiques du rail

IV.2.6 Vérification de la flèche verticale:

La vérification de la flèche sera faite pour les deux directions (horizontal et verticale). La flèche maximale sera obtenue en plaçant les deux galets du pont roulant symétriquement par rapport au milieu de la poutre de roulement.

La flèche admissible f_{adm} pour un pont roulant de classe C.2

Groupe II est égale à $L/750$ (CTICM)

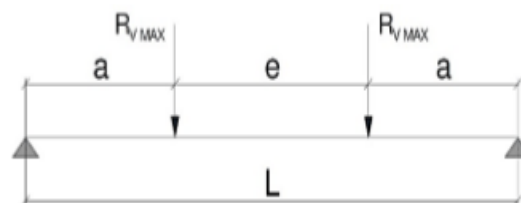
a. Vérification de la flèche verticale:

- Poids propre de la PDR : $P_p=1.55\text{KN/m}$
- Poids du rail : $P_r=0.435\text{KN/m}$

Donc

$$q = P_p + P_r = 1.55 + 0.435 = 1.985\text{KN/m}$$

$$q = 1.985\text{KN/m}$$



1-Sous poids propre :

$$f_{1max} = \frac{5ql^4}{384EI_y}$$

$$f_{1max} = \frac{5 \times 1.985 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 10^8 \times 57680 \times 10^{-8}}$$

$$f_{1max} = 0.277 \times 10^{-3} m$$

2-Sous charge R_{vmax} :

$$f_{2max} = \frac{R_{vmax}(l-e)[3l^2-(l-e)^2]}{48EI_y}$$

$$f_{2max} = \frac{131.97(6-3.9)[(3 \times 36)-(6-3.9)^2]}{48 \times 2.1 \times 10^8 \times 57680 \times 10^{-8}}$$

$$f_{2max} = \frac{131.97(2.1)[(108)-(4.41)]}{48 \times 2.1 \times 57680}$$

$$f_{2max} = 4.94 \times 10^{-3} m$$

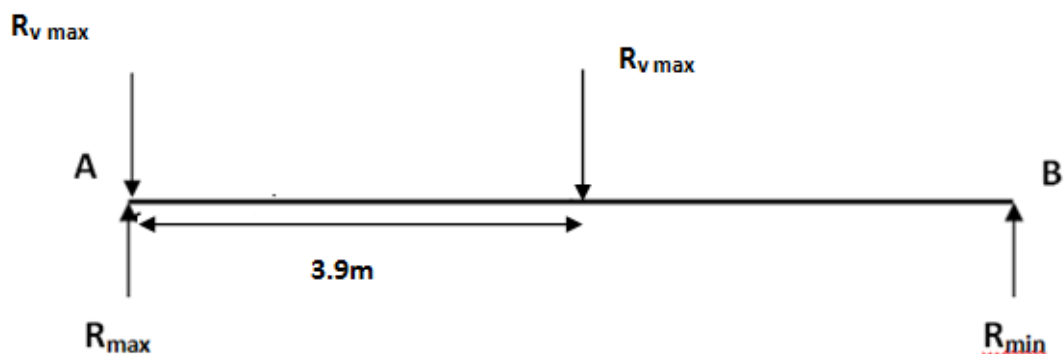
$$f_{max} = f_{1max} + f_{2max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = 0.277 \times 10^{-3} + 4.94 \times 10^{-3}$$

$f_{max} = 5.217 \times 10^{-3} m < f_{adm} = 8 \times 10^{-3} m \rightarrow$ Donc la flèche est vérifiée.

IV.2.7 Déterminations des efforts :

a. Calculs des sollicitations internes :



➤ Calcul des efforts tranchant :

$$R_A + R_B = 2R_{vmax}$$

$$R_A + R_B = 263.94 KN$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$23R_B - 3.9R_{Vmax} = 0$$

$$R_B = \frac{3.9 \times 131.97}{23} = 22.38 \text{ KN}$$

$$R_B = 22.38 \text{ KN}$$

$$R_A = 263.94 - 22.38 = 241.56 \text{ KN}$$

$$R_A = 241.56 \text{ KN}$$

➤ Charge horizontal transversal :

$$T_t = \frac{3}{2} \frac{T_0}{2} = \frac{3}{2} \frac{(g \times Q)}{2} \frac{n'_0}{n_0} \times f$$

avec: ($f=0.1$) coefficient de frottement

$$T_t = \frac{3}{2} \left(\frac{40+100}{2} \times \frac{2}{4} \right) \times 0.1$$

$$T_t = 5.25 \text{ KN}$$

➤ Calcul de $V_{z,sd}$:

Tronçons 1-1 : $0m \leq L_p \leq 3.9m$

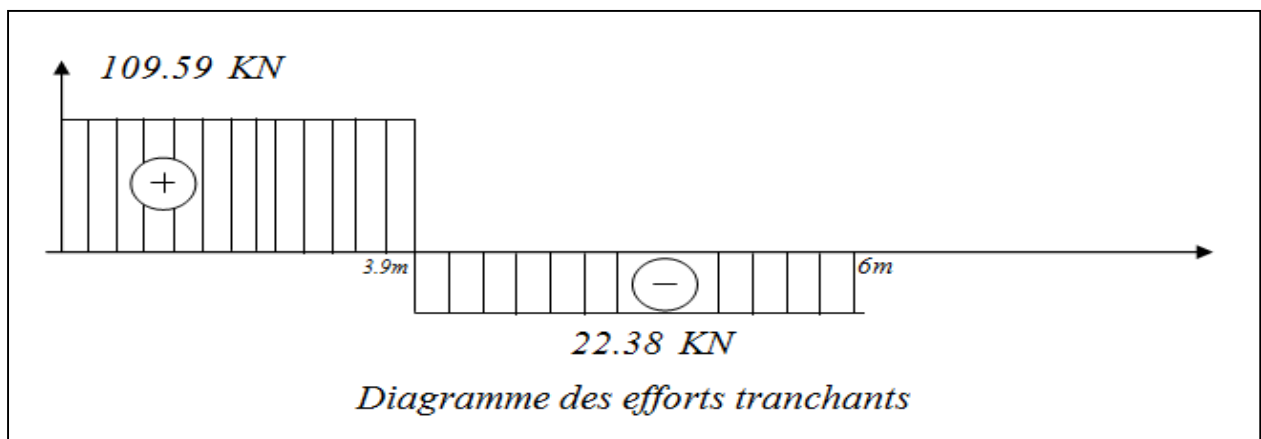
$$V_{z,sd1} = R_A - R_{Vmax} \Rightarrow V_{z,sd1} = 241.56 - 131.97$$

$$V_{z,sd1} = 109.59 \text{ KN}$$

Tronçons 2-2 : $3.9m \leq L_p \leq 6m$

$$V_{z,sd2} = R_A - 2R_{Vmax} \Rightarrow V_{z,sd2} = 241.56 - 2 \times 131.97$$

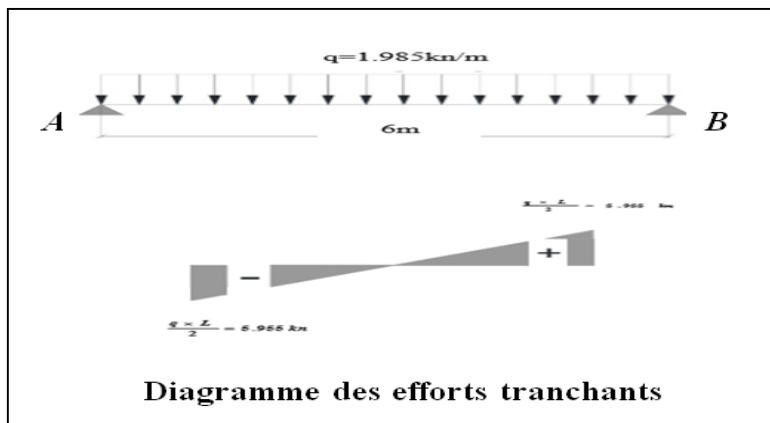
$$V_{z,sd1} = -22.38 \text{ KN}$$



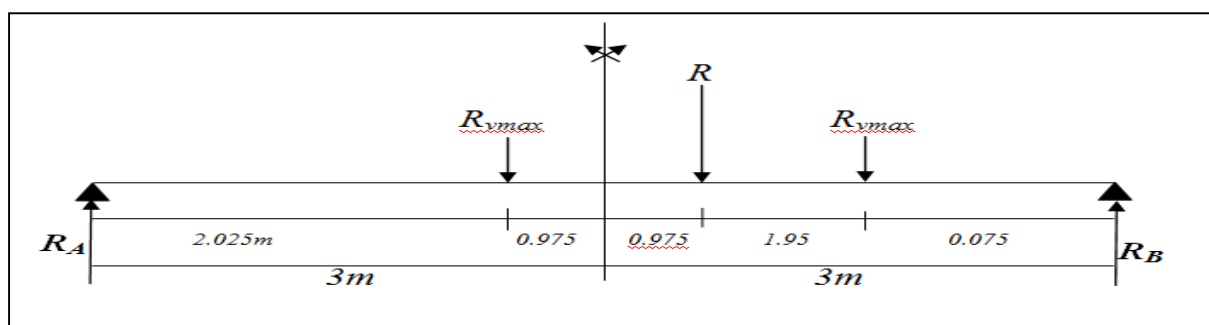
Effort tranchant du au poids propre du chemin de roulement :

$$V_{qmax} = \frac{ql}{2}$$

$$V_{qmax} = 5.96 \text{ KN}$$



➤ Calcul des moments fléchissant:



➤ Calcul de résultante :

$$X_i = \frac{\sum P_i l_i}{\sum P_i} \quad (\text{de la page 7 des cours pont roulant})$$

$$X_i = \frac{R_{vmax} \times 0 + R_{vmax} \times 3.9}{2R_{vmax}} = 1.95 \text{ m}$$

➤ Calculs des réactions d'appuis :

$$\begin{cases} \sum F_{ext}/yy = 0 \\ \sum M/A = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B = 2R_{vmax} = 263.94 \text{ KN} \\ 6R_B - R_{vmax} (2.025 + 5.925) = 0 \end{cases}$$

$$R_B = \frac{7.95 R_{vmax}}{6} = \frac{7.95 \times 131.97}{6}$$

$$R_B = 174.86 \text{ KN}$$

$$R_A = 263.94 - 174.86$$

$$R_A = 89.08 \text{ KN}$$

➤ Calcul des moments :

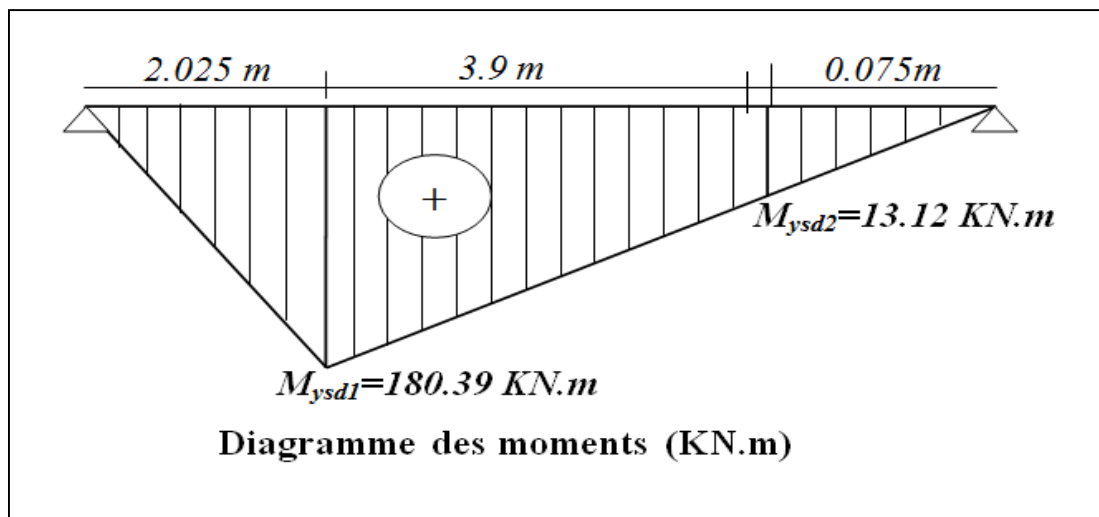
Tronçons1-1 : $0 < x < 2.025 \text{ m}$

$$R_{Ax} \begin{cases} x=0 \text{ m} \rightarrow M(0)=0 \text{ KN.m} \\ x=2.025 \text{ m} \rightarrow M(2.025)=89.08 \times 2.025 = 180.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{zsd1} = 180.39 \text{ KN.m}$$

Tronçons2-2 : $2.025 < x < 5.925 \text{ m}$

$$M_{ysd2(x)} = R_A \times x - R_{vmax}(x - 2.025) \begin{cases} x=2.025 \rightarrow M_{ysd2(x)} = 180.89 \text{ KN.m} \\ x=5.925 \rightarrow M_{ysd2(x)} = 13.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$



➤ **Calculs de moment fléchissant sous poids propre :**

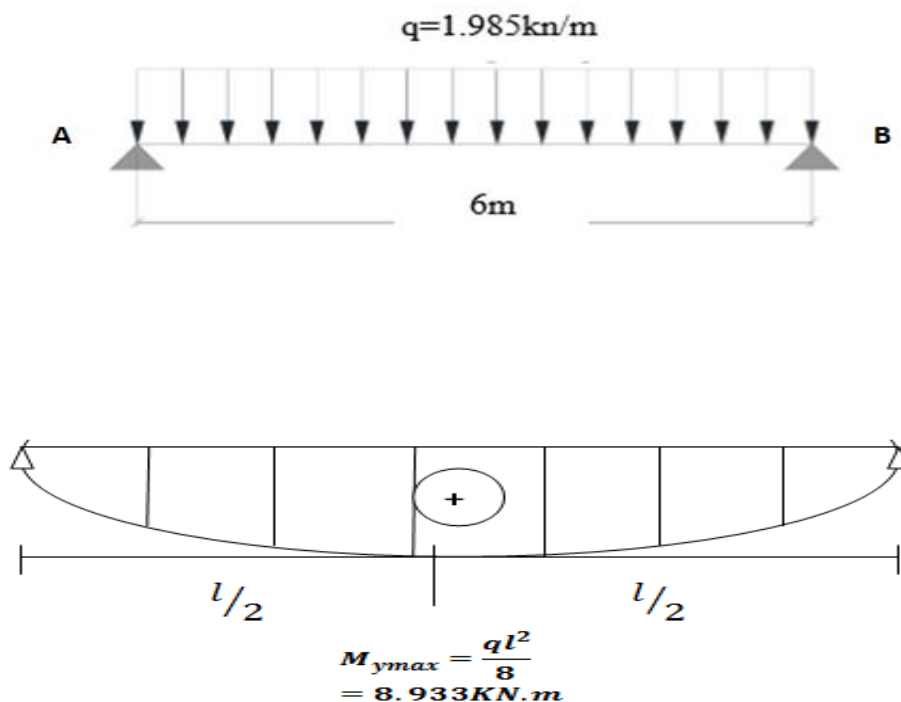


Diagramme des moments fléchissant KN .m

$$M_{y\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1.985 \times 36}{8} = 8.933\text{KN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{M_{y,sd}}{R_{v\max}} \times T_t = \frac{180.39}{131.97} \times 5.25$$

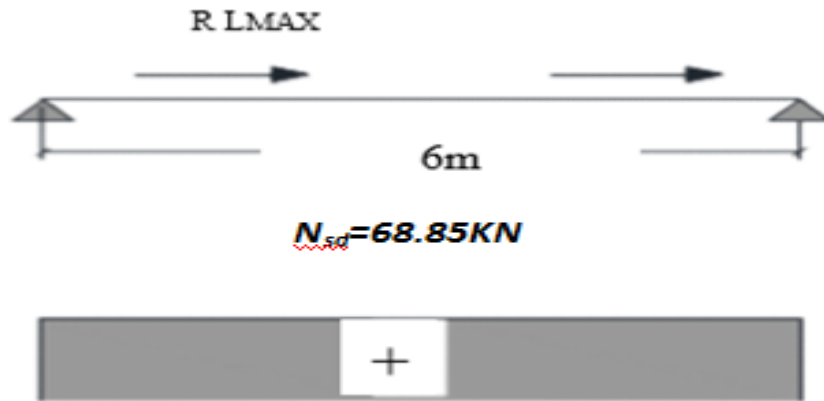
$$M_{z,sd} = 7.176\text{KN.m}$$

$$V_{y,sd} = \frac{V_{z,sd}}{R_{v\max}} \times T_t = \frac{109.59}{131.97} \times 5.25$$

$$V_{y,sd} = 4.36\text{KN}$$

➤ **Calcul de l'effort normal :**

Les charges horizontales longitudinales dues aux effets du freinage du pont roulant impliqueront dans la poutre la poutre de roulement un effort normal de compression



$$N_{sd} = 1.5 \times 2R_{Lmax}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 2 \times 22.95$$

$$N_{sd} = 68.85 \text{ KN}$$

IV.2.8 Vérification de la section transversale :

a) L'incidence de l'effort tranchant avec le moment fléchissant

$$V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \times \frac{F_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 6998 \times \frac{235 / \sqrt{3}}{1.1}$$

$$V_{pl,rd} = 863.15 \text{ KN}$$

$$0.5V_{pl,rd} = 863.15 \times 0.5 = 431.577 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 172.5 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 172.5 \text{ KN} < 0.5V_{pl,rd} = 431.577 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

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

b) Incidence de l'effort normal

$$N_{sd} \leq 0,5N_{pl,rd}$$

$$0.5N_{pl,rd} = 0.5 \times A_w \times \frac{F_y}{\gamma_{M0}} = 0.5(19780 - (2 \times 300 - 24)) \times \frac{235}{1.1}$$

$$0.5N_{pl,rd} = 574.682 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 68.46 \text{ KN} \leq 0,5N_{pl,rd} = 574.682 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

IV.2.9 Vérification de l'élément aux instabilités :

Vérification au déversement :

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

Vérification au flambement :

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

Flambement par rapport à y-y :

$$\lambda_y = \frac{L_y}{I_y} = \frac{6}{17.08 \times 10^{-2}} = 35.13$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{35.13}{93.9} = 0.376$$

Courbe de flambement $\frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1.33 > 1.2$

$t_f = 24 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \rightarrow$ axe de flambement y-y \rightarrow courbe **a** ; $a_{LT} = 0.21$

$$\theta_y = 0.5(1 + 0.21(0.376 - 0.2) + (0.376)^2)$$

$$\theta_y = 0.59$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.59 + (0.59^2 + 0.376^2)} = 0.96$$

Flambement par rapport à z-z :

$$\lambda_z = \frac{L_z}{I_z} = \frac{6}{7.40 \times 10^{-2}} = 81.1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{81.31}{93.9} = 0.864$$

Courbe de flambement $\frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1.33 > 1.2$

$t_f = 24 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \rightarrow$ axe de flambement y-y \rightarrow courbe **b** ; $a_{LT} = 0.34$

$$\theta_z = 0.5(1 + 0.34(0.864 - 0.2) + (0.864)^2)$$

$$\theta_y = 0.99 = 1$$

$$\chi_z = \frac{1}{1 + (1^2 + 0.864^2)} = 0.665$$

$$\chi_{min} = \min(0.665 ; 0.96) = 0.665$$

Détermination de coefficient $k_y; k_{lt}; k_z$:

$\beta_{my} = 1.4$ $\beta_{mz} = 1.4$ (moment du au charges transversal de tableau 4 figure 5.5.3 l'eurocode 3)

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}\right)$$

$$\mu_z = 0.864(2 \times 1.4 - 4) + \left(\frac{1104 - 721.3}{721.3}\right) = -0.51$$

$$k_z = \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A F_y} = 1 - \left(\frac{-0.51 \times 68.85}{0.665 \times 197.8 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}\right)$$

$$k_z = 1.011$$

$$\mu_{lt} = 0.15 \bar{\lambda}_z \times \beta_{lt} - 0.15 = 0.15 \times 0.864 \times 1.4 - 0.15$$

Avec $\mu_{lt} \leq 0.9$

$$\mu_{lt} = 0.031$$

$$k_{lt} = 1 - \left(\frac{0.31 \times 68.85}{0.665 \times 197.8 \times 10^{-2} \times 235 \times 10^{-3}}\right) = 0.999$$

$$k_{lt} = 1$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{my} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}\right) \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0.9$$

$$\mu_y = 0.376(2 \times 1.4 - 4) + \left(\frac{3232 - 2884}{2884}\right) = -0.330$$

$$k_y = \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A F_y} = 1 - \left(\frac{-0.330 \times 68.85}{0.96 \times 197.8 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}\right) = 1$$

Calcul de coefficient de réduction

$C_1 = 1.046$ pour $k=1$ d'après tableau 5 figure 5.5.3 l'EUROCODE 3

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z / i_z}{[C_1]^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{6000 / 74}{[1.046]^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{6000 / 74}{400 / 24} \right)^2 \right]^{0.25}} = 65.22$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{65.22}{93.9} = 0.7 > 0.4 \quad \text{il y'a risque de déversement}$$

$a_{LT} = 0.21$ profile laminé

$$\theta_{LT} = 0.5(1 + 0.21(0.7 - 0.2)) + (0.7)^2 = 0.8$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(0.8+(0.8^2+0.7^2))} = 0.842$$

IV.2.10 Vérification de la flexion compose avec risque de flambement :

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

$$\frac{68.85}{(0.665 \times 197.8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3)/1.1} + \frac{282.64}{(3232 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3)/1.1} + \frac{16.86}{(1104 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3)/1.1} \leq 1$$

0.505 ≤ 1 → la flexion composer avec risque de flambement est vérifié

IV.2.11 Vérification de la flexion compose avec risque de déversement :

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

$$\frac{68.85}{(0.665 \times 197.8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3)/1.1} + \frac{1 \times 282.64}{(0.842 \times 3232 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3)/1.1} + \frac{1.011 \times 16.86}{(1104 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3)/1.1} \leq 1$$

0.582 ≤ 1 → la flexion composer avec risque de déversement est vérifié

IV.2.12 Vérification de la poutre au voilement :

$$\frac{M_{y,sd}}{w_{y,pl}} + \frac{M_{z,sd}}{w_{z,pl}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

HEB 400 → Classe I on doit utiliser W_{PL}

$$M_{y,sd \max} = 1.35M_{y,sd1} + 1.5M_{y,sd}$$

$$M_{y,sd \max v} = 1.35(8.933) + 1.5(180.39)$$

$$M_{y,sd \max} = 282.64 \text{ KN.m}$$

$$W_{ypl} = 3232 \text{ cm}^3, W_{zpl} = 10104 \text{ cm}^3$$

$$\frac{282.64 \times 10^6}{3232 \times 10^3} + \frac{7.176 \times 10^6}{1104 \times 10^3} = 93.95 \text{ MPa} \leq \frac{235}{1.1} = 213.6364 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifié

IV.2.13 Vérification de la poutre au cisaillement

I-sous l'effet de la charge horizontal :

$$V_{y,sd\ max} \leq V_{PL,y,Rd}$$

$$V_{PL,Rd} = A_{Vy} \left(\frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \right)$$

$$A_{Vy} = A - A_{vz} = (197.8 - 69.98) = 127.82\text{cm}^2$$

$$V_{PL,y,Rd} = \left[127.82 \times 10^2 \left(\frac{235/\sqrt{3}}{1.1} \right) \right] \times 10^{-3}$$

$$V_{PL,y,Rd} = 1576.570\text{ KN}$$

$$V_{y,sd} = 4.36\text{ KN} < V_{PL,y,Rd} = 1576.570\text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

2-Sous l'effet de la charge vertical :

$$V_{z,sd\ max} \leq V_{PL,z,Rd}$$

$$V_{z,sdmax} = 1.35V_{qmax} + 1.5V_{sdmax}$$

$$V_{z,sdmax} = 1.35 \times 5.96 + 1.5 \times 109.59$$

$$V_{z,sdmax} = 172.43\text{KN}$$

$$V_{PL,z,Rd} = A_{Vz} \left(\frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \right)$$

$$V_{PL,z,Rd} = \left[69.98 \times 10^2 \left(\frac{235/\sqrt{3}}{1.1} \right) \right] \times 10^{-3}$$

$$V_{PL,z,Rd} = 863.154\text{ KN}$$

$$V_{z,sdmax} = 172.43\text{KN} < V_{PL,z,Rd} = 863.154\text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

IV.2.14 Vérification de contrainte de cisaillement

$$\tau_R = (\tau_z^2 + \tau_y^2)^{1/2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\tau_z = \frac{V_z S_y}{t_w I_y} \quad , \quad \tau_y = \frac{V_y S_z}{t_f I_z}$$

$$S_y = \frac{b-t_w}{2} \times t_f \times \frac{h_t-t_f}{2} = \frac{300-13.5}{2} \times 24 \times \frac{400-24}{2}$$

$$S_y = 646.344\text{ cm}^3$$

$$W_{ply} = 3232\text{ cm}^3$$

$$S_z = b \times t_f \frac{h_t - t_f}{2} + \left(\frac{h_t}{2} - t_f \right)^2 \frac{t_w}{2} = 300 \times 24 \left(\frac{400 - 24}{2} \right) + \left(\frac{400}{2} - 24 \right)^2 \frac{13.5}{2}$$

$$S_z = 1562.688 \text{ cm}^3$$

$$\tau_y = \frac{4.36 \times 10^3 \times 1562.688 \times 10^3}{13.5 \times 10820 \times 10^4}$$

$$\tau_y = 4.66 \text{ MPa}$$

$$\tau_y = \frac{172.43 \times 10^3 \times 646.344 \times 10^3}{13.5 \times 57680 \times 10^4}$$

$$\tau_y = 14.34 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_R = (4.66^2 + 14.31^2)^{1/2} \leq \frac{235}{1.1}$$

$$\tau_R = 15.05 \text{ MPa} < \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 213.6 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La contrainte de cisaillement est vérifiée}$$

Conclusion :

Le profilé **HEB400** convient bien comme poutre de roulement

IV.3 Calcul du support du chemin de roulement:

IV.3.1 Pré-dimensionnement du support :

Pour le support du chemin de roulement nous choisissons le profilé HEA 400

P_c : Poids propre de HEA400

$$P_c = 1.25 \text{ KN/ml}$$

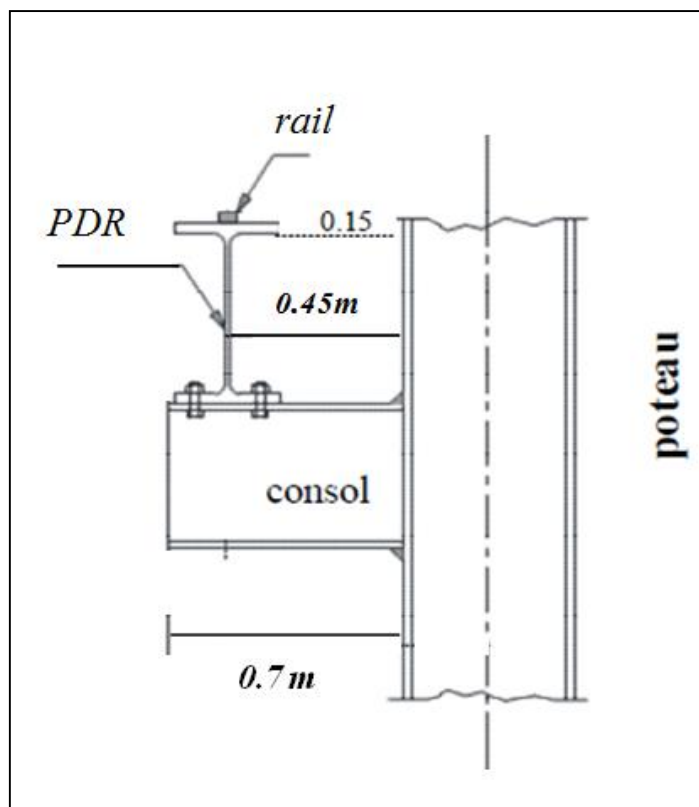


Figure : détails du support du chemin de roulement

Poids propre du chemin de roulement :

$$P_{cr} = q \times \frac{L}{2}$$

q : le poids propre de la poutre + rail de roulement

L : la longueur de la travée du chemin de roulement

$$q = 1.55 + 0.435 = 1.985 \text{ KN/m}$$

$$P_{cr} = 1.985 \times \frac{6}{2} \longrightarrow P_{cr} = 5.955 \text{ KN}$$

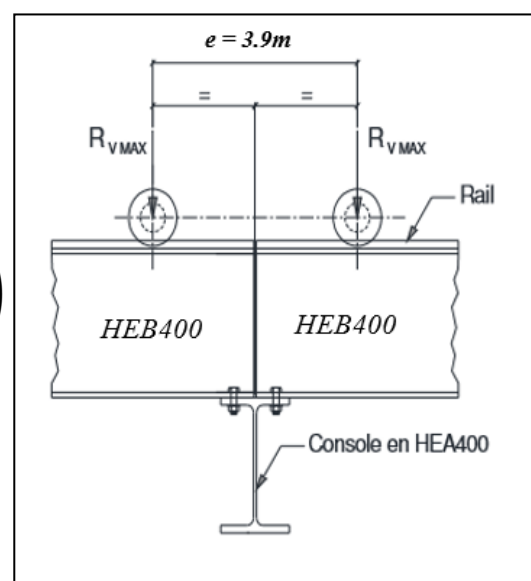
a) Charges verticales :

$$P_{V \max} = 2R_{V \max} \times \left(\frac{l-e}{l} \right) = 2 \times 131.97 \times \left(\frac{6-3.9}{6} \right)$$

$$P_{V \max} = 178.16 \text{ KN}$$

b) Charges horizontales :

$$P_{H \max} = 2R_{L \max} = 2 \times 22.95$$



$$P_{H \max} = 45.9 \text{ KN}$$

IV.3.2 Calculs des sollicitations internes:

a) Sous charges vertical :

$$M_{y1} = P_{cr} \times l + \frac{P_c \times l^2}{2} = 5.955 \times 0.45 + \frac{1.25 \times 0.7^2}{2}$$

$$M_{y1} = 2.986 \text{ KN.m}$$

$$V_{z1} = P_{cr} + P_c \times l = 5.955 + 1.25 \times 0.7$$

$$V_{z1} = 6.83 \text{ KN}$$

$$M_{y2} = P_{V \max} \times l = 178.16 \times 0.45$$

$$M_{y2} = 80.17 \text{ KN.m}$$

$$V_{z2} = P_{V \max} = 178.16$$

$$V_{z1} = 178.16 \text{ KN}$$

Effort combines pondères :

$$M_{y \text{ sd}} = 1.35M_{y1} + 1.5M_{y2} = 1.35 \times 2.986 + 1.5 \times 80.17$$

$$M_{y \text{ sd}} = 124.29 \text{ KN.m}$$

$$V_{z \text{ sd}} = 1.35V_{z1} + 1.5V_{z2} = 1.35 \times 6.83 + 1.5 \times 178.16$$

$$V_{z \text{ sd}} = 276.46 \text{ KN}$$

b) Sous charges horizontal :

$$M_{z1} = P_{H \max} \times l = 45.9 \times 0.45$$

$$M_{z1} = 20.655 \text{ KN.m}$$

$$V_{y1} = P_{H \max} = 45.9$$

$$V_{y1} = 45.9 \text{ KN}$$

Effort combines pondères :

$$M_{z \text{ sd}} = 1.5M_{z1} = 1.5 \times 20.655$$

$$M_{z \text{ sd}} = 30.983 \text{ KN.m}$$

$$V_{y \text{ sd}} = 1.5V_{y1} = 1.5 \times 45.9$$

$$V_{y\ sd} = 68.85\ \text{KN}$$

IV.3.3 Vérification de la flexion bi-axiale :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}}\right)^\beta \leq 1 \quad \text{avec } \alpha = \beta = 1$$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{w_{pl,y}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2562 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1}$$

$$M_{pl,y,rd} = 547.34\ \text{KN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{w_{pl,z}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{872.9 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1}$$

$$M_{pl,z,rd} = 186.48\ \text{KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\frac{124.29}{547.34} + \frac{30.983}{186.48} = 0.393 < 1 \longrightarrow \text{La flexion bi-axiale est vérifiée.}$$

IV.3.4 Verification au déversement:

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}}\right) + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}}\right) \leq 1.0$$

a) Calcul du moment de résistance au déversement $M_{b,rd}$:

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \frac{W_{pl,y}f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot M_{ply,rd} \quad \text{avec } \beta_w = 1.0 \text{ pour les sections de classe 1 et 2 (HEA400 est de classe 1 d'après le tableau des profilés)}$$

$$D'où \quad M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply,rd}$$

b) Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right] \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z/i_z}{[C_1]^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25}} \quad \text{avec } C_1 = 1.88 - 1.40\Psi + 0.5\Psi^2 \leq 2.7$$

$$\Psi = M_a/M_b = 0 \quad \text{poutre simplement appuyée}$$

$$C_1 = 1.88$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{700/73.4}{1.88^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{700/73.4}{390/19} \right)^2 \right]^{0.25}} = 6.94$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5} = \frac{6.94}{93.9} \times 1^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.074$$

On a $\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profilés laminés

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21(0.074 - 0.2) + 0.074^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0.49$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0.49 + \sqrt{0.49^2 - 0.074^2}} = 1.026$$

$$M_{b,rd} = 1.026 \times 547.34$$

$$M_{b,rd} = 561.57 \text{ KN.m}$$

$$\frac{124.29}{561.57} + \frac{30.983}{186.48} = 0.387 \leq 1 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

IV.3.5 Vérification de la flèche :

a) Sous charges verticales :

$$f_1 = (P_{V \max} + P_{cr}) \times \frac{L^3}{3EI_y} = (178.16 + 5.955) \times \frac{0.45^3}{3 \times 2.1 \times 10^8 \times 45070 \times 10^4}$$

$$f_1 = 5.91 \times 10^{-17} \text{ m}$$

b) Sous charge horizontale :

$$f_2 = \frac{P_{H \max} \times l^3}{3EI_z} = \frac{45.9 \times 0.45^3}{3 \times 2.1 \times 10^8 \times 8564 \times 10^4}$$

$$f_2 = 7.75 \times 10^{-17} \text{ m}$$

c) Charge du poids propre de HEA400 :

$$f_3 = \frac{5ql^3}{384EI_z} = \frac{5 \times 1.25 \times 0.7^3}{384 \times 2.1 \times 10^8 \times 45070 \times 10^4}$$

$$f_3 = 6.51 \times 10^{-20} \text{ m}$$

$$\text{Donc } f = f_1 + f_2 + f_3 \leq f_{adm} = \frac{l}{750}$$

$$5.91 \times 10^{-17} + 7.75 \times 10^{-17} + 6510 \times 10^{-17} \leq \frac{0.7}{750}$$

$$6523.66 \times 10^{-17} m < 9.33 \times 10^{-4} m \longrightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

IV.3.6 Vérification aux efforts tranchant (cisaillement) :

a) Sous charge horizontale :

$$V_{y,sd} < V_{pl,y,rd} = \frac{A_{vy} \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{avec } A_{vy} = A - A_{vz} = (159 - 57.33)10^2 = 10167 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,y,rd} = \frac{10167 \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1.1}$$

$$V_{pl,y,rd} = 1254.03 \text{ KN}$$

$$V_{y,sd} = 68.85 \text{ KN} < V_{pl,y,rd} = 1254.03 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

b) Sous charge vertical :

$$V_{z,sd} < V_{pl,z,rd} = \frac{A_{vz} \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Avec } A_{vz} = 5733 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,z,rd} = \frac{5733 \times \frac{235}{\sqrt{3}}}{1.1}$$

$$V_{pl,z,rd} = 707.13 \text{ KN}$$

$$V_{z,sd} = 306.153 \text{ KN} < V_{pl,z,rd} = 707.13 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Conclusion :

Le profilé **HEA400** convient bien comme support de chemin de roulement.

CHAPITRE V : Etude sismique

Introduction :

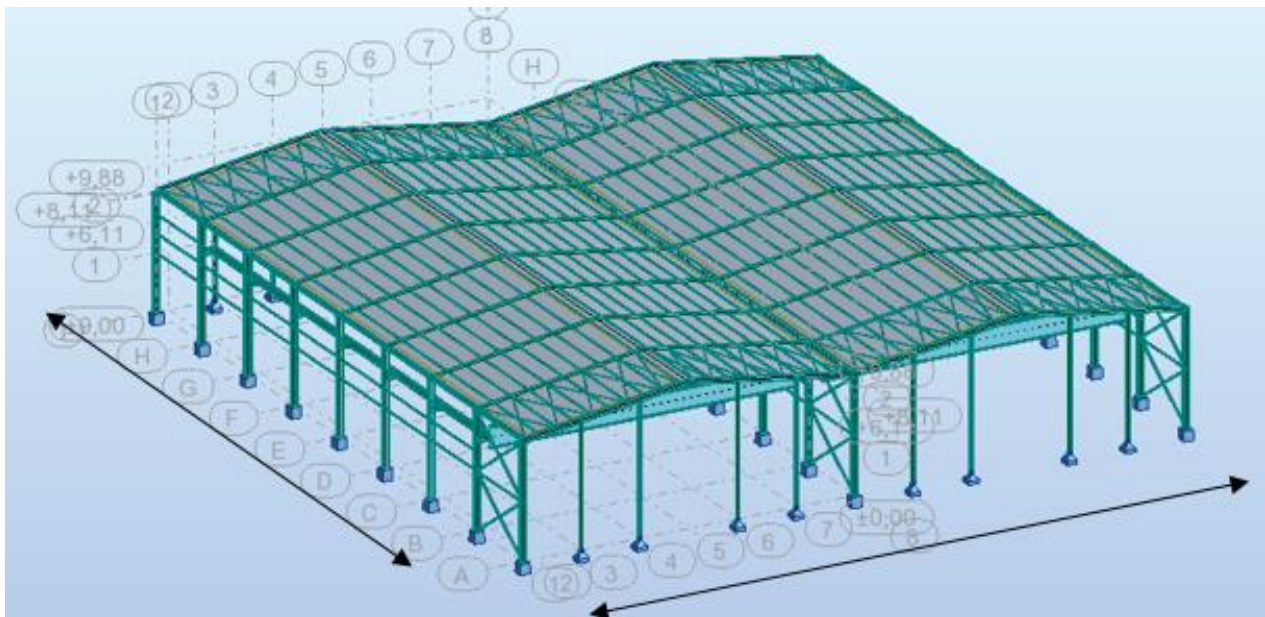
Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines. Et donc notre but Est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

Pour cela l'application de règles parasismiques actuelles "RPA99 version 2003» concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sismiques sauf pour la zone 0 (sismicité négligeable).

C'est en général l'ingénieur du bureau d'étude qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, aciers, bois ou bien mixtes.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- **Méthode statique équivalente.**
- **Méthode d'analyse spectrale.**
- **Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.**



V.1 Méthode statique équivalente :

V.1.1 Principe de la méthode :

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode statique équivalente ; Le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique), sa hauteur limitée ($H= 9.88m < 65m$) et sa régularité en plan ($\frac{96.75}{47.2} = 2.05 < 4$) et en élévation.

D'une manière générale notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées Dans l'article (4.1.2) du RPA 99 version 2003. Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamique qui se développe dans la construction par un système de forces statiques fictives d'ont les effets sont considérer équivalent à ceux de l'action sismique.

V.1.2 Evaluation de la force sismique :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure est calculée pour les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W \quad \text{« Formule 4.1 - RPA99 / 2003 »}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids totale de la structure

a. Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen D :

Ce Coefficient est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta (T/3)^{2/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{« Formule 4.2 - RPA99/2003 »}$$

Avec :

η : Facteur de correction de l'amortissement

T : Période fondamentale de la structure

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site $T_2 = 0.50$

« Site S3 - Tableau 4.7 - RPA 99/ 2003 »

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \leq 0/7$$

« Formule 4.3 - RPA 99 / 2003 »

$$\xi = 5\%$$

« Tableau 4.2 - RPA 99 / 2003 »

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + 5)} = 1$$

$$T = C_T \cdot h_n^{2/3}$$

Avec :

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
=0.085

h_n : Hauteur de la structure = 9.88m

$$T = 0.085 \times 9.88^{2/3}$$

$$T = 0.47 \text{ s}$$

$$D = 2.5 \times 1$$

$$D = 2.5$$

b. Détermination du coefficient d'accélération de zone (A) :

Groupe d'usage 1B \longrightarrow ouvrage de grande importance

Lieu d'implantation OUAGNOUNE (Tizi-Ouzou) \longrightarrow zone sismique IIa

$$A = 0.20$$

« Tableau 4.1 - RPA99 / 2003 »

c. Détermination du coefficient de comportement « R » :

Pour notre structure $R=4$ (portique auto stable ordinaire)

« Tableau 4.3 - RPA 99 /2003 »

d. Détermination du facteur de qualité « Q » :

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

« Formule 4.4- RPA 99 / 2003 »

Avec

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

Les valeurs de P_q extraite du tableau 4.4 - RPA 99/ 2003 sont données dans le tableau ci-après

Critère "q"	P_q	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Conditions minimal sur file de contreventements	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	0	0
Contrôle de qualité de l'exécution	0	0

Tableau V.1-valeurs des pénalités P_q .

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 = 1.10 \quad \text{pour les sens longitudinal et transversale}$$

e. Détermination du poids total de la structure :

$$WT = \sum W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \ll \text{Formule 4.5 - RPA 99 / 2003} \gg$$

Avec :

W_{Gi} : Poids éventuels dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes

W_{Qi} : Charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation égale à 0.5 pour notre cas. « Tableau 4.5 – RPA 99/ 2003 »

-Calcul des charges permanente W_{Gi} de tout l'élément qui constitue notre hangar :

élément	Type	Poids propre (kg/m)	Nombre de chaque élément	Longueur de l'élément	La charge W (kn)
panne	IPE200	22.4	40	48	430.08
Lisse de long pont	UAP130	13.74	8	48	52.76
Lise de pignon poteau	UAP130	13.7	4	33.60	18.41
	HEA400	125	27	8.11	273.71

travers	IPE550	106	36	11.93	455.25
Potelet	IPE240	30.7	8	9.30	22.84
Pale de stabilité	L70× 70 × 7	7.38		313.56	23.14
Poutre au vent	L70× 70 × 7	7.38		518.4	38.26

élément	type	Pois propre (kg/m²)	Nombre	Surface (m²)	Charge w (kn)
Couverture de versent de toiture	12+5	17	4	572.64	389.40
Couverture de long pont	12+5	17	2	144	48.96
couverture de pignon	12+5	17	1	169.77	28.86
Poutre de roulement	HEB400	155	04	48	297.6
Rail	A65	43.5	04	48	83.52
Pont roulant					330
Murs brique	Brique Creuse	0.90		518.4	4.67
				$\sum W_{Gi}$	2497.46

Tableau V.2 : Charges permanentes W_{Gi} de toute la structure

$$W_{Gi} = 2343.51 \text{ KN}$$

$$W_{Qi} = (P_{niege} + P_{vent}) \times S_{toiture} = (0.298 + 1.911) \times 2290.56 = 5059.85 \text{ KN}$$

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$W = 2497.46 + 0.5 \times 5059.85$$

$$W = 5027.39 \text{ KN}$$

f. Calcul de la force sismique :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{4} \times W = \frac{0.20 \times 2.5 \times 1.10}{4} \times 5027.39$$

$$V = 691.27 \text{ KN}$$

V.2 Distribution des forces sismiques :

V.2.1 Distribution sur la hauteur :

$$V = F_t + \sum F_i$$

« Formule 4.10 - RPA 99 / 2003 »

$$F = \frac{(V - F_t) W_{hi}}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j}$$

« Formule 4.11 - RPA 99 / 2003 »

Avec :

F_i : Effort horizontal au niveau i

h_i : Hauteur du plancher où s'exerce la force F_i

h_j : Niveau du plancher quelconque

W_i et W_j : Poids revenant aux plancher i et j

La période $T = 0.47 \text{ s}$ déterminée lors du calcul de (D)

$$T = 0.47 \text{ s} < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$$

Pour notre hangar considéré comme structure à un seul niveau $F_i = V = 691.27 [\text{kN}]$.

$R_x = 4$ Portique auto stable ordinaires.

$R_y = 4$ palée triangulé on X

Sens longitudinal sens X :

$$F_{tx} = 0$$

$$F_{ix} = (V_x - F_{tx})$$

$$\rightarrow F_{ix} = V_x$$

$$\rightarrow F_{ix} = 691.271 \text{ KN}$$

Sens transversal sens Y :

$$F_{ty} = 0$$

$$F_{iy} = (V_y - F_{ty})$$

$$\rightarrow F_{iy} = V_y$$

$$\rightarrow F_{iy} = 691.27 \text{ KN}$$

➤ ***Les sollicitations dues au vent plus défavorable (sens V2 long pont) :***

$$W = 1.911 \text{ K N/m}^2 \text{ (chapitre 02)}$$

$$W = 1.911 \times S_{\text{toiture}}$$

$$W = 1.911 \times 2290.56$$

$$W = 4377.26 \text{ KN}$$

$$W = 4377.26 \text{ KN} > V_x = 691.27 \text{ KN}$$

$$W = 4377.26 \text{ KN} > V_y = 691.27 \text{ KN}$$

Conclusion :

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme, ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du Contreventement de notre ouvrage.

CHAPITRE VI : Calcul des contreventements

Introduction :

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.).

Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement). Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts). Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée ; ou par des treillis en bois ou en acier.

VI.1 Dispositions des contreventements :

Nos contreventements sont disposés suivant les versants de la toiture dans les 2 travées de rives, dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dues au vent, vu que le portique principal joue le rôle du contreventement transversal. Ils sont composés principalement d' une poutre au vent qui reçoit les efforts du vent et les transmet vers les palées de stabilité qui joue le rôle des appuis de cette poutre à treillis et les transmettent vers le sol de fondation.

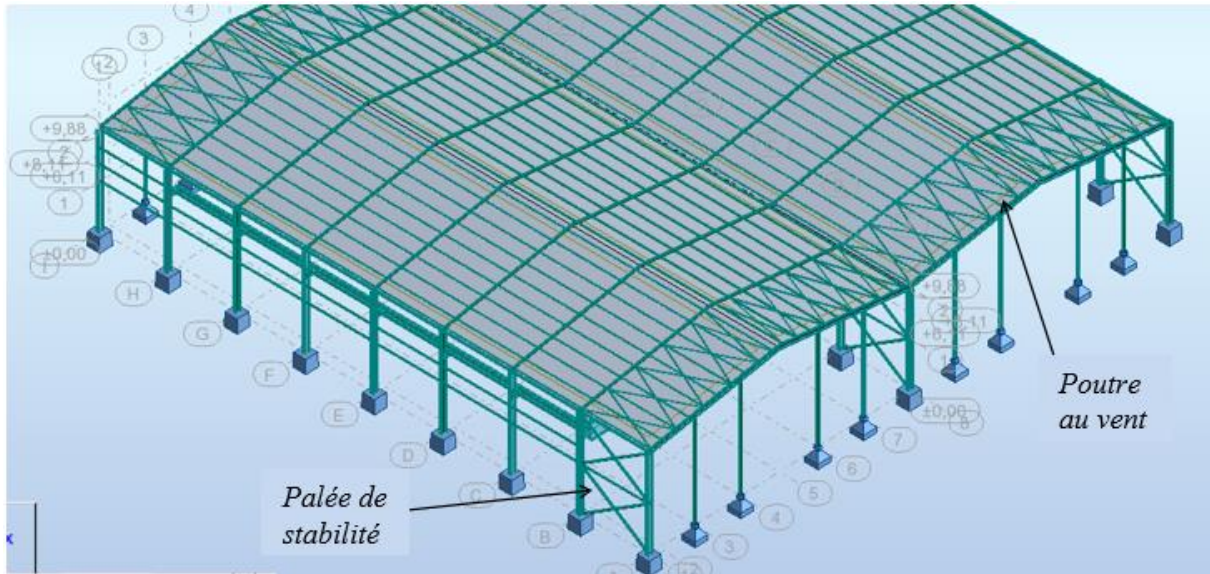


Figure VI.1 : Dispositions des contreventements.

VI.2 Calcul de la poutre au vent en pignon :

Cette poutre sera calculée comme une poutre treillis reposant sur deux appuis (palées de stabilité). Elle sera soumise à des forces horizontales.

VI.2.1 Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

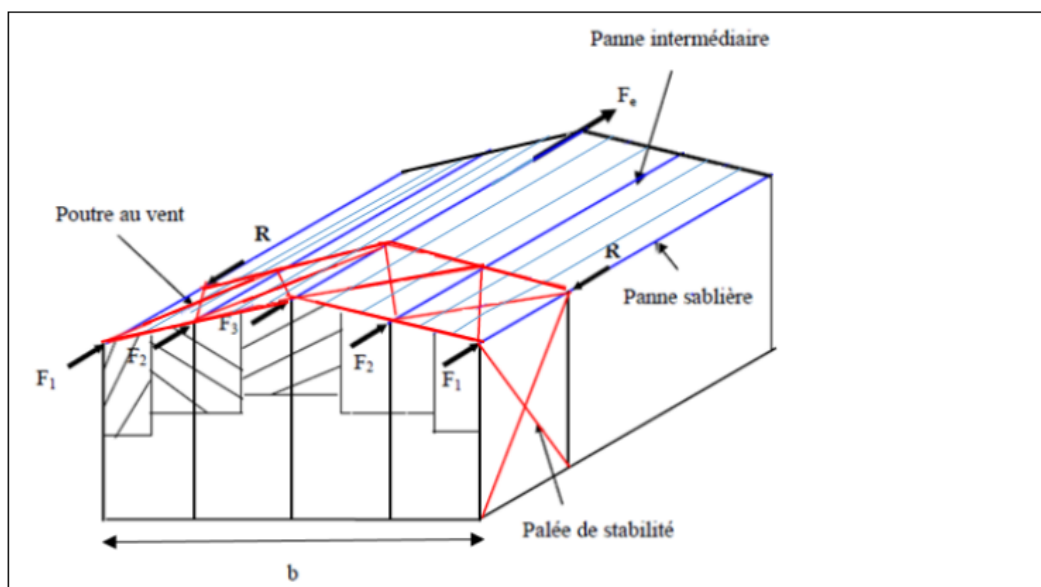


Figure VI.2 : Effort du vent sur les pignons.

VI.2.2 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets et des poteaux :

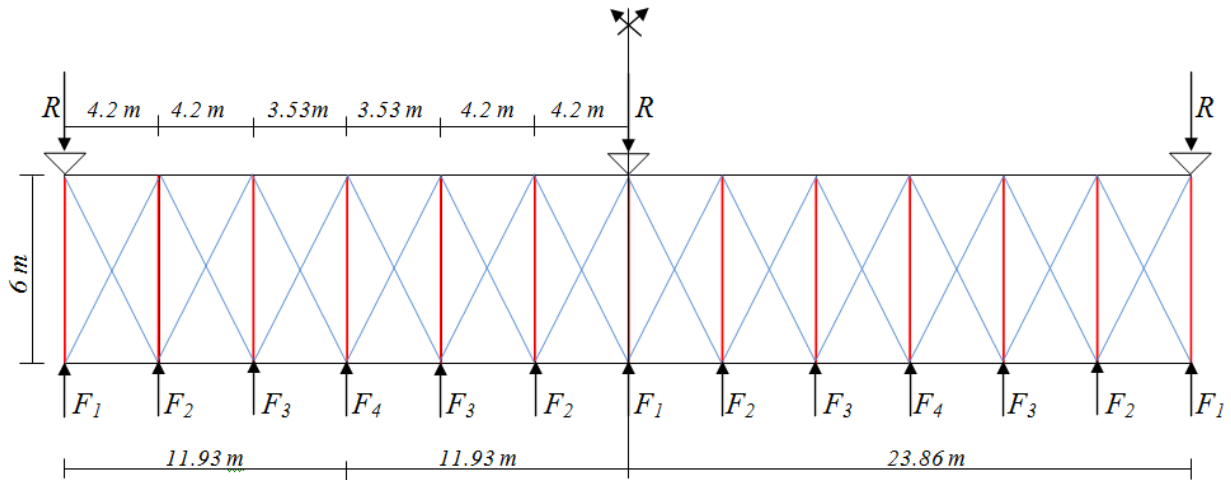
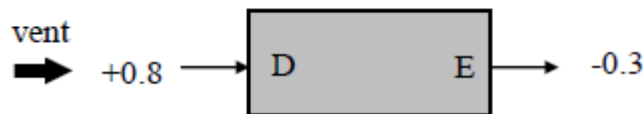


Figure VI.3 : Schéma statique de la poutre au vent.

Comme on l'a vu dans l'étude au vent (chapitre 2) :

- La valeur de C_e est donnée ci-dessous



- Le coefficient de réduction:

$$\sum C_r = C_{eD} + C_{eE} = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

- La pression dynamique q_h :

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex}$$

On a :

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times \left[a + \frac{K_T \times 7}{C_r \times C_t} \right]$$

$$C_t = 1 \text{ (voire chapitre 2)}$$

$$\text{Et } C_r = K_T \times \ln\left(\frac{h}{h_0}\right)$$

h : hauteur considérée en (m)

h_0 : paramètre de rugosité en (m)

$K_T: 0.215$ (voir chapitre 2 action du vent)

D'où :

$$C_r = 0.215 \times \ln\left(\frac{9.88}{0.3}\right) = 0.75$$

Donc :

$$C_{ex} = 1^2 \times 0.75^2 \times \left[1 + \frac{0.215 \times 7}{1 \times 0.75}\right]$$

$$C_{ex} = 1.691$$

D'où :

$$q_h = 37.5 \times 1.691$$

$$q_h = 63.41 \text{ daN/m}^2$$

- La pression du vent :

$$W = p_h = C_d \times q_h \times \sum C_r = 1 \times 63.41 \times 1.1 \quad \text{avec : } C_d = 1$$

$$W = 69.75 \text{ daN}$$

- On a aussi une force de frottement (cas de vent perpendiculaire au pignon) :

$$F_{fr} = 7618 \text{ daN} \quad (\text{voir chapitre 02 action d'ensemble})$$

- Les hauteurs h :

$$h_1 = 8.11 \text{ m} \quad ; \quad h_2 = 8.71 \text{ m} \quad ; \quad h_3 = 9.3 \text{ m} \quad ; \quad h_4 = 9.88 \text{ m}$$

a) Les efforts appliqués sur la poutre au vent sont :

$$F_1 = \left(W \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{12}\right) + \frac{F_{fr}}{12} = \left(69.75 \times \frac{8.11}{2} \times \frac{23.86}{12}\right) + \frac{7618}{12}$$

$$F_1 = 1197.21 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(W \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{6}\right) + \frac{F_{fr}}{6} = \left(69.75 \times \frac{8.71}{2} \times \frac{23.86}{6}\right) + \frac{7618}{6}$$

$$F_2 = 2477.62 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(W \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{6}\right) + \frac{F_{fr}}{6} = \left(69.75 \times \frac{9.3}{2} \times \frac{23.86}{6}\right) + \frac{7618}{6}$$

$$F_3 = 2559.45 \text{ daN}$$

$$F_4 = \left(W \times \frac{h_4}{2} \times \frac{b}{6}\right) + \frac{F_{fr}}{6} = \left(69.75 \times \frac{9.88}{2} \times \frac{23.86}{6}\right) + \frac{7618}{6}$$

$$F_4 = 2639.89 \text{ daN}$$

b) 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 leurs grands élancements, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

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

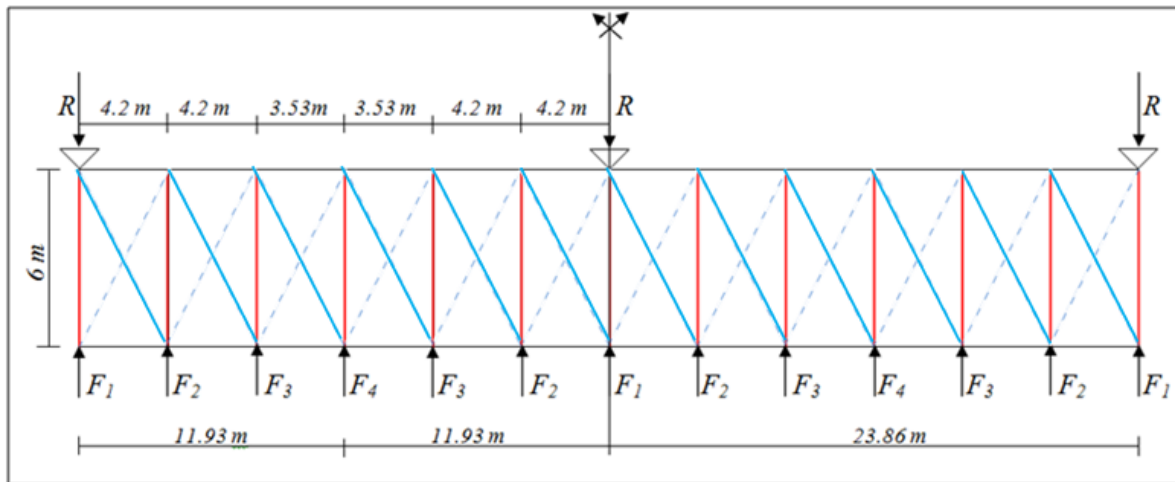


Figure VI.4 : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).

Par la méthode des coupures

On établit que l'effort F_d dans les diagonales d' extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos\theta + F_1 = R \longrightarrow F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta}$$

Avec :

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2 + F_3) + F_4}{2} = \frac{2(1197.21 + 2477.62 + 2559.45) + 2639.89}{2}$$

$$R = 10194.12 \text{ daN}$$

$$\tan\theta = \frac{4.2}{6} = 0.7 \longrightarrow \tan^{-1} 0.7 = 35^\circ$$

$$\text{Donc : } \theta = 35^\circ$$

$$D'où : F_d = \frac{10194.12 - 1197.21}{\cos 35}$$

$$F_d = 10983.20 \text{ daN}$$

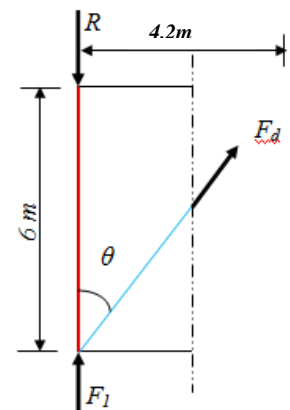


Figure VI.5 : L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 1.5 \times 10983.20$$

$$N_{sd} = 164.75 \text{ KN}$$

c) Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

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

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{164.75 \times 1.1}{23.5} = 7.71 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière isolée de **L70×70×7** d'une section $A = 9.40 \text{ cm}^2$ avec un boulon de 12 mm et trous de 13mm.

Section nette :

$$A_{nette} = A - t \times d_0 = 9.40 - 0.7 \times 1.3$$

$$A_{nette} = 8.49 \text{ cm}^2$$

VI.2.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{sd} \leq N_{u;sd} = \frac{\beta \cdot A_{nette} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Où β est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe $P1$ des trous.

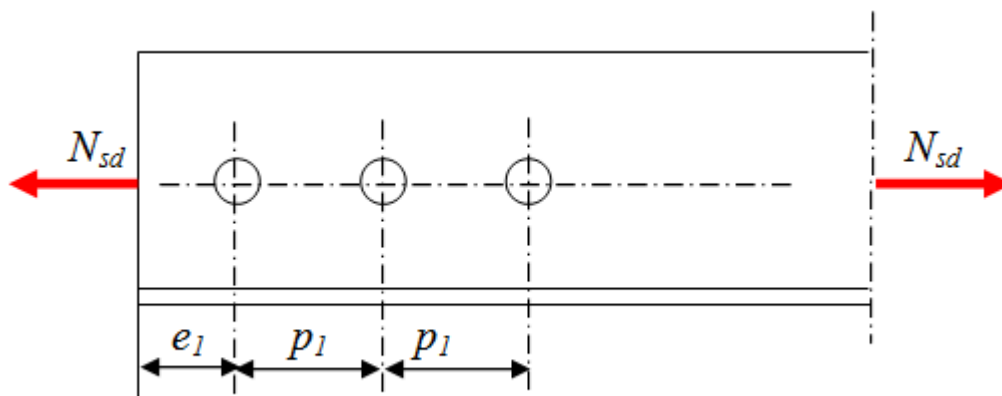


Tableau 1 – Coefficients minorateurs β_2 et β_3		
Entraxe p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) β_2	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) β_3	0,5	0,7

Tableau VI.1: Coefficients minorateurs β_2 et β_3

Exemple :

Attache de 3 boulons et plus : $p = 100\text{mm}$; $e = 25\text{mm}$

$p_1 = 100\text{mm} > 5d_0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$ avec : $d_0 = 13\text{mm}$ (diamètre des trous)

Donc : $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$N_{u;sd} = \frac{0.7 \times 8.49 \times 3600}{1.25} = 17115.84 \text{ daN}$$

$$N_{u;sd} = 171.16 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 164.75 \text{ KN} \leq N_{u;sd} = 171.16 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Conclusion :

Une cornière isolée de **L70×70×7** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

VI.2.4 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 des charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée.

Les formules de vérification sont les suivantes :

a) Flexion composée déviée (bi axiale) :

Vérification de la section à la résistance :

$$\left[\frac{M_{y sd}}{M_{pl y rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z sd}}{M_{pl z rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{avec: } \alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \geq 1$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.5 \times 2350}{1.1}$$

$$N_{pl,rd} = 60886.36 \text{ daN}$$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{W_{pl,y}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{221 \times 23.5}{1.1}$$

$$M_{pl,y,rd} = 4721.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{W_{pl,z}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{44.6 \times 23.5}{1.1}$$

$$M_{pl,z,rd} = 952.82 \text{ daN.m}$$

❖ *Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :*

Flexion déviée : (calcul des pannes chapitre 3)

$$G = [(12+5)1.2] + 22.4 = 42.8 \text{ daN/ml}$$

$$N = 35.8 \text{ daN/ml}$$

Compression : (calcul des contreventements)

$$W = F_3 = 2559.45 \text{ daN}$$

Combinaison de charge :

$$1.35G + 1.35N + 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N$$

$$N_{sd} = 1.35W = 1.35(2559.45)$$

$$N_{sd} = 3455.26 \text{ daN}$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N = 1.35(42.8) + 1.35(35.8) = 106.11 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 106.11 \times \cos(8.53) = 104.94 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{104.94 \times 6^2}{8}$$

$$M_{y;sd} = 472.23 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 106.11 \times \sin(8.53) = 15.74 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{15.74 \times 3^2}{8}$$

$$M_{z;sd} = 17.71 \text{ daN.m}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = \frac{3455.26}{60886.36} = 0.057$$

Donc : $\beta = 5n = 5(0.057) = 0.29$

b) Vérification s'il y'a interaction entre le moment résistant et l'effort normal :

Si : $N_{sd} \leq \min(0.25N_{pl,rd}; 0.5A_w \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 3455.26 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl, Rd} = 0.25 \times 60886.36 = 15221.59 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 28.5 - 2 \times 10 \times 0.85 = 11.5 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times 11.5 \times \frac{2350}{1.1} = 12284.09 \text{ daN}$$

$$\min(0.25N_{pl,rd} = 15221.59 ; 0.5A_w \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 12284.09) = 12284.09 \text{ daN}$$

D'où :

$$N_{sd} = 3455.26 \text{ daN} \leq 12284.09 \text{ daN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normale

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny, Rd} = M_{pl,y, Rd}$$

$$M_{Nz, Rd} = M_{pl,z, Rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

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

$$\left[\frac{472.23}{4721.36} \right]^2 + \left[\frac{17.71}{952.82} \right]^{0.29} = 0.32 \leq 1 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VI.2.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

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.

Semelle inférieure :

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

Combinaison à l'ELU :

$$1,35G - 1.5W$$

$$Q_{z, sd} = G \times \cos \alpha - 1.5W$$

$$Q_{y, sd} = 1.35G \times \sin \alpha$$

$$N_{sd} = 1.5W'$$

Avec :

$G = 42.8 \text{ daN/ml}$: Charge permanente

$W = -229.3 \text{ daN/ml}$: Vent de soulèvement (chapitre 2 : calcul des pannes)

$W' = F_3 = 2559.45 \text{ daN}$: Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent).

Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :

VI.2.5.1 Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl, sd}} \right) + \left(\frac{K_y M_{y, sd}}{M_{ply, rd}} \right) + \left(\frac{K_z M_{z, sd}}{M_{pl, z, rd}} \right) \leq 1$$

VI.2.5.2 Flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl, sd}} \right) + \left(\frac{K_{LT} M_{y, sd}}{\chi_{LT} M_{ply, rd}} \right) + \left(\frac{K_z M_{z, sd}}{M_{pl, z, rd}} \right) \leq 1$$

Avec : $M_{pl,z,rd}=952.82 \text{ daN.m}$

$M_{pl,y,rd}=4721.36 \text{ daN.m}$

Charge de flexion : (chapitre 2 calcul des pannes : vérification au déversement)

$$Q_{z, sd} = 42.8 \times \cos(8.53) - 1.5(229.3) = -301.62 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y, sd} = 1.35(42.8) \times \sin(8.53) = 8.57 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} \times l^2}{8} = \frac{301.62 \times 6^2}{8}$$

$$M_{y;sd} = 1357.29 \text{ daN.m}$$

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{8.57 \times 3^2}{8}$$

$$M_{z;sd} = 9.64 \text{ daN.m}$$

Charge de compression : (calcul des contreventements)

$$N_{sd} = 1.5W' = 1.5(2559.45)$$

$$N_{sd} = 3839.17 \text{ daN}$$

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

➤ **Longueur de flambement :**

$$l_y = L = 6 \text{ m.}$$

➤ **Calcul de l'élançement :**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{8.26} = 72.64$$

➤ **Calcul d'élançement réduit :**

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{23.50} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}, \beta_A = 1 (\text{section 1,2 et 3})$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{72.64}{93.9} [1]^{0.5} = 0.77$$

➤ **Choix de la courbe de flambement:**

Le tableau 5.5.3 de l'EUROCODE 3, partie 1-1, nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section :

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1.2$$

$$\text{Et } t_f = 8.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant y-y :

Courbe a : $\alpha = 0.21$

➤ **Facteur de réduction**

$\chi_y = 0.8124$ (tableau du coefficient de Flambement χ de la courbe a).

Flambement par rapport à l'axe faible zz (dans le plan du portique) :

➤ **Longueur de flambement :**

$$l_z = L = 3 \text{ m (entre axe des lisses).}$$

➤ **Calcul de l'élançement :**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{2.24} = 133.93$$

➤ **Calcul d'élançement réduit :**

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{23.50} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}, \beta_A = 1 (\text{section 1,2 et 3})$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{133.93}{93.9} [1]^{0.5} = 1.43$$

➤ **Choix de la courbe de flambement:**

Le tableau 5.5.3 de l'EUROCODE 3, partie 1-1, nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section :

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1.2$$

$$\text{Et } t_f = 8.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant z-z :

Courbe b : $\alpha = 0.34$

➤ **Facteur de réduction**

$\chi_z = 0.3693$ (tableau du coefficient de Flambement χ de la courbe b).

$$\chi_{min} = \min (0.8124 ; 0.3693)$$

$$\chi_{min} = 0.3693$$

• **Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:**

λ_{LT} : élancement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z/i_z}{[C_1]^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{300/2.24}{[1.132]^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/2.24}{200/8.5} \right)^2 \right]^{0.25}} = 98.94$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{98.94}{93.9}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.05 > 0.4 \longrightarrow \text{Il y'a risque de déversement}$$

Courbe a : $\alpha = 0.21 \longrightarrow \chi_{LT} = 0.6306 < 1$ (tableau du coefficient de Flambement χ de la courbe a).

• **Calcul du coefficient k_y :**

- β_{My} : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie: $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$$

$$\mu_y = 0.77(2 \times 1.3 - 4) + \frac{221-194}{194} = -0.94 \leq 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A f_y} = 1 - \frac{-0.94 \times 3839.17}{0.8124 \times 28.5 \times 2350} = 1.07 \leq 1.5$$

• **Calcul du coefficient k_{LT} :**

- β_{MLT} : Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{MLT} = 1.3$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 1.43 \times 1.3 - 0.15 = 0.13 < 1.5$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{sd}}{\chi_{LT} A f_y} = 1 - \frac{0.13 \times 3839.17}{0.6306 \times 28.5 \times 2350} = 0.99$$

• **Calcul du coefficient k_{LT} :**

- β_{Mz} : Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{Mz} = 1.3$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right)$$

$$\mu_z = 1.43(2 \times 1.3 - 4) + \frac{44.6-28.5}{28.5} = -1.44 \leq 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_z} = 1 - \frac{-1.44 \times 3839.17}{0.3693 \times 28.5 \times 2350} = 1.22 \leq 1.5$$

Vérification au flambement :

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,rd}} \right) + \left(\frac{K_y M_{y,sd}}{M_{pl,y;rd}} \right) + \left(\frac{K_z M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right)$$

$$\frac{3839.17}{0.3693 \times 60886.36} + \frac{1.07 \times 1357.29}{4721.36} + \frac{1.22 \times 9.64}{952.82} = 0.49 < 1 \longrightarrow \text{La condition est}$$

vérifiée

Vérification au déversement :

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,rd}} \right) + \left(\frac{K_{LT} M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{pl,y;rd}} \right) + \left(\frac{K_z M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right)$$

$$\frac{3839.17}{0.3693 \times 60886.36} + \frac{0.99 \times 1357.29}{0.6306 \times 4721.36} + \frac{1.22 \times 9.64}{952.82} = 0.63 < 1 \longrightarrow \text{La condition est}$$

Vérifiée

Conclusion :

Le profilé choisi IPE 200 est adéquat comme panne de toiture.

VI.3 Calcul de la palée de stabilité en long pan :

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

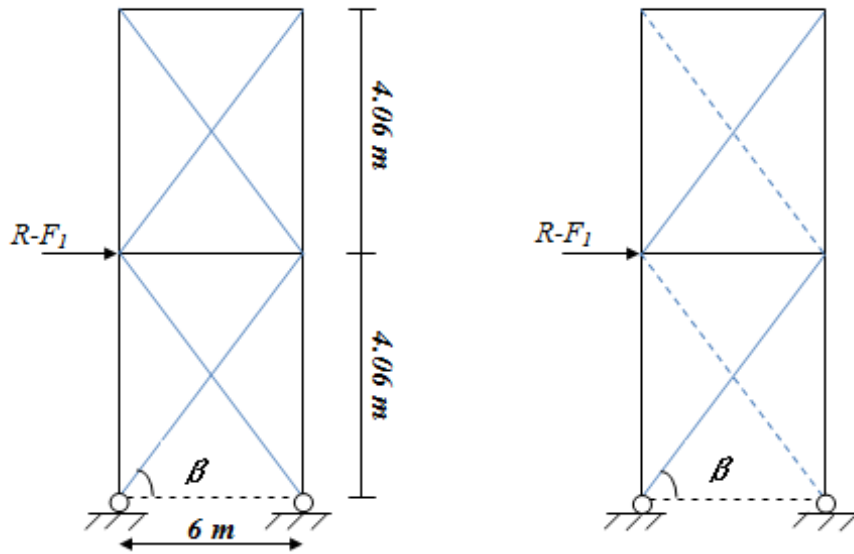


Figure VI.6 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

Par la méthode des coupures :

a) Effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N \cdot \cos \beta = R - F_1$$

Avec :

$$R = 10194.12 \text{ daN}$$

$$\tan \beta = \frac{4.06}{6} = 0.68 \rightarrow \tan^{-1} \beta = 34.32^\circ$$

$$\beta = 34.22^\circ$$

$$D'où : N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{10194.12 - 1197.21}{\cos 34.22}$$

$$N = 10880.49 \text{ daN}$$

b) Section de la diagonale :

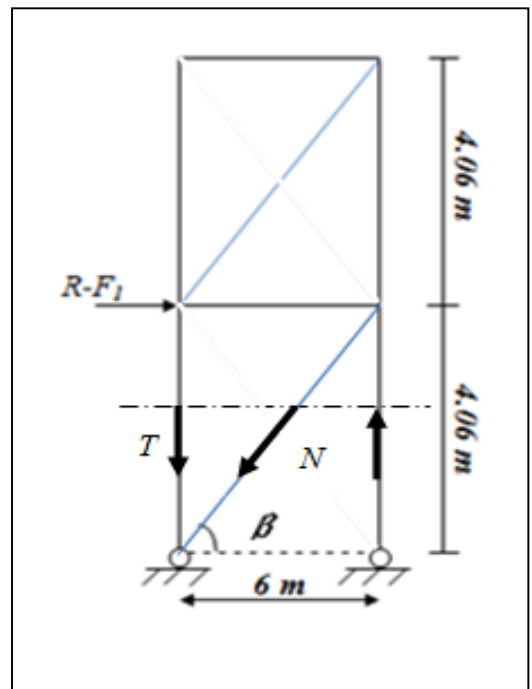
Calcul de la section brute A

$$N_{sd} = 1.5 \times N$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 10880.49$$

$$N_{sd} = 16320.74 \text{ daN} = 163.21 \text{ KN}$$

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



$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{163.21 \times 1.1}{23.5} = 7.64 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 70×70×7 avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

Soit **L70×70×7** ($A = 9.40 \text{ cm}^2$)

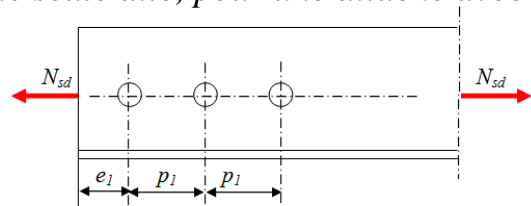
Section nette : $A_{nette} = 9.40 - 0.7 \times 1.3 = 8.49 \text{ cm}^2$

VI.3.1 Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u;rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.7 \times 8.49 \times 3600}{1.25}$$

$$N_{u;rd} = \mathbf{171.16 \text{ KN}}$$



$$N_{sd} = 163.21 \text{ KN} \leq N_{u;rd} = 171.16 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Conclusion

Une cornière isolée de **L70×70×7** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la Palée de stabilité.

CHAPITRE VII : Etude de portique.....	128
Introduction :.....	128
VII.1 Calcul de portique.....	128
VII.2 Données géométriques des nœuds :.....	129
VII.3 Données géométriques des barres :.....	131
VII.4 Bilan des charges :.....	133
VII.4.1 Charges permanentes.....	133
VII.3.1.1 Diagrammes des efforts interne sous G :.....	133
VII.4.2 Charges d'exploitation :.....	134
VII.4.2.1 Diagrammes des efforts interne sous Q :.....	135
VII.4.3 Charge du pont roulant :.....	136
VII.3.3.1 Diagrammes des efforts interne sous la charge pont roulants :	136
VII.4.4 Charge des charges climatique :.....	137
VII.4.4.1 Cas du vent.....	137
VII.4.4.2 Diagrammes des efforts interne sous la charge du vent :.....	137
VII.4.4.3 Cas de la neige :.....	138
VII.4.4.4 Diagrammes des efforts interne sous la charge de neige :.....	138
VII.4.5 Charge sismique :.....	139
VII.4.5.1 Diagrammes des efforts interne sous l'effort sismique:.....	139
VII.5 Tableaux des résultats :.....	141
VII.5.1 Combinaison de charges :.....	141
VII.5.2 Réactions extrêmes par rapport au Repère global :.....	142
VII.5.3 Déplacements Extrêmes des nœuds:.....	142
VII.5.4 Les Efforts extrêmes:.....	142
VII.5.5 Les Contrainte extrêmes:.....	143
VII.5.6 Flèches extrêmes :.....	143
VII.6 Note de calcul détaillé donné par robot:.....	144

CHAPITRE VII : Etude de portique

Introduction :

Après avoir étudié la stabilité longitudinale qui est l'assurée par les palées de stabilité nous allons vérifier la stabilité transversale qui est assurée par la rigidité du portique (Portique auto stable) qui reprendra tous les efforts transversaux et les transmettra aux fondations sans présenter de grandes déformations. L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. La structure est calculé sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles elle pourrait être soumise durant toute sa période d'exploitation. Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres) elles servent également au calcul des assemblages. Le calcul est effectué par le logiciel Robot structural analyse 2014

VII.1 Calcul de portique

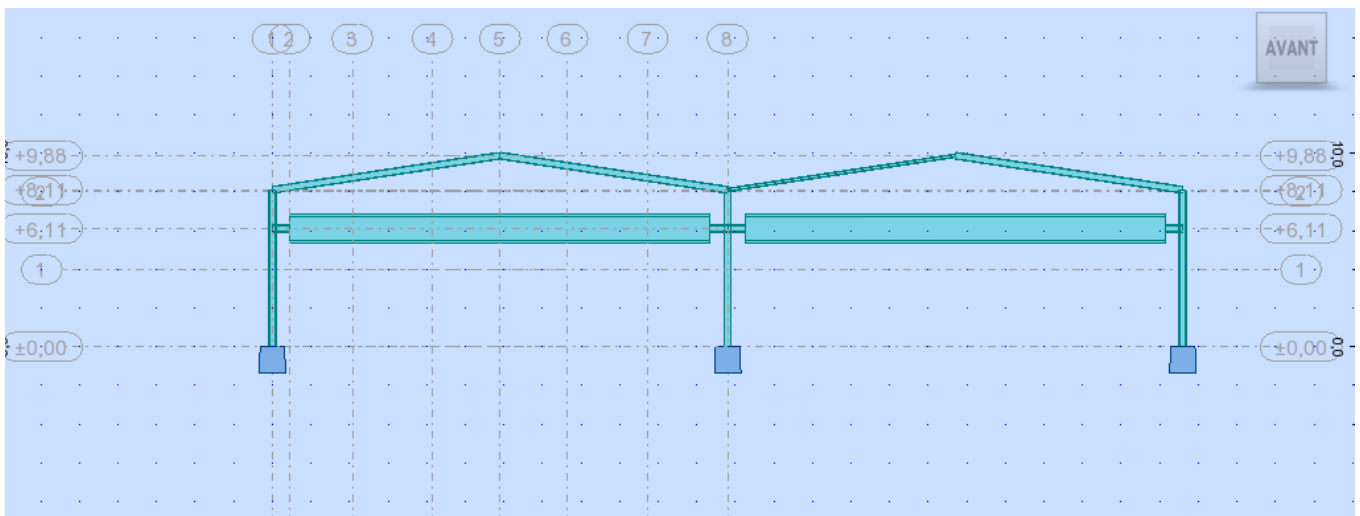


Figure VII.1 : Vue de face du portique.

VII.2 Données géométriques des nœuds :

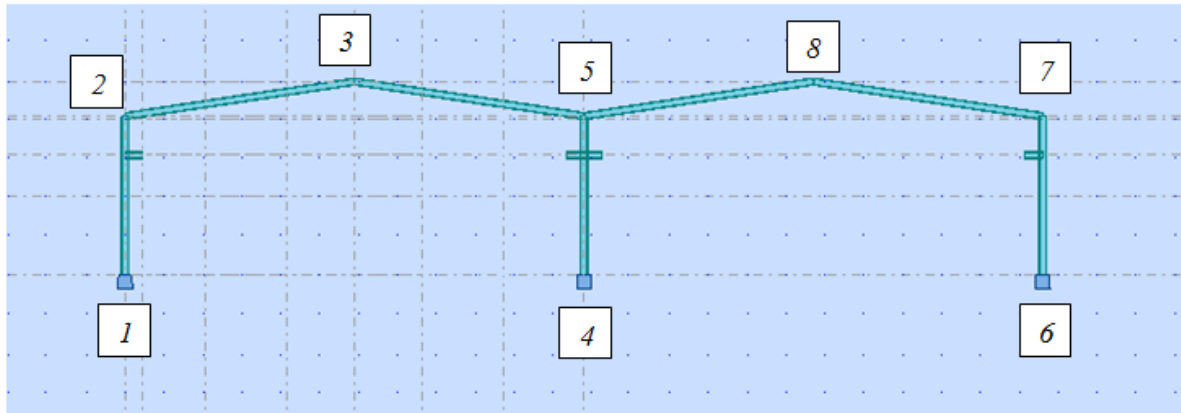


Figure VII.2 : Position des nœuds sur le portique.

nœuds	X(m)	Y(m)	Z(m)	Appuis
1	0	0	0	Encastrement
2	0	0	8.11	
3	11.8	0	9.88	
4	23.6	0	0	Encastrement
5	23.6	0	8.11	
6	47.20	0	0	Encastrement
7	47.20	0	8.11	
8	35.40	0	9.88	
9	0	6	0	Encastrement
10	0	6	8.11	
11	11.8	6	9.88	
12	23.6	6	0	Encastrement
13	23.6	6	8.11	
14	47.20	6	0	Encastrement
15	47.20	6	8.11	
16	35.4	6	9.88	
17	0	12	0	Encastrement
18	0	12	8.11	
19	11.8	12	9.88	
20	23.6	12	0	Encastrement
21	23.6	12	8.11	
22	47.20	12	0	Encastrement
23	47.20	12	8.11	

24	35.4	12	9.88	
25	0	18	0	<i>Encastrement</i>
26	0	18	8.11	
27	11.8	18	9.88	
28	23.6	18	0	<i>Encastrement</i>
29	23.6	18	8.11	
30	47.2	18	0	<i>Encastrement</i>
31	47.20	18	8.11	
32	35.40	18	9.88	
33	0	24	0	<i>Encastrement</i>
34	0	24	8.11	
35	11.8	24	9.88	
36	23.6	24	0	<i>Encastrement</i>
37	23.6	24	8.11	
38	47.20	24	0	<i>Encastrement</i>
39	47.20	24	8.11	
40	35.4	24	9.88	
41	0	30	0	<i>Encastrement</i>
42	0	30	8.11	
43	11.8	30	9.88	
44	23.6	30	0	<i>Encastrement</i>
45	23.6	30	8.11	
46	47.20	30	0	<i>Encastrement</i>
47	47.20	30	8.11	
48	35.4	30	9.88	
49	0	36	0	<i>Encastrement</i>
50	0	36	8.11	
51	11.8	36	9.88	
52	23.6	36	0	<i>Encastrement</i>
53	23.6	36	8.11	
54	47.20	36	0	<i>Encastrement</i>
55	47.20	36	8.11	
56	35.4	36	9.88	
57	0	42	0	<i>Encastrement</i>
58	0	42	8.11	
59	11.8	42	9.88	

60	23.6	42	0	Encastrement
61	23.6	42	8.11	
62	47.20	42	0	Encastrement
63	47.20	42	8.11	
64	35.40	42	9.88	
65	0	48	0	Encastrement
66	0	48	8.11	
67	11.8	48	9.88	
68	23.6	48	0	Encastrement
69	23.6	48	8.11	
70	47.20	48	0	Encastrement
71	47.20	48	8.11	
72	35.40	48	9.88	

Tableau VII.1 Position des nœuds sur le portique.

VII.3 Données géométriques des barres :

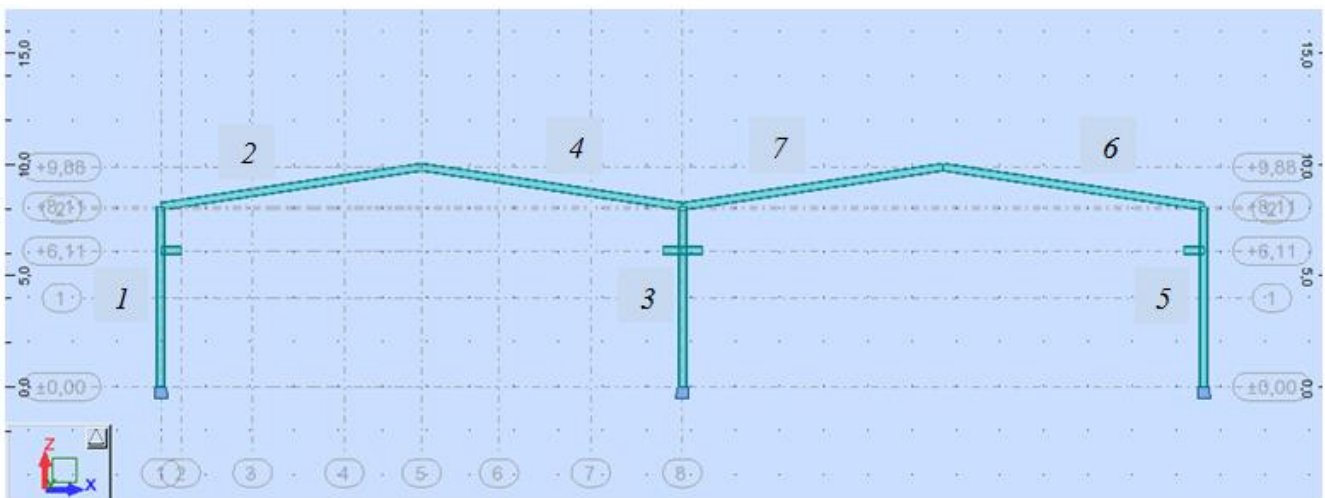


Figure VII.3 : Numérotation des barres.

Barre	Noeud 1	Noeud 2	Section	Matériau	Longueur [m]	Gamma [Deg]	Type de barre	Élément de construction
1	1	2	HEA 400	ACIER E24	8,11	0,0	Poteau	Barre
2	2	3	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
3	4	5	HEA 400	ACIER E24	8,11	180,0	Poteau	Barre
4	5	3	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
5	6	7	HEA 400	ACIER E24	8,11	180,0	Poteau	Barre
6	7	8	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
7	5	8	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre

8	9	10	HEA 400	ACIER E24	8,11	0,0	Poteau	Barre
9	10	11	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
10	12	13	HEA 400	ACIER E24	8,11	180,0	Poteau	Barre
11	13	11	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
12	14	15	HEA 400	ACIER E24	8,11	180,0	Poteau	Barre
13	15	16	IPE 550	ACIER E24	8,11	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
14	13	16	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
15	17	18	HEA 400	ACIER E24	8,11	0,0	Poteau	Barre
16	18	19	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
17	20	21	HEA 400	ACIER E24	8,11	180,0	Poteau	Barre
18	21	19	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
19	22	23	HEA 400	ACIER E24	8,11	180,0	Poteau	Barre
20	23	24	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
21	21	24	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
22	25	26	HEA 400	ACIER E24	8,11	0,0	Poteau	Barre
23	26	27	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
24	28	29	HEA 400	ACIER E24	8,11	180,0	Poteau	Barre
25	29	27	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
26	30	31	HEA 400	ACIER E24	8,11	180,0	Poteau	Barre
27	31	32	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
28	29	32	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
29	33	34	HEA 400	ACIER E24	8,11	0,0	Poteau	Barre
30	34	35	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
31	36	37	HEA 400	ACIER E24	8,11	180,0	Poteau	Barre
32	37	35	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
33	38	39	HEA 400	ACIER E24	8,11	180,0	Poteau	Barre
34	39	40	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
35	37	40	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
36	41	42	HEA 400	ACIER E24	8,11	0,0	Poteau	Barre
37	42	43	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
38	44	45	HEA 400	ACIER E24	8,11	180,0	Poteau	Barre
39	45	43	IPE 550	ACIER E24	11,93	-0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
40	46	47	HEA 400	ACIER E24	8,11	180,0	Poteau	Barre
41	47	48	IPE 550	ACIER E24	11,93	-0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
42	45	48	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
43	49	50	HEA 400	ACIER E24	8,11	0,0	Poteau	Barre
44	50	51	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
45	52	53	HEA 400	ACIER E24	8,11	180,0	Poteau	Barre
46	53	51	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
47	54	55	HEA 400	ACIER E24	8,11	180,0	Poteau	Barre
48	55	56	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
49	53	18	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
50	57	58	HEA 400	ACIER E24	8,11	0,0	Poteau	Barre
13	58	59	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Poteau	Barre
52	60	61	HEA 400	ACIER E24	8,11	180,0	Poteau	Barre
53	61	59	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
54	62	63	HEA 400	ACIER E24	8,11	180,0	Poteau	Barre
55	63	64	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
56	61	64	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
57	65	66	HEA 400	ACIER E24	8,11	0,0	Poteau	Barre
58	66	67	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
59	68	69	HEA 400	ACIER E24	8,11	180,0	Poteau	Barre
60	69	67	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
61	70	71	HEA 400	ACIER E24	8,11	180,0	Poteau	Barre
62	71	72	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre
63	69	72	IPE 550	ACIER E24	11,93	0,0	Arbalétrier_CM6	Barre

Tableau VII.2 : Caractéristiques des barres.

VII.4 Bilan des charges :

VII.4.1 Charges permanentes

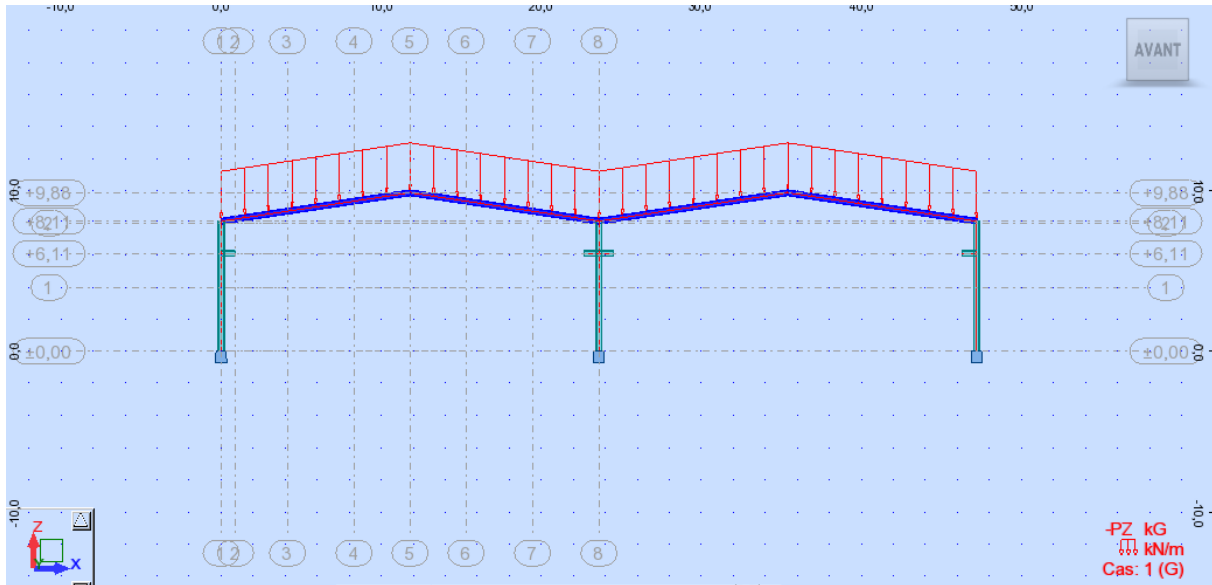


Figure VII.4 : Distribution des charges permanente

VII.3.1.1 Diagrammes des efforts interne sous G:

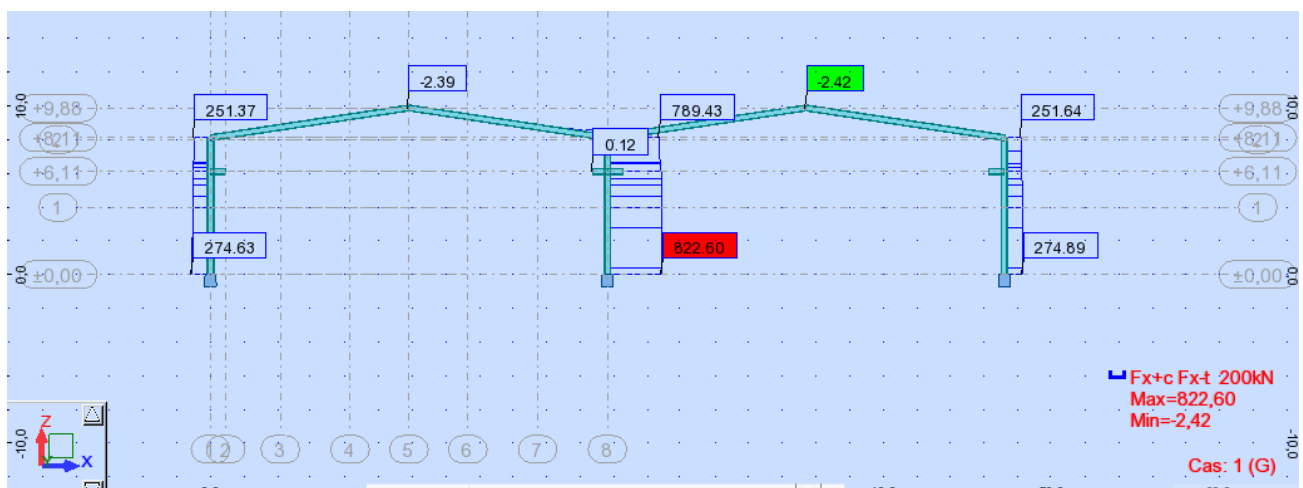


Figure VII.5 : Diagramme des efforts normaux.

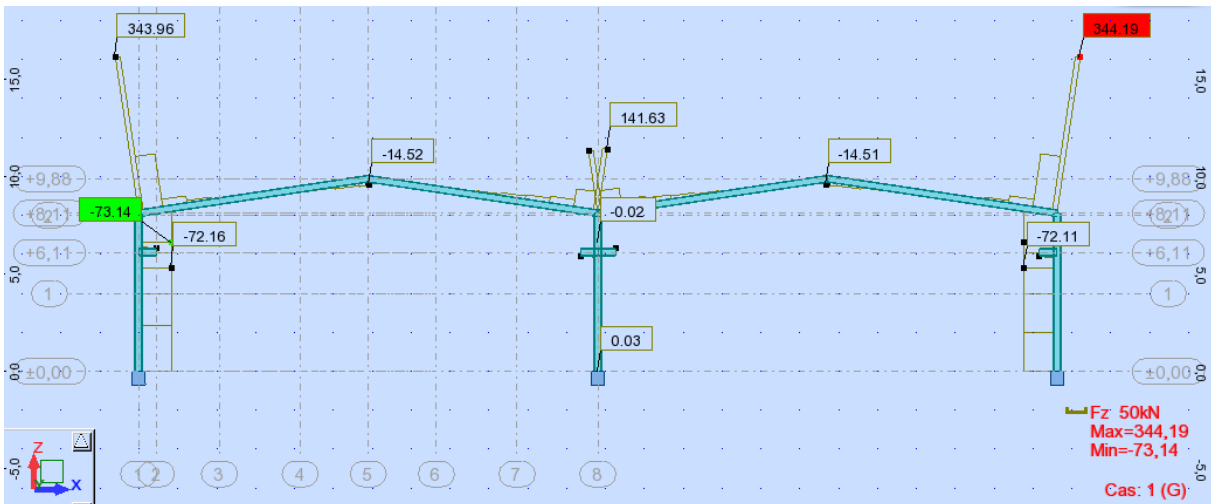


Figure VII.6 : Diagramme des efforts tranchants.

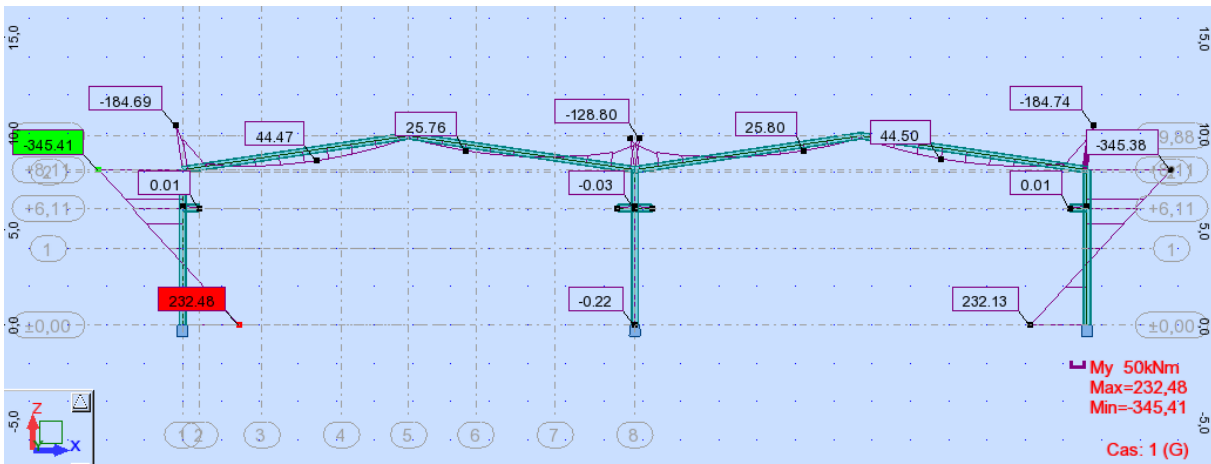


Figure VII.7 : Diagramme des moments fléchissent.

VII.4.2 Charges d'exploitation :

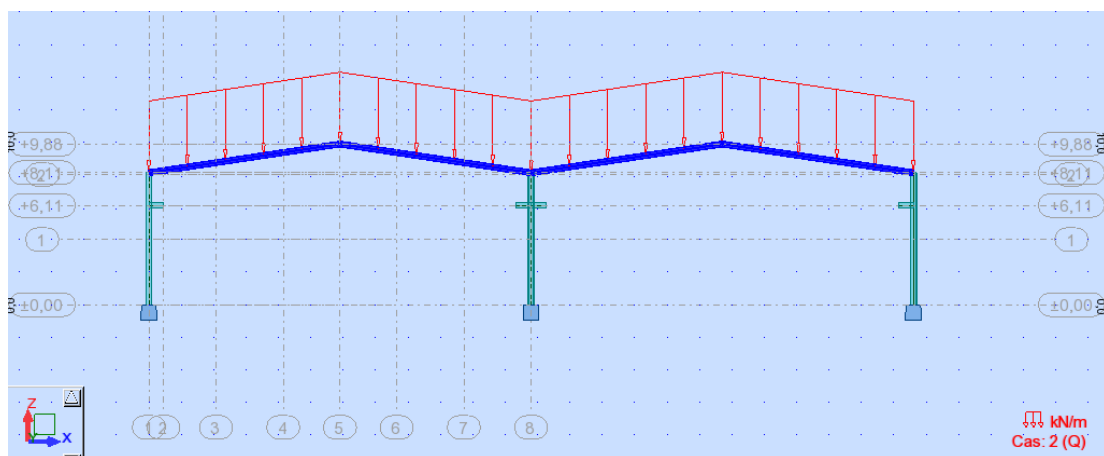


Figure VII.8 Distribution des charges exploitation

VII.4.2.1 Diagrammes des efforts interne sous Q :

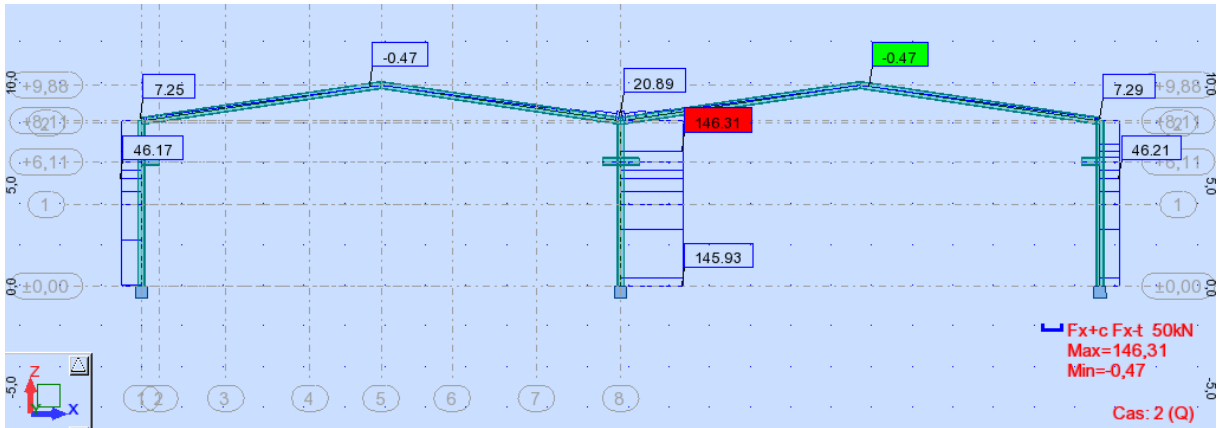


Figure VII.9 : Diagramme des efforts normaux.

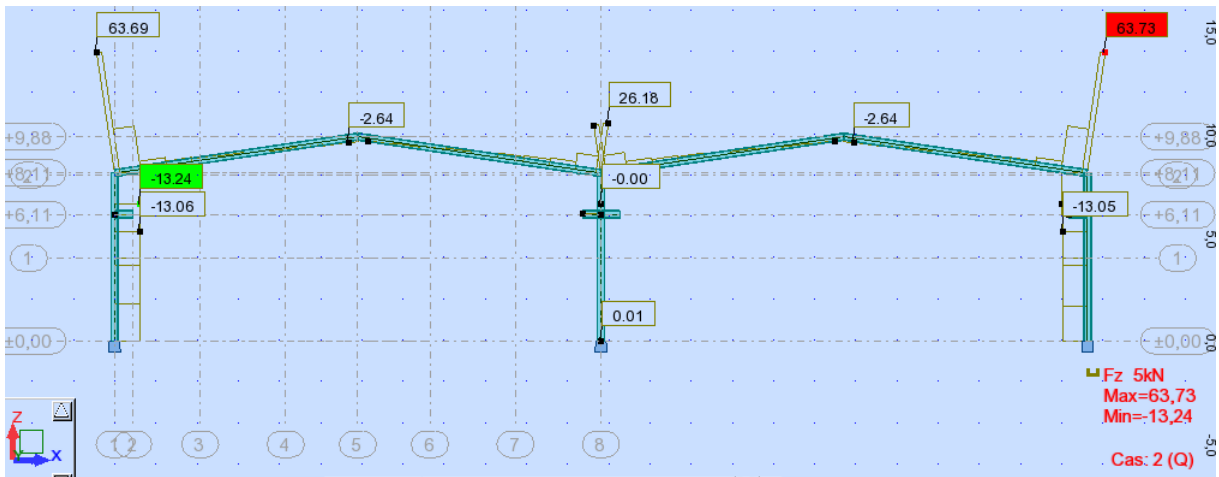


Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchant.

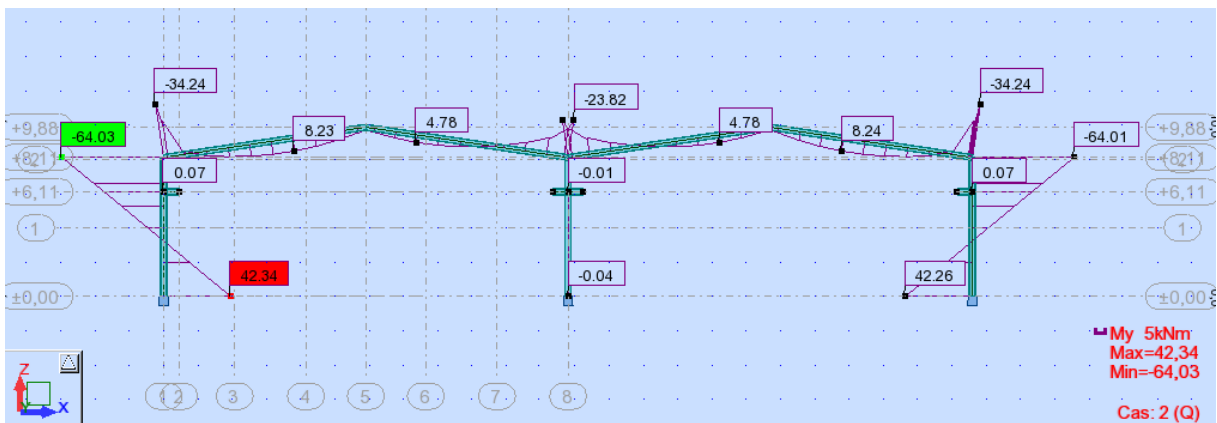


Figure VII.11 : Diagramme moments fléchissant.

VII.4.3 Charge du pont roulant :

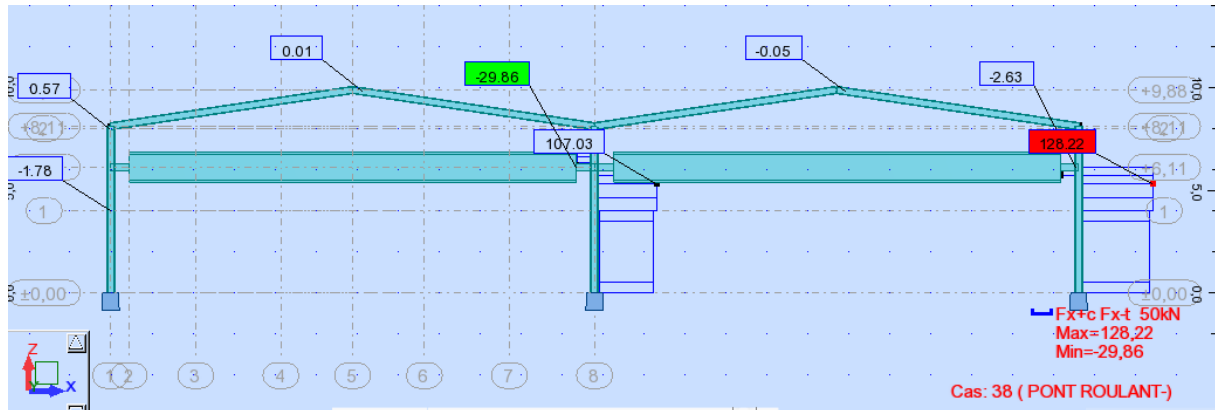


Figure VII.12 : Diagramme des efforts normaux.

VII.3.3.1 Diagrammes des efforts interne sous la charge pont roulants :

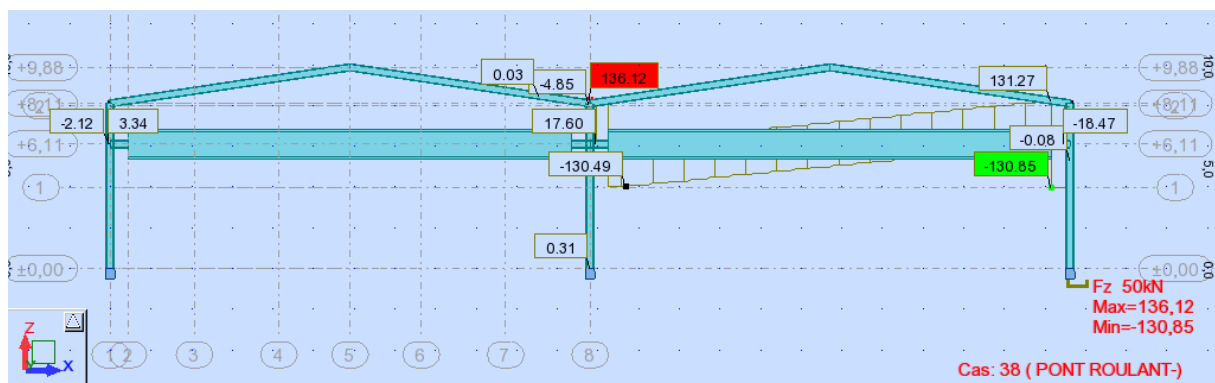


Figure VII.13 : Diagramme des efforts tranchants.

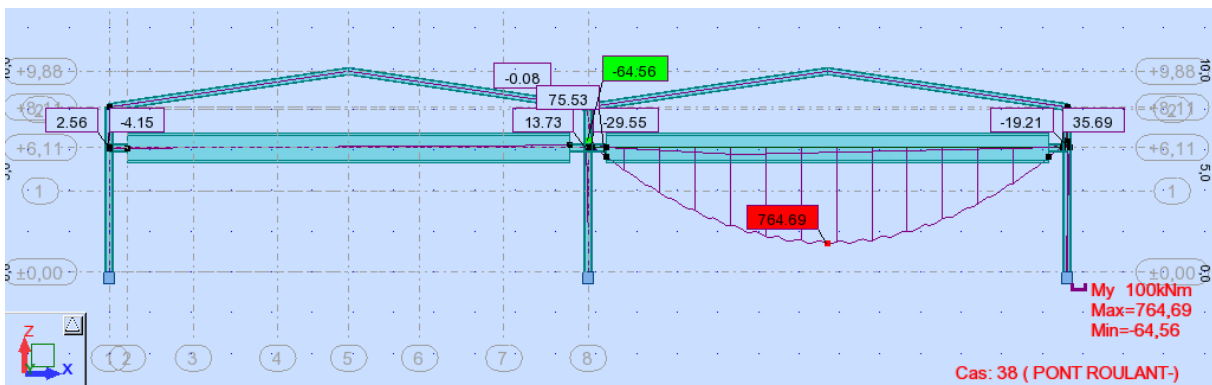


Figure VII.14 : Diagramme des moments fléchissant.

VII.4.4 Charge des charges climatique :

VII.4.4.1 Cas du vent

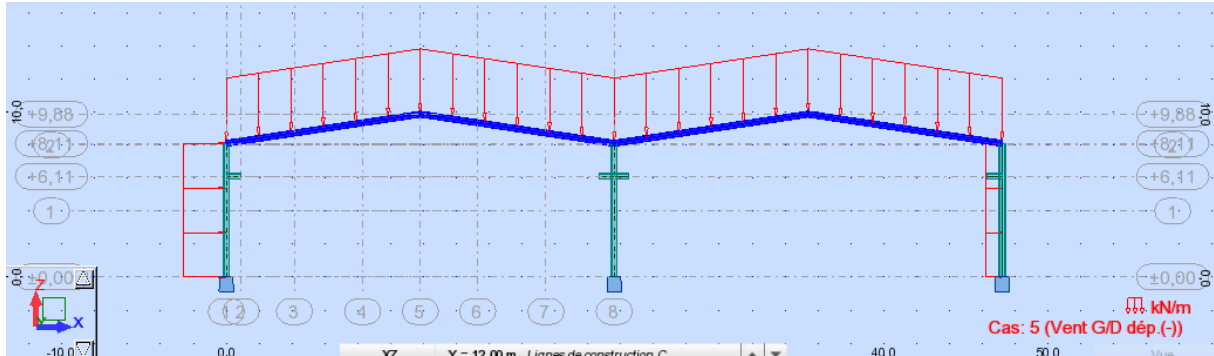


Figure VII.15 : Distribution des charges du vent.

VII.4.4.2 Diagrammes des efforts interne sous la charge du vent :

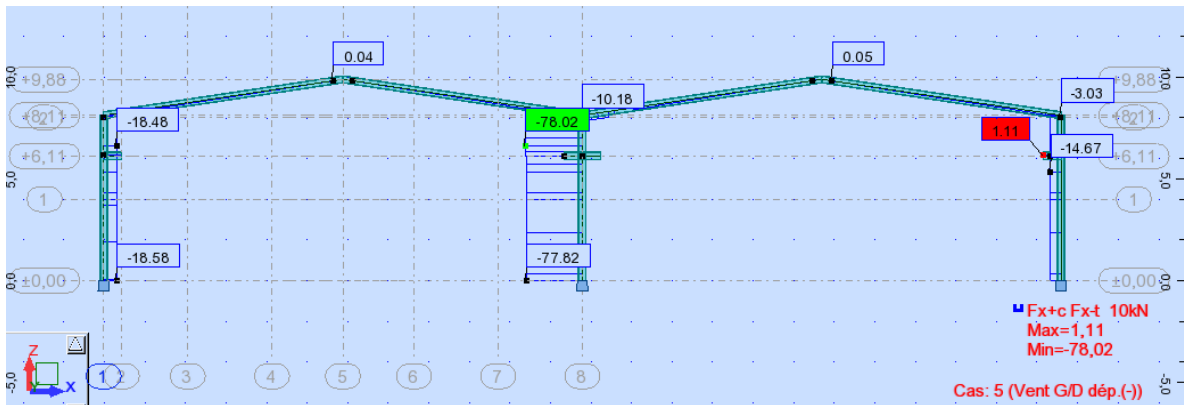


Figure VII.16 : diagramme des efforts normaux.

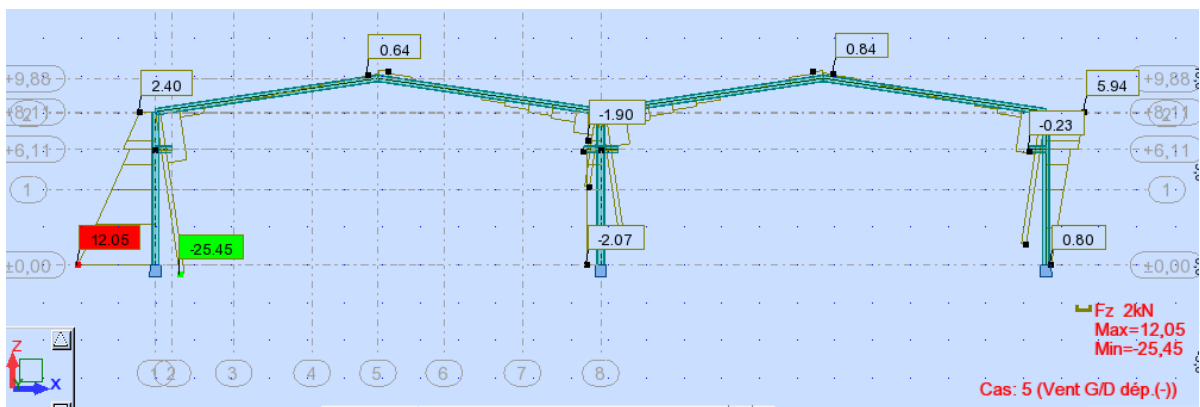


Figure VII.17 : diagramme des efforts tranchants.

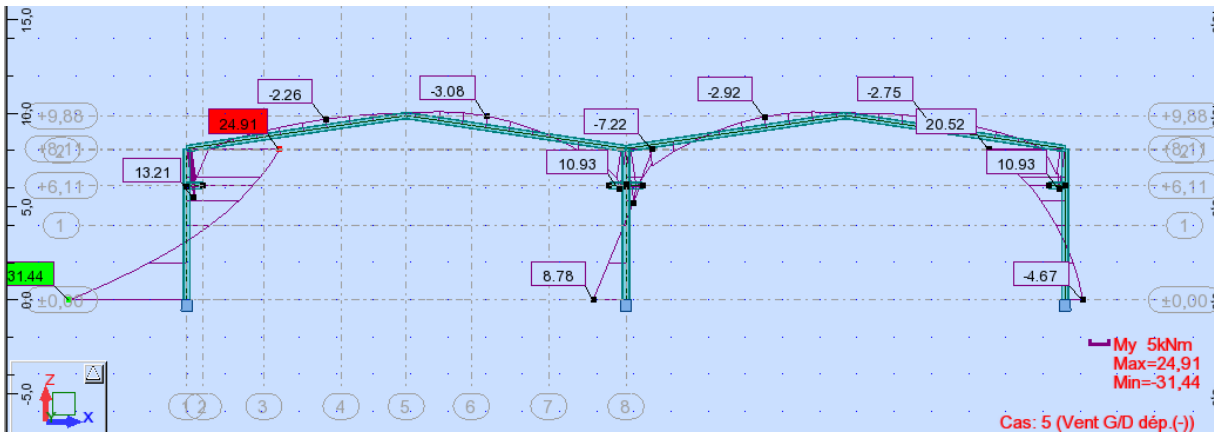


Figure VII.18 : diagramme des moments fléchissant.

VII.4.4.3 Cas de la neige :

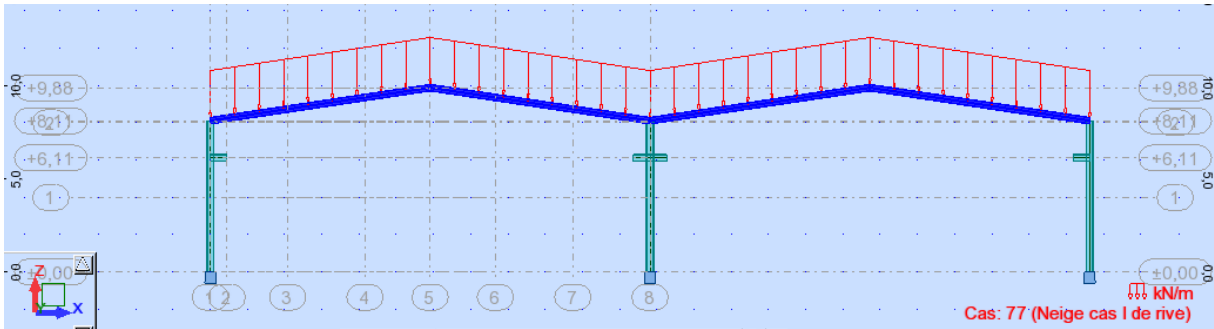


Figure VII.19 : Distribution des charges de neige.

VII.4.4.4 Diagrammes des efforts interne sous la charge de neige :

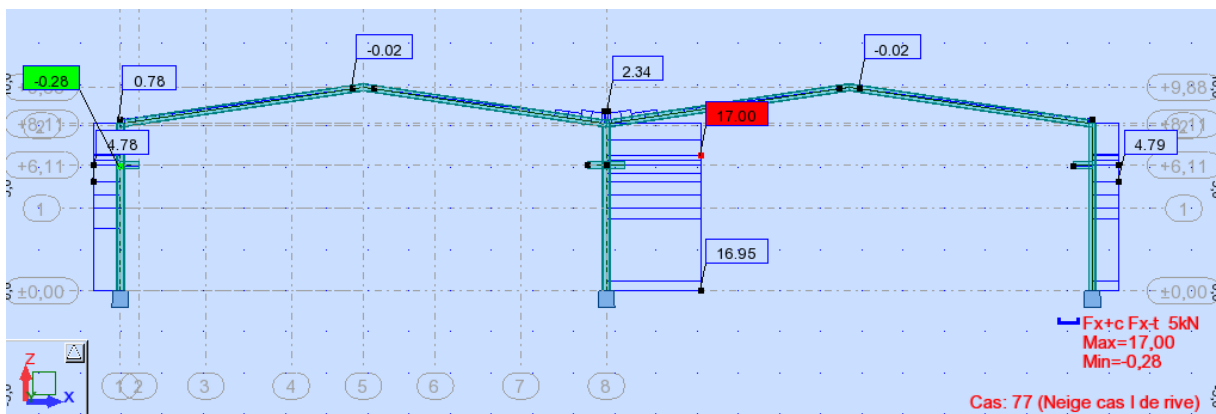


Figure VII.20 : Diagramme des efforts normaux.

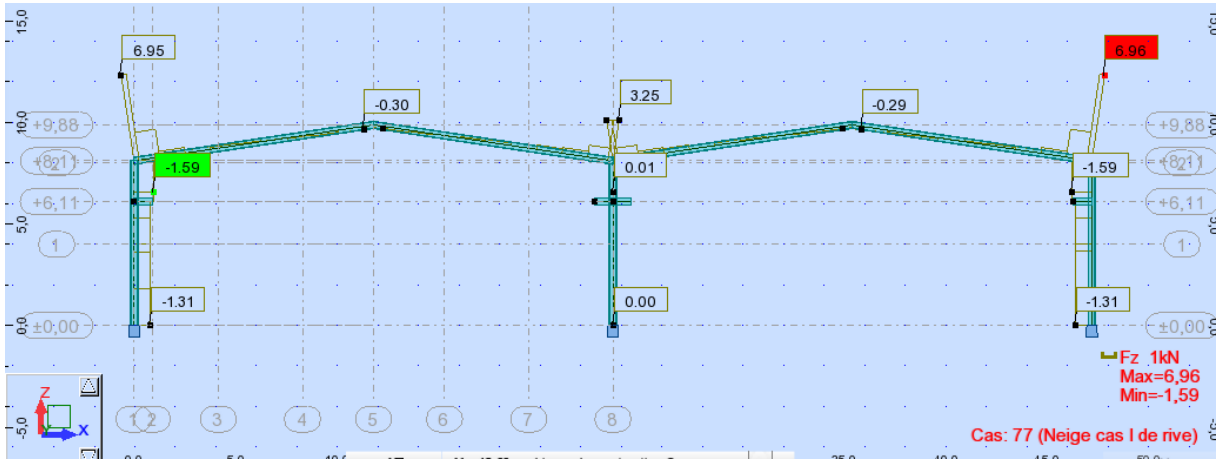


Figure VII.21 : Diagramme des efforts tranchants.

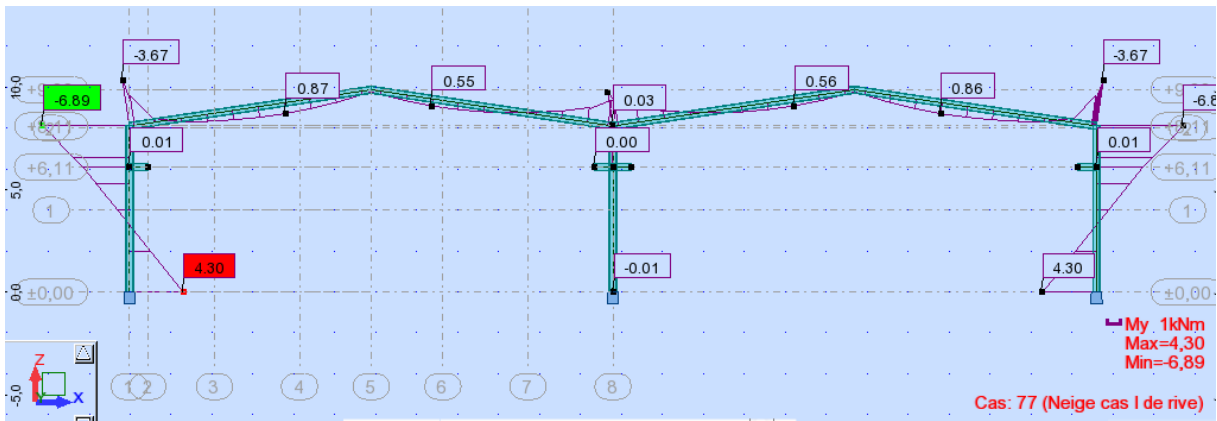


Figure VII.22 : Diagramme des moments fléchissent.

VII.4.5 Charge sismique :

VII.4.5.1 Diagrammes des efforts interne sous l'effort sismique:

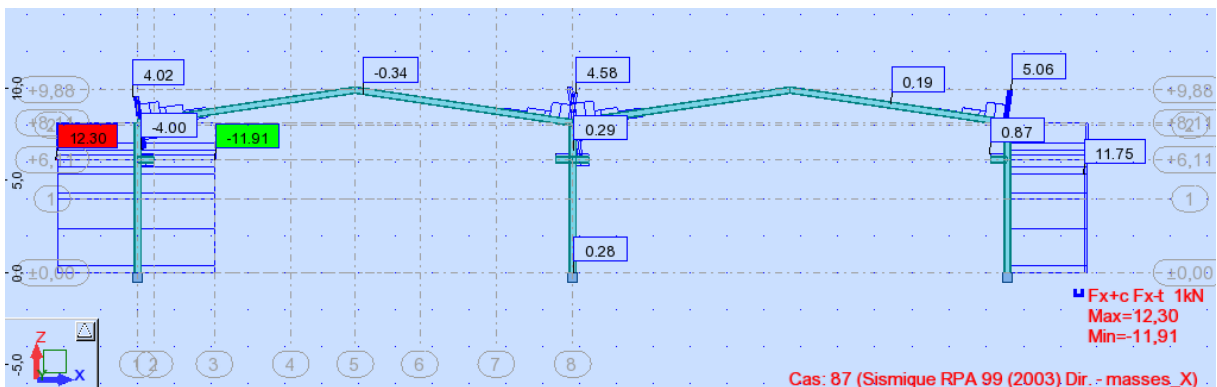


Figure VII.23 : Diagramme des efforts normaux.

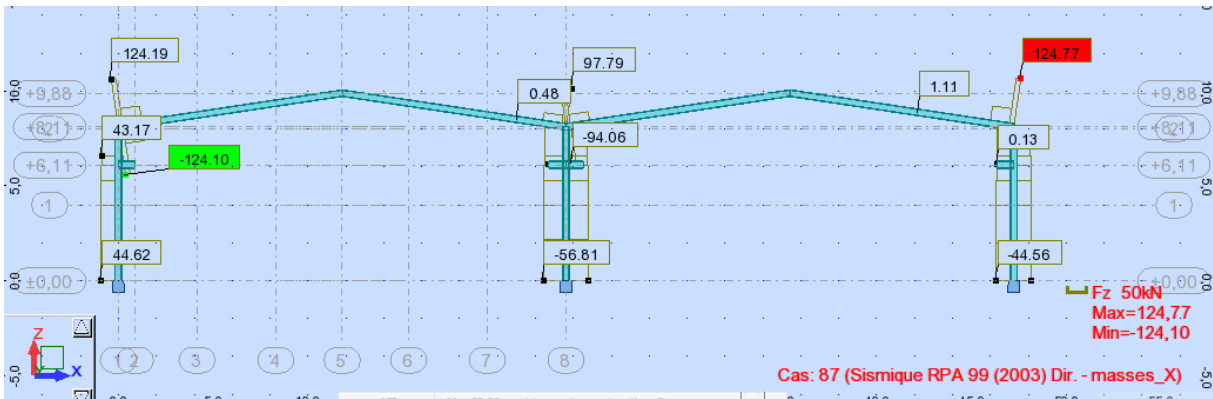


Figure VII.24 : Diagramme des efforts tranchants.

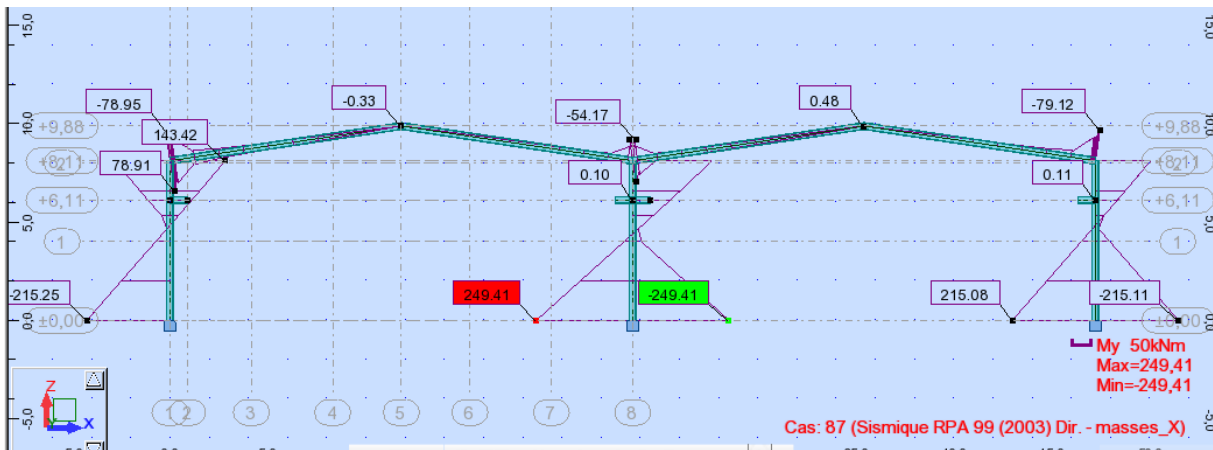


Figure VII.25 : Diagramme des moments fléchissant.

VII.5 Tableaux des résultats :

VII.5.1 Combinaison de charges :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
60 (C)	G-1.5V	Combinaison lin	ELS	permanente	1*1.00+5*-1.50
89 (C)	ELU	Combinaison lin	ELU	permanente	1*1.35+2*1.50
90 (C)	1.35G+1.5Q+0.8	Combinaison lin	ELU	permanente	1*1.35+2*1.50+3*0.80
91 (C)	1.35G+1.5Q+1.5	Combinaison lin	ELU	permanente	(1+4)*1.35+2*1.50
92 (C)	1.35G+1.5Q+1.3	Combinaison lin	ELU	permanente	(1+5)*1.35+2*1.50
93 (C)	1.35G+1.5Q+1.3	Combinaison lin	ELU	permanente	(1+39)*1.35+2*1.50
94 (C)	1.35G+1.5Q+1.3	Combinaison lin	ELU	permanente	(1+41)*1.35+2*1.50
95 (C)	1.35G+1.5Q+1.3	Combinaison lin	ELU	permanente	(1+43)*1.35+2*1.50
96 (C)	1.35G+1.5Q+1.3	Combinaison lin	ELU	permanente	(1+69)*1.35+2*1.50
97 (C)	1.35G+1.5Q+1.3	Combinaison lin	ELU	permanente	(1+71)*1.35+2*1.50
98 (C)	1.35G+1.5Q+1.3	Combinaison lin	ELU	permanente	(1+73)*1.35+2*1.50
99 (C)	1.35G+1.5Q+1.3	Combinaison lin	ELU	permanente	(1+75)*1.35+2*1.50
100 (C)	1.35G+1.33VN1	Combinaison lin	ELU	permanente	1*1.35+77*1.33
101 (C)	1.35G+1.33VN2	Combinaison lin	ELU	permanente	1*1.35+79*1.33
102 (C)	1.35G+1.33VN3	Combinaison lin	ELU	permanente	1*1.35+81*1.33
103 (C)	1.35G+1.33VN4	Combinaison lin	ELU	permanente	1*1.35+83*1.33
104 (C)	ELS	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+2)*1.00
105 (C)	G+Q+0.6T	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+2)*1.00+3*0.60
106 (C)	COMB19	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+2+4)*1.00
107 (C)	G+Q+VY1	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+2+5)*1.00
108 (C)	G+Q+VX2	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+2+37)*1.00
109 (C)	G+Q+VY2	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+2+39)*1.00
110 (C)	G+Q+VX2	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+2+41)*1.00
111 (C)	G+Q+VY2	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+2+43)*1.00
112 (C)	G+Q+VX3	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+2+69)*1.00
113 (C)	G+Q+VY3	Combinaison lin	ELU	permanente	1*1.35+2*1.50+71*1.80
114 (C)	G+Q+VX3	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+2+73)*1.00
115 (C)	G+Q+VY3	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+2+75)*1.00
116 (C)	G+VN1	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+77)*1.00
117 (C)	G+VN2	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+79)*1.00
118 (C)	G+VN3	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+81)*1.00
119 (C)	G+VN4	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+83)*1.00
120 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+87)*1.00
121 (C) (CQC)	G+Q+EY	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+88)*1.00
122 (C) (CQC)	G+Q-EX	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+87)*1.00
123 (C) (CQC)	G+Q-EY	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+88)*1.00
124 (C)	1.35G+1.5Q+1.8	Combinaison lin	ELU	permanente	1*1.35+2*1.50+26*1.80
125 (C)	1.35G+1.5Q+1.8	Combinaison lin	ELU	permanente	1*1.35+2*1.50+28*1.80

Tableau VII.3 : Combinaison utilisées.

VII.5.2 Réactions extrêmes par rapport au Repère global :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	151,68	443,95	1765,39	54,28	498,10	0,63
Noeud	14	12	44	60	41	41
Cas	120 (C) (CQC)	3	1.35G+1.5Q+1.8	3	120 (C) (CQC)	120 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-137,71	-416,30	-1103,34	-62,99	-473,28	-0,58
Noeud	46	60	57	12	46	46
Cas	90 (C)	3	3	3	90 (C)	90 (C)
Mode						

Tableau VII.4 : Valeur de réactions extrêmes globales.

VII.5.3 Déplacements Extrêmes des nœuds:

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	14,8	2,1	2,1	0,018	0,026	0,005
Noeud	837	8	1053	419	754	756
Cas	120 (C) (CQC)	121 (C) (CQC)	87	1.35G+1.5Q+1.8	120 (C) (CQC)	90 (C)
Mode			CQC			
MIN	-3,9	-2,0	-8,2	-0,015	-0,016	-0,005
Noeud	702	8	1653	649	3345	762
Cas	90 (C)	3	1.35G+1.5Q+1.8	1.35G+1.5Q+1.8	90 (C)	90 (C)
Mode						

Tableau VII. 5 : Valeurs des déplacements extrêmes globaux des nœuds

VII.5.4 Les Efforts extrêmes:

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1772,24	750,56	1203,94	25,73	473,53	251,42
Barre	31	59	9	14	36	10
Noeud	37	69	10	13	41	13
Cas	1.35G+1.5Q+1.8	3	90 (C)	3	90 (C)	3
Mode						
MIN	-1688,22	-775,57	-1547,56	-1,02	-1510,38	-239,29
Barre	819	3	8	50	8	52
Noeud	758	5	10	58	10	61
Cas	90 (C)	3	90 (C)	90 (C)	90 (C)	3
Mode						

Tableau VII. 6 : valeurs des efforts extrêmes globaux des nœuds.

VII.5.5 Les Contrainte extrêmes:

	S max [MPa]	S min [MPa]	S max(My) [MPa]	S max(Mz) [MPa]	S min(My) [MPa]	S min(Mz) [MPa]	Fx/Ax [MPa]
MAX	916,81	244,69	904,97	440,38	4,69	8,45	244,69
Barre	8	817	9	10	573	592	817
Noeud	10	754	10	13	393	411	754
Cas	90 (C)	1.35G+1.5Q+1.8	90 (C)	3	90 (C)	90 (C)	1.35G+1.5Q+1.8
Mode							
MIN	-261,47	-1019,44	-8,46	-7,17	-904,97	-440,38	-270,73
Barre	510	13	521	627	9	10	510
Noeud	529	15	105	429	10	13	528
Cas	3	90 (C)	90 (C)	90 (C)	90 (C)	3	3

Tableau VII. 7 : Valeurs des contraintes Extrêmes globales

VII.5.6 Flèches extrêmes :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,1	3,3	2,9
Barre	52	811	62
Cas	121 (C) (CQC)	90 (C)	90 (C)
Mode			
MIN	-0,0	-3,3	-2,9
Barre	62	817	41
Cas	1.35G+1.5Q+1.8	90 (C)	1.35G+1.5Q+1.8
Mode			

Tableau VII. 8 : Valeurs des flèches extrêmes globales

VII.6 Note de calcul détaillé donné par robot:

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 857 Poutre de roulement **POINT:** 1
0.00 m

COORDONNEE: $x = 0.00 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 90 1.35G+1.5Q+0.8T 1*1.35+2*1.50+3*0.80

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 400

$h=40.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=157.55 \text{ cm}^2$	$A_z=69.98 \text{ cm}^2$	$A_x=197.78 \text{ cm}^2$
$t_w=1.4 \text{ cm}$	$I_y=57680.50 \text{ cm}^4$	$I_z=10819.00 \text{ cm}^4$	$I_x=357.00 \text{ cm}^4$
$t_f=2.4 \text{ cm}$	$W_{ply}=3231.74 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=1104.04 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N,Ed = -90.75 \text{ kN}$	$M_y,Ed = -0.88 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_z,Ed = 24.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_y,Ed = 7.16 \text{ kN}$
$N_t,Rd = 5438.95 \text{ kN}$	$M_y,pl,Rd = 888.73 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_z,pl,Rd = 303.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_y,T,Rd = 2500.70 \text{ kN}$
	$M_y,c,Rd = 888.73 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_z,c,Rd = 303.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_z,Ed = 5.66 \text{ kN}$
	$MN,y,Rd = 888.73 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN,z,Rd = 303.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_z,T,Rd = 1110.90 \text{ kN}$
	$M_b,Rd = 708.66 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_t,Ed = 0.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 1356.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.76$
$L_{cr,low} = 6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 0.81$	$f_i,LT = 0.91$	$X_{LT,mod} = 0.80$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/N_t,Rd = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_y,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (M_z,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_y,Ed/V_y,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_z,Ed/V_z,T,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_y,Ed/M_b,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL):

$$u_y = 0.1 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 3 T

$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 87 Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 865 Poutre de roulement **POINT:** 1

COORDONNEE: $x = 0.00 L = 0.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 90 1.35G+1.5Q+0.8T 1*1.35+2*1.50+3*0.80

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 400

$h=40.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=157.55 \text{ cm}^2$	$A_z=69.98 \text{ cm}^2$	$A_x=197.78 \text{ cm}^2$
$tw=1.4 \text{ cm}$	$I_y=57680.50 \text{ cm}^4$	$I_z=10819.00 \text{ cm}^4$	$I_x=357.00 \text{ cm}^4$
$tf=2.4 \text{ cm}$	$W_{ply}=3231.74 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=1104.04 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -91.11 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -0.90 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = -26.14 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -7.55 \text{ kN}$
$N_{t,Rd} = 5438.95 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 888.73 \text{ kN*m}$	$M_{z,pl,Rd} = 303.61 \text{ kN*m}$	$V_{y,T,Rd} = 2500.77 \text{ kN}$
	$M_{y,c,Rd} = 888.73 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 303.61 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 5.70 \text{ kN}$
	$MN_{,y,Rd} = 888.73 \text{ kN*m}$	$MN_{,z,Rd} = 303.61 \text{ kN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 1110.91 \text{ kN}$
	$M_b,Rd = 709.69 \text{ kN*m}$		$T_{t,Ed} = -0.02 \text{ kN*m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 1363.75 \text{ kN*m}$	Courbe,LT -	$XLT = 0.76$
$L_{cr,low} = 6.00 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.81$	$f_{i,LT} = 0.91$	$XLT,mod = 0.80$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{1.00} = 0.09 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)

$Tau_{,ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

$Tau_{,tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_b,Rd = 0.01 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL):

$u_y = 0.1 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 3 T

$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 88 Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y



Déplacements (REPÈRE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 873 Poutre de roulement **POINT:** 7

COORDONNEE: $x = 1.00 L = 6.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 120 G+Q+EX (1+2+87)*1.00

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 400

$h=40.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=157.55 \text{ cm}^2$	$A_z=69.98 \text{ cm}^2$	$A_x=197.78 \text{ cm}^2$
$tw=1.4 \text{ cm}$	$I_y=57680.50 \text{ cm}^4$	$I_z=10819.00 \text{ cm}^4$	$I_x=357.00 \text{ cm}^4$
$tf=2.4 \text{ cm}$	$W_{ply}=3231.74 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=1104.04 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 7.07 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -24.22 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 40.33 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -8.38 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 5438.95 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -24.22 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed,max} = 40.33 \text{ kN*m}$	$V_{y,T,Rd} = 2488.50 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 5438.95 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 888.73 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 303.61 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = -2.38 \text{ kN}$
	$MN_{,y,Rd} = 888.73 \text{ kN*m}$	$MN_{,z,Rd} = 303.61 \text{ kN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 1107.85 \text{ kN}$
	$Mb,Rd = 844.07 \text{ kN*m}$		$Tt,Ed = 0.30 \text{ kN*m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 3799.46 \text{ kN*m}$	Courbe,LT -	$XLT = 0.91$
$L_{cr,low} = 6.00 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.48$	$f_{i,LT} = 0.66$	$XLT,mod = 0.95$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{1.00} = 0.13 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_z, Rk/gM1) = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_z, Rk/gM1) = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.1 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérfifié

Cas de charge décisif: 104 ELS (1+2)*1.00

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérfifié

Cas de charge décisif: 87 Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 847 Poutre de roulement **POINT:** 1

COORDONNEE: $x = 0.00 L = 0.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 120 G+Q+EX (1+2+87)*1.00

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 400

$$h=40.0 \text{ cm}$$

$$gM0=1.00$$

$$gM1=1.00$$

$$b=30.0 \text{ cm}$$

$$A_y=157.55 \text{ cm}^2$$

$$A_z=69.98 \text{ cm}^2$$

$$A_x=197.78 \text{ cm}^2$$

$$t_w=1.4 \text{ cm}$$

$$I_y=57680.50 \text{ cm}^4$$

$$I_z=10819.00 \text{ cm}^4$$

$$I_x=357.00 \text{ cm}^4$$

$$t_f=2.4 \text{ cm}$$

$$W_{ply}=3231.74 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz}=1104.04 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{Ed} = 7.11 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -2.65 \text{ kN*m}$$

$$M_{z,Ed} = 40.56 \text{ kN*m}$$

$$V_{y,Ed} = 13.43 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = 5438.95 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed,max} = -24.23 \text{ kN*m}$$

$$M_{z,Ed,max} = 40.56 \text{ kN*m}$$

$$V_{y,T,Rd} = 2494.27 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 5438.95 \text{ kN}$$

$$M_{y,c,Rd} = 888.73 \text{ kN*m}$$

$$M_{z,c,Rd} = 303.61 \text{ kN*m}$$

$$V_{z,Ed} = 6.76 \text{ kN}$$

$$M_{N,y,Rd} = 888.73 \text{ kN*m}$$

$$M_{N,z,Rd} = 303.61 \text{ kN*m}$$

$$V_{z,T,Rd} = 1109.29 \text{ kN}$$

$$M_{b,Rd} = 844.06 \text{ kN*m}$$

$$T_{t,Ed} = 0.17 \text{ kN*m}$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$z = 1.00$$

$$M_{cr} = 3798.96 \text{ kN*m}$$

Courbe,LT -

$$XLT = 0.91$$

$$L_{cr,low} = 6.00 \text{ m}$$

$$\lambda_{m_LT} = 0.48$$

$$f_{i,LT} = 0.66$$

$$XLT,mod = 0.95$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.1 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 104 ELS (1+2)*1.00

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 88 Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1 Poteau_1

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 89 ELU 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

$$h=39.0 \text{ cm}$$

$$gM0=1.00$$

$$gM1=1.00$$

$$b=30.0 \text{ cm}$$

$$A_y=126.20 \text{ cm}^2$$

$$A_z=57.33 \text{ cm}^2$$

$$A_x=158.98 \text{ cm}^2$$

$$t_w=1.1 \text{ cm}$$

$$I_y=45069.40 \text{ cm}^4$$

$$I_z=8563.83 \text{ cm}^4$$

$$I_x=189.76 \text{ cm}^4$$

$$t_f=1.9 \text{ cm}$$

$$W_{ply}=2561.80 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz}=872.86 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{Ed} = 227.18 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 108.40 \text{ kN*m}$$

$$M_{z,Ed} = 4.74 \text{ kN*m}$$

$$V_{y,Ed} = 1.20 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = 4371.95 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed,max} = 108.40 \text{ kN*m}$$

$$M_{z,Ed,max} = -14.28 \text{ kN*m}$$

$$V_{y,T,Rd} = 2001.15 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 1924.57 \text{ kN}$$

$$M_{y,c,Rd} = 704.50 \text{ kN*m}$$

$$M_{z,c,Rd} = 240.04 \text{ kN*m}$$

$$V_{z,Ed} = -23.59 \text{ kN}$$

$$MN_{y,Rd} = 704.50 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad MN_{z,Rd} = 240.04 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad V_{z,T,Rd} = 909.57 \text{ kN}$$

$$T_{t,Ed} = 0.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$L_y = 8.11 \text{ m} \quad \lambda_{m,y} = 0.55$$

$$L_{cr,y} = 8.11 \text{ m} \quad X_y = 0.91$$

$$L_{my} = 48.17 \quad k_{zy} = 0.53$$



en z:

$$L_z = 8.11 \text{ m} \quad \lambda_{m,z} = 1.27$$

$$L_{cr,z} = 8.11 \text{ m} \quad X_z = 0.44$$

$$L_{mz} = 110.50 \quad k_{zz} = 0.98$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{m,y} = 48.17 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{m,z} = 110.50 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.26 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.26 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 1.1 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 5.4 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 104 ELS (1+2)*1.00

$$v_y = 0.2 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 5.4 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 104 ELS (1+2)*1.00

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 3 Poteau_3

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

8.11 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 89 ELU 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

$h=39.0\text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0\text{ cm}$	$Ay=126.20\text{ cm}^2$	$Az=57.33\text{ cm}^2$	$Ax=158.98\text{ cm}^2$
$tw=1.1\text{ cm}$	$Iy=45069.40\text{ cm}^4$	$Iz=8563.83\text{ cm}^4$	$Ix=189.76\text{ cm}^4$
$tf=1.9\text{ cm}$	$Wply=2561.80\text{ cm}^3$	$Wplz=872.86\text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N,Ed = -477.48\text{ kN}$	$My,Ed = 0.01\text{ kN*m}$	$Mz,Ed = -14.50\text{ kN*m}$	$Vy,Ed = -41.77\text{ kN}$
$Nt,Rd = 4371.95\text{ kN}$	$My,pl,Rd = 704.50\text{ kN*m}$	$Mz,pl,Rd = 240.04\text{ kN*m}$	$Vy,T,Rd = 2003.69\text{ kN}$
	$My,c,Rd = 704.50\text{ kN*m}$	$Mz,c,Rd = 240.04\text{ kN*m}$	$Vz,Ed = 0.00\text{ kN}$
	$MN,y,Rd = 704.50\text{ kN*m}$	$MN,z,Rd = 240.04\text{ kN*m}$	$Vz,T,Rd = 910.23\text{ kN}$
			$Tt,Ed = 0.00\text{ kN*m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nt,Rd = 0.11 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $(My,Ed/MN,y,Rd)^2 + (Mz,Ed/MN,z,Rd) = 0.06 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 0.0\text{ cm} < v_x\text{ max} = L/150.00 = 5.4\text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 104 ELS (1+2)*1.00 Vérifié

$v_y = 0.0\text{ cm} < v_y\text{ max} = L/150.00 = 5.4\text{ cm}$

Cas de charge décisif: 104 ELS (1+2)*1.00

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 5 Poteau_5

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00\text{ L} = 0.00\text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 89 ELU 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00\text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

$h=39.0\text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0\text{ cm}$	$Ay=126.20\text{ cm}^2$	$Az=57.33\text{ cm}^2$	$Ax=158.98\text{ cm}^2$
$tw=1.1\text{ cm}$	$Iy=45069.40\text{ cm}^4$	$Iz=8563.83\text{ cm}^4$	$Ix=189.76\text{ cm}^4$
$tf=1.9\text{ cm}$	$Wply=2561.80\text{ cm}^3$	$Wplz=872.86\text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N,Ed = 226.72\text{ kN}$	$My,Ed = 108.39\text{ kN*m}$	$Mz,Ed = -4.78\text{ kN*m}$	$Vy,Ed = -1.23\text{ kN}$
$Nc,Rd = 4371.95\text{ kN}$	$My,Ed,max = 108.39\text{ kN*m}$	$Mz,Ed,max = 13.81\text{ kN*m}$	$Vy,T,Rd = 2001.14\text{ kN}$
$Nb,Rd = 1924.57\text{ kN}$	$My,c,Rd = 704.50\text{ kN*m}$	$Mz,c,Rd = 240.04\text{ kN*m}$	$Vz,Ed = -23.59\text{ kN}$
	$MN,y,Rd = 704.50\text{ kN*m}$	$MN,z,Rd = 240.04\text{ kN*m}$	$Vz,T,Rd = 909.56\text{ kN}$
			$Tt,Ed = -0.05\text{ kN*m}$
			<i>Classe de la section = 1</i>



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$Ly = 8.11\text{ m}$	$Lam_y = 0.55$
$Lcr,y = 8.11\text{ m}$	$Xy = 0.91$
$Lamy = 48.17$	$kzy = 0.53$



en z:

$Lz = 8.11\text{ m}$	$Lam_z = 1.27$
$Lcr,z = 8.11\text{ m}$	$Xz = 0.44$
$Lamz = 110.50$	$kzz = 0.98$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nc,Rd = 0.05 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.04 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.03 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$Lambda,y = 48.17 < Lambda,max = 210.00$ $Lambda,z = 110.50 < Lambda,max = 210.00$ STABLE
 $N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + ky*z*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.25 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.25 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 1.1\text{ cm} < v_x\text{ max} = L/150.00 = 5.4\text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 104 ELS (1+2)*1.00

$v_y = 0.2\text{ cm} < v_y\text{ max} = L/150.00 = 5.4\text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 104 ELS (1+2)*1.00

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 2 Arbalétrier_CM66_2 **POINT:** 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 11.93 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 90 1.35G+1.5Q+0.8T 1*1.35+2*1.50+3*0.80

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 550

h=55.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=21.0 cm	Ay=82.52 cm ²	Az=72.35 cm ²	Ax=134.42 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=67116.50 cm ⁴	Iz=2667.58 cm ⁴	Ix=123.80 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wply=2787.01 cm ³	Wplz=400.54 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -1155.90 kN	My,Ed = 354.52 kN*m	Mz,Ed = -0.77 kN*m	Vy,Ed = 3.53 kN
Nt,Rd = 3696.55 kN	My,pl,Rd = 766.43 kN*m	Mz,pl,Rd = 110.15 kN*m	Vy,T,Rd = 1309.06 kN
	My,c,Rd = 766.43 kN*m	Mz,c,Rd = 110.15 kN*m	Vz,Ed = 168.04 kN
	MN,y,Rd = 685.26 kN*m	MN,z,Rd = 110.15 kN*m	Vz,T,Rd = 1148.03 kN
	Mb,Rd = 365.77 kN*m		Tt,Ed = 0.02 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 444.14 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.45
Lcr,upp=11.93 m	Lam_LT = 1.31	fi,LT = 1.51	XLT,mod = 0.48

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.31 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.56} = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.97 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 4 Arbalétrier_CM66_4 **POINT:** 7
11.93 m

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 90 1.35G+1.5Q+0.8T 1*1.35+2*1.50+3*0.80

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 550

h=55.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=21.0 cm	Ay=82.52 cm ²	Az=72.35 cm ²	Ax=134.42 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=67116.50 cm ⁴	Iz=2667.58 cm ⁴	Ix=123.80 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wply=2787.01 cm ³	Wplz=400.54 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -839.20 kN	My,Ed = -290.60 kN*m	Mz,Ed = 1.50 kN*m	Vy,Ed = 11.05 kN
Nt,Rd = 3696.55 kN	My,pl,Rd = 766.43 kN*m	Mz,pl,Rd = 110.15 kN*m	Vy,T,Rd = 1304.78 kN
	My,c,Rd = 766.43 kN*m	Mz,c,Rd = 110.15 kN*m	Vz,Ed = 534.99 kN
	MN,y,Rd = 766.43 kN*m	MN,z,Rd = 110.15 kN*m	Vz,T,Rd = 1145.61 kN
	Mb,Rd = 339.27 kN*m		Tt,Ed = -0.12 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 410.35 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.42
Lcr,low=11.93 m	Lam_LT = 1.37	fi,LT = 1.58	XLT,mod = 0.44

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.14} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.47 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_z/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.86 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 6 Arbalétrier_CM66_6 **POINT:** 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 11.93 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 90 1.35G+1.5Q+0.8T 1*1.35+2*1.50+3*0.80

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 550

h=55.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=21.0 cm	Ay=82.52 cm ²	Az=72.35 cm ²	Ax=134.42 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=67116.50 cm ⁴	Iz=2667.58 cm ⁴	Ix=123.80 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wply=2787.01 cm ³	Wplz=400.54 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -1159.37 kN	My,Ed = 357.37 kN*m	Mz,Ed = 0.81 kN*m	Vy,Ed = -3.67 kN
Nt,Rd = 3696.55 kN	My,pl,Rd = 766.43 kN*m	Mz,pl,Rd = 110.15 kN*m	Vy,T,Rd = 1309.03 kN
	My,c,Rd = 766.43 kN*m	Mz,c,Rd = 110.15 kN*m	Vz,Ed = 170.23 kN
	MN,y,Rd = 684.33 kN*m	MN,z,Rd = 110.15 kN*m	Vz,T,Rd = 1148.01 kN
	Mb,Rd = 365.90 kN*m		Tt,Ed = -0.02 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 444.31 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.45
Lcr,upp=11.93 m	Lam_LT = 1.31	fi,LT = 1.51	XLT,mod = 0.48

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.31 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.57} = 0.27 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.15 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{y,Ed}/(\tau_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{z,Ed}/(\tau_z/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.98 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 7 Arbalétrier_CM66_7 **POINT:** 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 11.93 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 90 1.35G+1.5Q+0.8T 1*1.35+2*1.50+3*0.80

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 550

$h=55.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=21.0$ cm	$A_y=82.52$ cm ²	$A_z=72.35$ cm ²	$A_x=134.42$ cm ²
$tw=1.1$ cm	$I_y=67116.50$ cm ⁴	$I_z=2667.58$ cm ⁴	$I_x=123.80$ cm ⁴
$tf=1.7$ cm	$W_{ply}=2787.01$ cm ³	$W_{plz}=400.54$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -782.04$ kN	$M_{y,Ed} = -326.55$ kN*m	$M_{z,Ed} = -1.58$ kN*m	$V_{y,Ed} = -8.10$ kN
$N_{t,Rd} = 3696.55$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 766.43$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 110.15$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 1309.59$ kN
	$M_{y,c,Rd} = 766.43$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 110.15$ kN*m	$V_{z,Ed} = 548.80$ kN
	$MN_{,y,Rd} = 766.43$ kN*m	$MN_{,z,Rd} = 110.15$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 1148.33$ kN
	$Mb,Rd = 341.15$ kN*m		$T_{t,Ed} = 0.01$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 412.72$ kN*m	Courbe,LT -	$XLT = 0.42$
$L_{cr,low} = 11.93$ m	$\lambda_{m,LT} = 1.36$	$f_{i,LT} = 1.57$	$XLT_{,mod} = 0.45$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.21 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{1.06} = 0.19 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.48 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.96 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

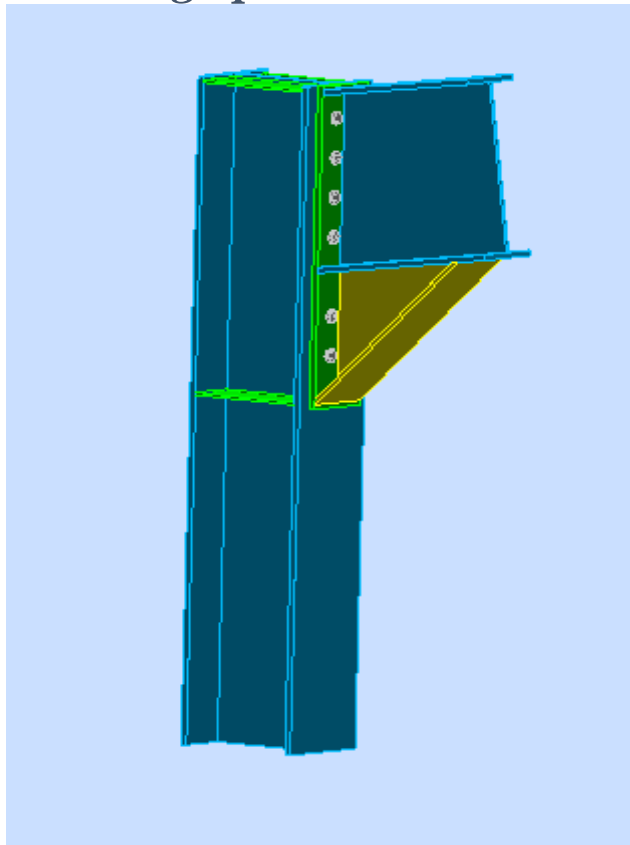
Profil correct !!!

CHAPITRE VIII : Calcul des assemblages

Introduction :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc. ...) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

VIII.1 Assemblage poteau-traverse :



- *Comme le montre le schéma ci-dessous, la liaison poteau-traverse est assurée par un assemblage boulonné reliant la platine soudée sur l'extrémité de la traverse à la semelle du poteau.*
- *Douze boulons répartis de telle sorte à reprendre efficacement les efforts (moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal).*

- Des raidisseurs formés par des plaques qui seront rajoutés pour renforcer la résistance de l'âme du poteau dans les zones tendues, comprimés et cisailés.

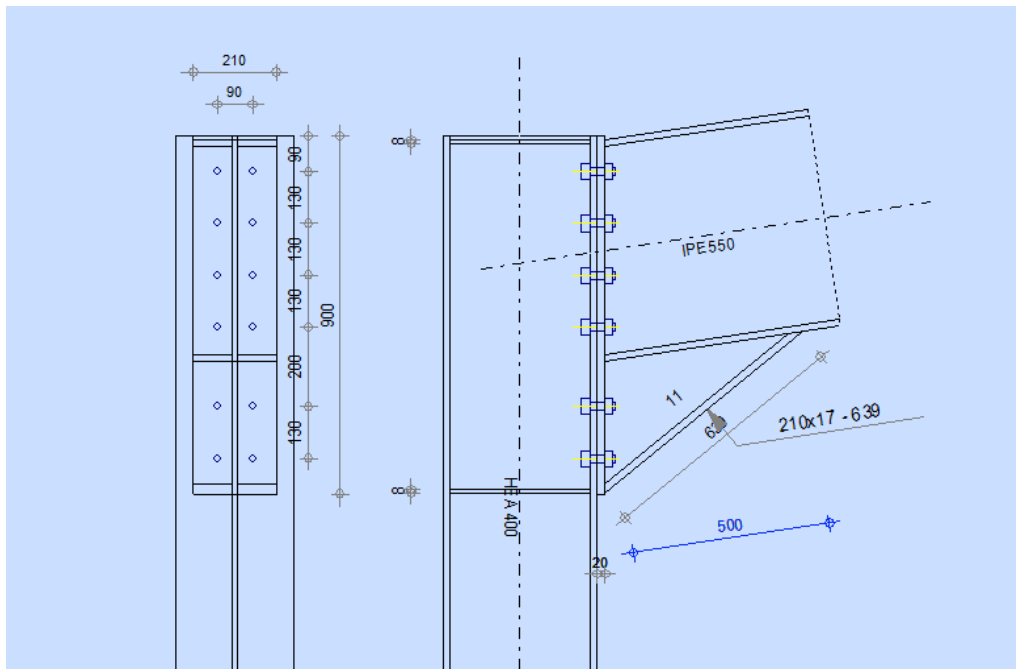


Figure VIII.1: Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse.

On choisit des boulons de classe 10.9

Boulon de diamètre M20

Nombre de boulons = 12

Nombre de files : $n = 2$

Poteau : **HEA400**

Traverse et jarret : **IPE550**

Platine : **900*210*20**

$M_{max} = -180.18 \text{ KN.m}$

$N_{max} = -52.9 \text{ KN}$

$V_{sdmax} = -48.12 \text{ KN}$

Disposition des boulons :

L'EUROCODE3 donne les valeurs limites suivantes :

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2d_0 & ; & p_1 \geq 2.2d_0 \\ e_2 \geq 1.5d_0 & ; & p_2 \geq 3d_0 \end{cases}$$

Avec :

d_o : diamètre de trou.

$d_o = d + 2\text{mm}$ pour les boulons $16\text{mm} \leq \Phi \leq 24\text{mm}$.

$d_o = 20 + 2\text{mm} = 22\text{mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1.2 \times 22 = 26.4 \text{ mm} \longrightarrow e_1 = 90 \text{ mm} \\ p_1 \geq 2.2 \times 22 = 48.4 \text{ mm} \longrightarrow p_1 = 130 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm} \longrightarrow e_2 = 60 \text{ mm} \\ p_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm} \longrightarrow p_2 = 90 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm} \longrightarrow e_2 = 60 \text{ mm} \\ p_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm} \longrightarrow p_2 = 90 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm} \longrightarrow e_2 = 60 \text{ mm} \\ p_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm} \longrightarrow p_2 = 90 \text{ mm} \end{array} \right.$$

VIII.1.1 Détermination des efforts dans les boulons :

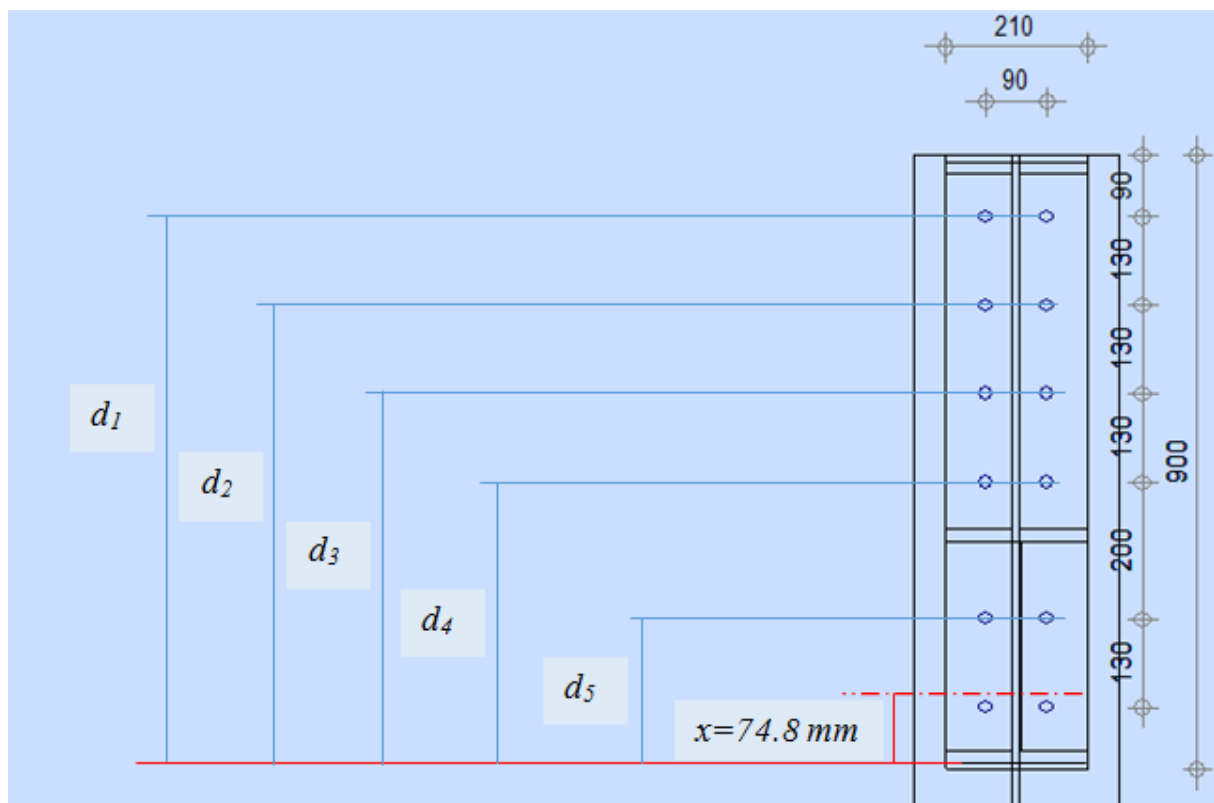
VIII.1.1.1 Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}}$$

Avec pour un IPE 550 :

$t_{fb} = 17.2 \text{ mm}$ $b_b = 210 \text{ mm}$ $t_{wb} = 11.1 \text{ mm}$

$$x = 17.2 \sqrt{\frac{210}{11.1}} = 74.8 \text{ mm}$$



Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les boulons au-dessus de la hauteur comprimée x et dans notre cas les cinq boulons supérieure

$$d_1 = 793 \text{ mm.}$$

$$d_2 = 663 \text{ mm.}$$

$$d_3 = 533 \text{ mm.}$$

$$d_4 = 403 \text{ mm.}$$

$$d_5 = 203 \text{ mm.}$$

VIII.1.1.2 Effort de précontrainte dans le boulon

$$F_p = 0.7 f_{ub} A_s$$

Pour les boulons de diamètre M20:

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad \text{et} \quad f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245$$

$$F_p = 171.5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Par un boulon.}$$

VIII.1.2 Vérification de l'assemblage a la flexion :

Pour cette vérification à la résistance de l'assemblage a la flexion on utilise la condition suivante :

$$M_{Rd} \geq M_{sd}$$

$$\text{Avec : } M_{sd} = M_{max} = 180.18 \text{ KN.m}$$

VIII.1.2.1 Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

n = est le nombre de boulon dans une rangée horizontale $n=2$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 171.5 \times (793^2 + 663^2 + 533^2 + 403^2 + 203^2) \times 10^{-3}}{793}$$

$$M_{Rd} = 673.07 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$M_{Rd} = 673.07 \text{ KN.m} > M_{sd} = 180.18 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VIII.1.3 Vérification de l'assemblage au cisaillement :

Pour cette vérification à la résistance de l'assemblage au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{v,sd} \leq V_{Rd}$$

VIII.1.3.1 Calcul de l'effort tranchant par boulon :

$$V_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{48.12}{12}$$

$$V_{v,sd} = 4.01 \text{ KN}$$

VIII.1.3.2 Calcul de l'effort résistant par boulon :

$$V_{Rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{M2}}$$

- $K_s = 1.0$: Trou normale (Art. 6.5.8.1 – EC3)
- $m = 1$: Un plan de frottement
- $\mu = 0.4$: Coefficient de frottement classe b (Art. 6.5.8.3 – EC3)
- $F_p = 171.5 \text{ KN}$: Force de précontrainte par boulon

$$V_{Rd} = 1 \times 1 \times 0.4 \times \frac{171.5}{1.25}$$

$$V_{Rd} = 54.88 \text{ KN}$$

Et la condition sera :

$$V_{v,sd} = 4.01 \text{ KN} < V_{Rd} = 54.88 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VIII.1.4 Vérification de l'assemblage au poinçonnement :

Pour cette vérification à la résistance de l'assemblage au poinçonnement on utilise la condition suivante :

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

$F_{t,sd}$: Effort de traction appliqué au boulon

$B_{p,Rd}$: résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon

$$F_{t,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{52.90}{12}$$

$$F_{t,sd} = 4.41 \text{ KN}$$

$$B_{p,Rd} = 0.6\pi d_m t_p \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

t_p : Epaisseur de la plaque à vérifier

f_u : Résistance ultime à la traction de la plaque à vérifier

γ_{M2} : Coefficient partiel de sécurité

$$d_m = 34.5 \text{ mm}$$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \times 3.14 \times 3.45 \times 2 \times \frac{36}{1.25}$$

$$B_{p,Rd} = 374.39 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 4.41 \text{ KN} < B_{p,Rd} = 374.39 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VIII.1.5 Vérification de l'assemblage à la pression diamétrale :

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

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} \quad \text{avec} : \begin{cases} \alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) \\ k_1 = \min \left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right) \end{cases}$$

f_u : Résistance ultime à la traction des pièces assemblés

f_{ub} : Résistance ultime à la traction du boulon

- Calcul de α_b :

$$\frac{e_1}{3d_0} = \frac{90}{3 \times 22} = 1.36$$

$$\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{130}{3 \times 22} - \frac{1}{4} = 1.71$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{1000}{360} = 2.78$$

$$\alpha_b = \min(1.36; 1.71; 2.78; 1) = 1$$

- Calcul de k_1 :

$$2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 2.8 \frac{60}{22} - 1.7 = 5.93$$

$$1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7 = 1.4 \frac{90}{22} - 1.7 = 4.03$$

$$k_1 = \min(5.93; 4.03; 2.5) = 2.5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 36 \times 2 \times 2}{1.25}$$

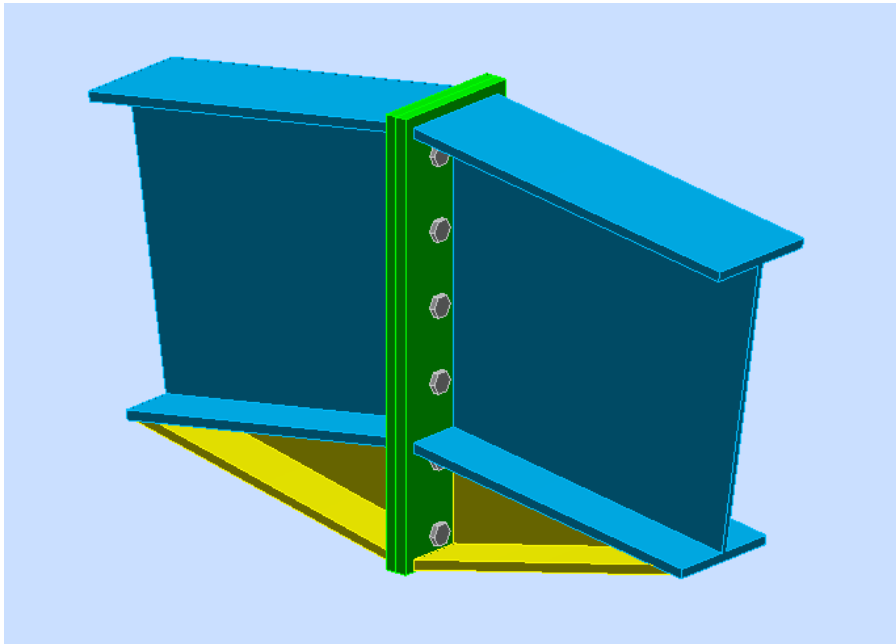
$$F_{b,Rd} = 288 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{48.12}{12}$$

$$F_{v,sd} = 4.01 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 4.01 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 288 \text{ KN} \longrightarrow$ La condition est vérifiée

VIII.2 Assemblage de faîtage :



- Pour des raisons de transport, les traverses seront réalisées en deux morceaux qui seront assemblés sur chantier.
- Comme le montre le schéma ci-après, la liaison de faîtage est réalisée par un assemblage boulonné reliant les deux platines soudées à l'extrémité des traverses.

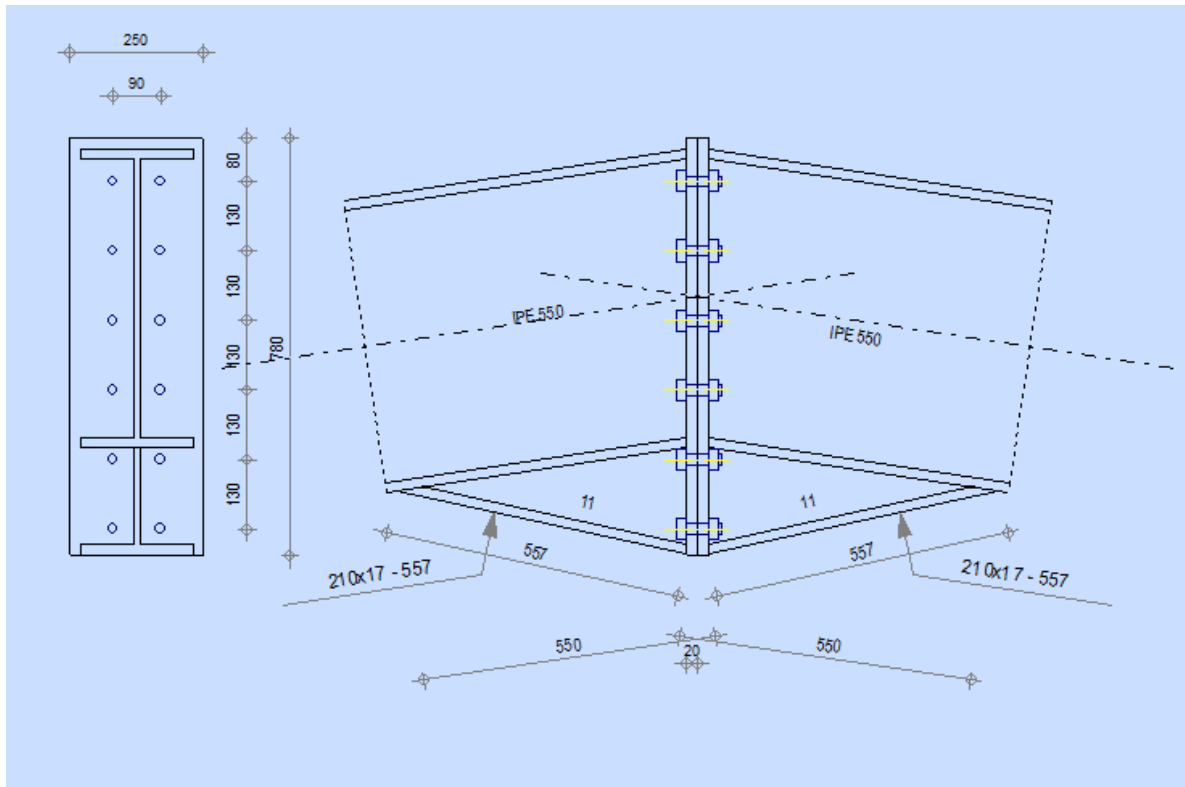


Figure VIII.2: Représentation de l'assemblage Traverse –Traverse.

On choisit des boulons de classe 10.9

Boulon de diamètre M20

Nombre de boulons = 12

Nombre de files : $n = 2$

Traverse et jarret : **IPE550**

Platine : **780*250*20**

$M_{max} = -406.19 \text{ KN.m}$

$N_{max} = 2130.39 \text{ KN}$

$V_{sdmax} = -18.21 \text{ KN}$

Disposition des boulons :

L'EUROCODE3 donne les valeurs limites suivantes :

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2d_0 & ; & p_1 \geq 2.2d_0 \\ e_2 \geq 1.5d_0 & ; & p_2 \geq 3d_0 \end{cases}$$

Avec :

d_0 : diamètre de trou.

$d_0 = d + 2 \text{ mm}$ pour les boulons $16 \text{ mm} \leq \Phi \leq 24 \text{ mm}$.

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

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2 \times 22 = 26.4 \text{ mm} \longrightarrow e_1 = 80 \text{ mm} \\ p_1 \geq 2.2 \times 22 = 48.4 \text{ mm} \longrightarrow p_1 = 130 \text{ mm} \\ e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm} \longrightarrow e_2 = 80 \text{ mm} \\ p_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm} \longrightarrow p_2 = 90 \text{ mm} \end{cases}$$

VIII.2.1 Détermination des efforts dans les boulons :

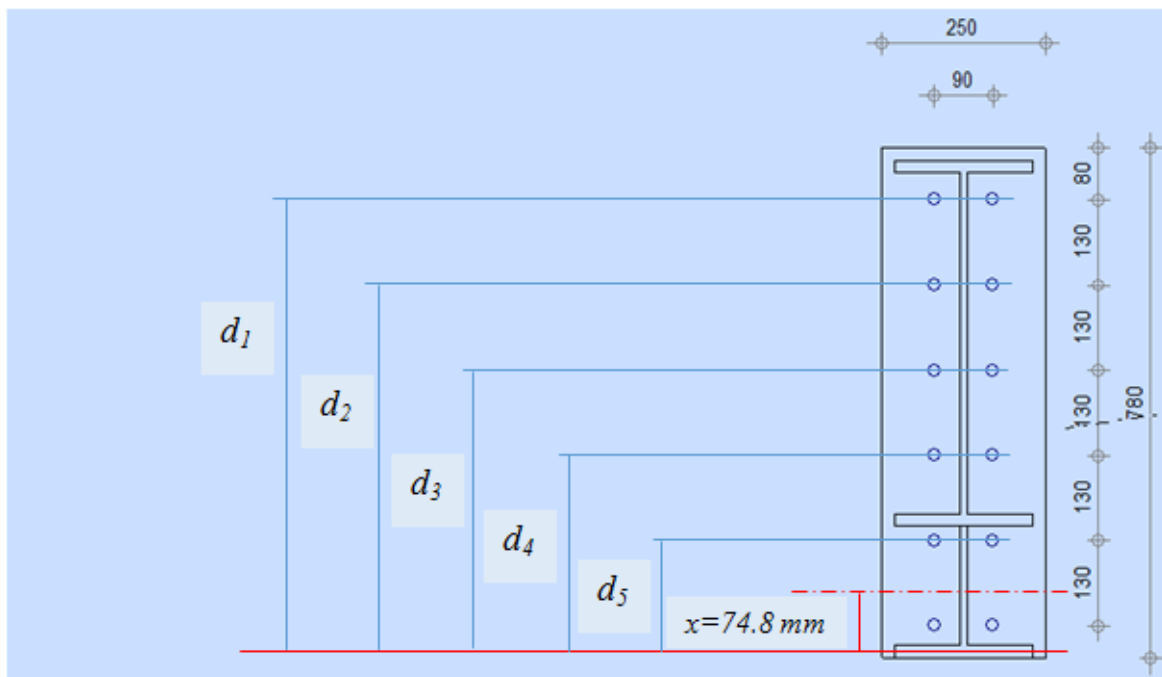
VIII.2.1.1 Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}}$$

Avec pour un IPE 550 :

$$t_{fb} = 17.2 \text{ mm} \quad b_b = 210 \text{ mm} \quad t_{wb} = 11.1 \text{ mm}$$

$$x = 17.2 \sqrt{\frac{210}{11.1}} = 74.8 \text{ mm}$$



Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les boulons au dessus de la hauteur comprimée x et dans notre cas les cinq boulons supérieure

$$d_1 = 691.5 \text{ mm.}$$

$$d_2 = 561.5 \text{ mm.}$$

$$d_3 = 431.5 \text{ mm.}$$

$$d_4 = 301.5 \text{ mm.}$$

$$d_5 = 171.5 \text{ mm.}$$

VIII.2.1.2 Effort de précontrainte dans le boulon

$$F_p = 0.7 f_{ub} A_s$$

Pour les boulons de diamètre M20:

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad \text{et} \quad f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245$$

$$F_p = 171.5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Par un boulon.}$$

VIII.2.2 Vérification de l'assemblage a la flexion :

Pour cette vérification à la résistance de l'assemblage a la flexion on utilise la condition suivante :

$$M_{Rd} \geq M_{sd}$$

$$\text{Avec : } M_{sd} = M_{max} = 406.19 \text{ KN.m}$$

VIII.2.2.1 Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

n = est le nombre de boulon dans une rangée horizontale $n=2$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 171.5 \times (171.5^2 + 301.5^2 + 431.5^2 + 561.5^2 + 691.5^2) 10^{-3}}{691.5}$$

$$M_{Rd} = 545.61 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$M_{Rd} = 545.61 \text{ KN.m} > M_{sd} = 406.19 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VIII.2.3 Vérification de l'assemblage au cisaillement :

Pour cette vérification à la résistance de l'assemblage au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{v,sd} \leq V_{Rd}$$

VIII.2.3.1 Calcul de l'effort tranchant par boulon :

$$V_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{18.21}{12}$$

$$V_{v,sd} = 1.52 \text{ KN}$$

VIII.2.3.2 Calcul de l'effort résistant par boulon :

$$V_{Rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{M2}}$$

- $K_s = 1.0$: Trou normale (Art. 6.5.8.1 – EC3)
- $m = 1$: Un plan de frottement
- $\mu = 0.4$: Coefficient de frottement classe b (Art. 6.5.8.3 – EC3)
- $F_p = 171.5 \text{ KN}$: Force de précontrainte par boulon

$$V_{Rd} = 1 \times 1 \times 0.4 \times \frac{171.5}{1.25}$$

$$V_{Rd} = 54.88 \text{ KN}$$

Et la condition sera :

$$V_{v,sd} = 1.52 \text{ KN} < V_{Rd} = 54.88 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VIII.2.4 Vérification de l'assemblage au poinçonnement :

Pour cette vérification à la résistance de l'assemblage au poinçonnement on utilise la condition suivante :

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

$F_{t,sd}$: Effort de traction appliqué au boulon

$B_{p,Rd}$: résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon

$$F_{t,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{2130.39}{12}$$

$$F_{t,sd} = 177.53 \text{ KN}$$

$$B_{p,Rd} = 0.6\pi d_m t_p \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

t_p : Epaisseur de la plaque à vérifier

f_u : Résistance ultime à la traction de la plaque à vérifier

γ_{M2} : Coefficient partiel de sécurité

$$d_m = 34.5 \text{ mm}$$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \times 3.14 \times 34.5 \times 2 \times \frac{36}{1.25}$$

$$B_{p,Rd} = 374.39 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 177.53 \text{ KN} < B_{p,Rd} = 374.39 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VIII.2.5 Vérification de l'assemblage à la pression diamétrale :

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

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) \\ k_1 = \min \left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right) \end{cases}$$

f_u : Résistance ultime à la traction des pièces assemblés

f_{ub} : Résistance ultime à la traction du boulon

- **Calcul de α_b :**

$$\frac{e_1}{3d_0} = \frac{80}{3 \times 22} = 1.21$$

$$\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{130}{3 \times 22} - \frac{1}{4} = 1.71$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{1000}{360} = 2.78$$

$$\alpha_b = \min(1.21; 1.71; 2.78; 1) = 1$$

- **Calcul de k_1 :**

$$2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 2.8 \frac{80}{22} - 1.7 = 8.48$$

$$1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7 = 1.4 \frac{90}{22} - 1.7 = 4.03$$

$$k_1 = \min(8.48; 4.03; 2.5) = 2.5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 36 \times 2 \times 2}{1.25}$$

$$F_{b,Rd} = \mathbf{288 \text{ KN}}$$

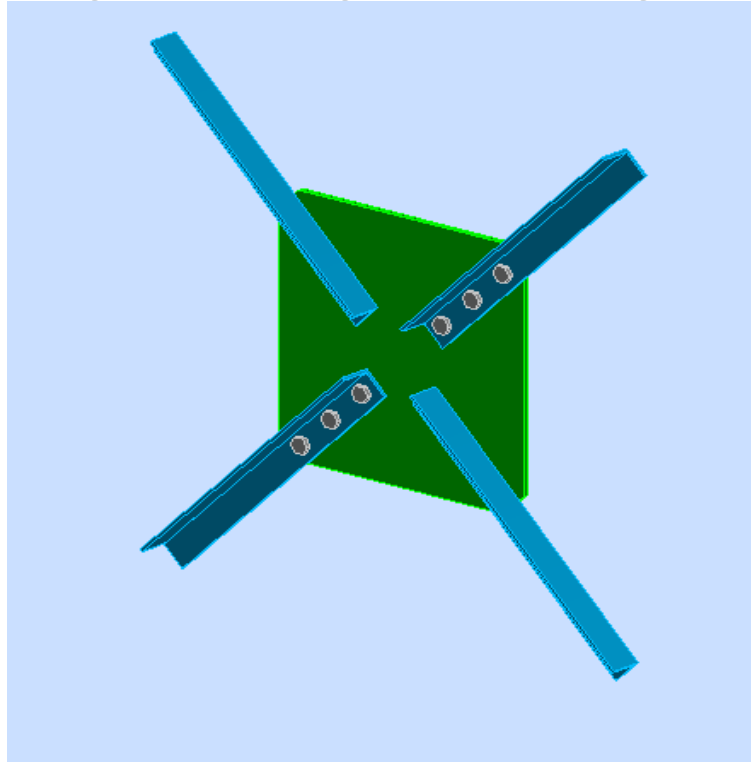
$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{18.21}{12}$$

$$F_{v,sd} = \mathbf{1.52 \text{ KN}}$$

$$F_{v,sd} = 1.52 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 288 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VIII.3 Assemblage du contreventement :

A. Assemblage de la diagonale sur le gousset :



Les boulons sont sollicités au cisaillement seulement. Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum :

$N_{max} = -172.93 \text{ KN}$ on utilise 3 boulons de classe 6.8 soumis au cisaillement d'où l'effort tranchant repris par un boulon est:

$$F_{v,sd} = \frac{N_{max}}{n.p} = \frac{172.93}{3 \times 1}$$

$$\mathbf{F_{v,sd} = 57.64 \text{ KN}}$$

VIII.3.1 Vérification de l'assemblage à la pression diamétrale :

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

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t_p}{\gamma_{M2}} \quad \text{avec} \begin{cases} \alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) \\ k_1 = \min \left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right) \end{cases}$$

f_u : Résistance ultime à la traction des pièces assemblés

f_{ub} : Résistance ultime à la traction du boulon

- Calcul de α_b :

$$\frac{e_1}{3d_0} = \frac{40}{3 \times 22} = 0.61$$

$$\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{105}{3 \times 22} - \frac{1}{4} = 1.34$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{600}{360} = 1.67$$

$$\alpha_b = \min(0.61; 1.34; 1.67; 1) = 0.61$$

- Calcul de k_1 :

$$2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 2.8 \frac{35}{22} - 1.7 = 2.75$$

$$1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7 = 1.4 \frac{105}{22} - 1.7 = 4.98$$

$$k_1 = \min(2.75; 4.98; 2.5) = 2.5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.61 \times 36 \times 2 \times 0.8}{1.25}$$

$$F_{b,Rd} = 70.27 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{max}}{n} = \frac{172.93}{3}$$

$$F_{v,sd} = 57.64 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 57.64 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 70.27 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Y'a Pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

VIII.3.2 Vérification de l'assemblage vis-à-vis de la rupture de la section nette :

$$F_{v,sd} \leq N_{u,Rd}$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (70 - 22) \times 7 = 336 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{total} - (d_0 \times e) - A_1 = 940 - (22 \times 7) - 336 = 450 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 336}{3 \times 336 + 450} = 0.69$$

$$A_{net} = 2(336 + 0.69 \times 450)$$

$$A_{net} = 1293 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 12.93 \frac{36}{1.25}$$

$$N_{u,Rd} = 335.15 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 57.64 \text{ KN} \leq N_{u,Rd} = 335.15 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VIII.3.3 Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs :

$$L = (n-1)p_1 = (3-1)10.5 = 21 \text{ cm}$$

$$L = 21 < 15d = 15 \times 2 = 30 \text{ cm}$$

Donc : L'assemblage n'est pas long

VIII.3.4 Dimensionnement du cordon de soudure

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_{max}$$

Avec :

t_{max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{max} = 8 \text{ mm (épaisseur du gousset)}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 8$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 4 \text{ mm} \longrightarrow a = 4 \text{ mm}$$

- Les longueurs de soudures :

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{N\gamma_{M2}\beta_w\sqrt{3}}{af_u\left(1+\frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{N\gamma_{M2}\beta_w\sqrt{3}}{af_u\left(1+\frac{d'}{d}\right)}$$

Avec :

N : effort repris par une cornière $N=172.93\text{KN}$.

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0.8$

a : Gorge de la soudure $a = 4\text{mm}$.

d : Distance du centre de gravité au talon, $d=1.97\text{ mm}$

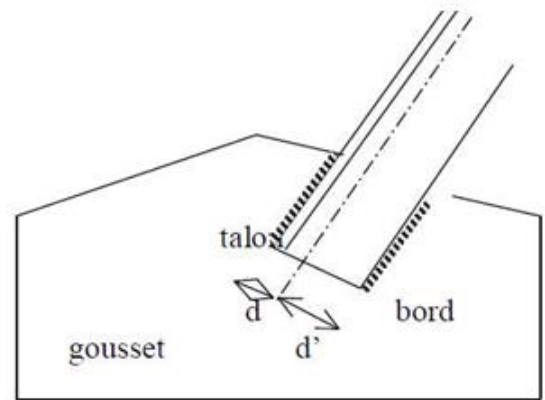
d' : Distance du centre de gravité au bord, $d'=4.95\text{ mm}$

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{172.93 \times 1.25 \times 0.8 \sqrt{3}}{0.4 \times 36 \left(1 + \frac{1.97}{4.95}\right)} = 14.88\text{ cm}$$

Soit : $L_{\text{talon}} = 15\text{ cm}$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{172.93 \times 1.25 \times 0.8 \sqrt{3}}{0.4 \times 36 \left(1 + \frac{4.95}{1.97}\right)} = 5.92\text{ cm}$$

Soit : $L_{\text{bord}} = 6\text{ cm}$



B. Assemblage de la diagonale sur le gousset au niveau du nœud de portique :

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 6.8 et on dispose deux boulons.

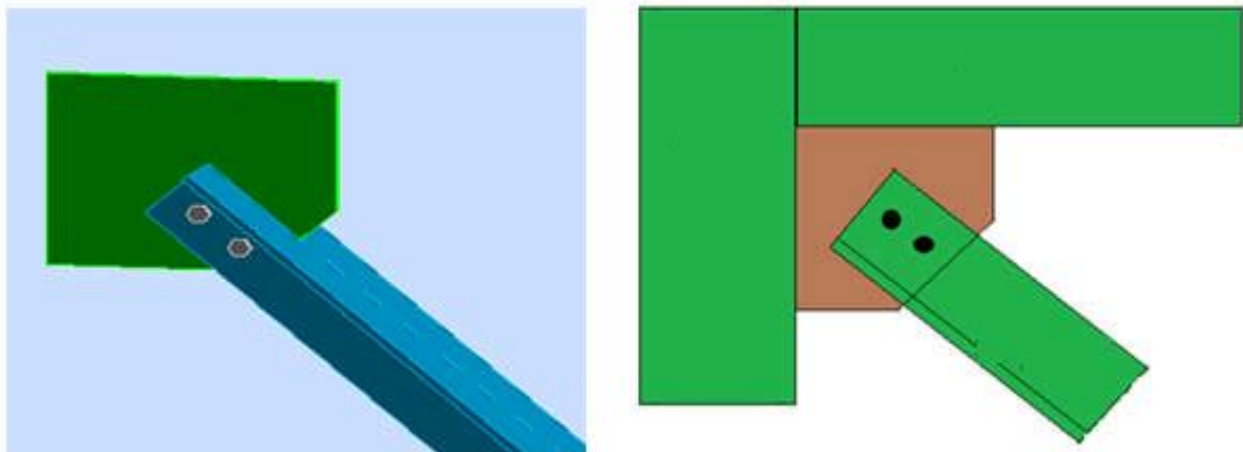


Figure VIII.5: Assemblage des diagonales sur gousset.

VIII.3.1 Distribution de l'effort normale sur les boulons :

$$F_{v,sd} = \frac{N_{max}}{n.p} = \frac{88.47}{2 \times 1}$$

$$F_{v,sd} = 44.24 \text{ KN}$$

Avec :

p : nombre de plan de cisaillement

VIII.3.2 Dimensionnement des boulons :

$$F_{v,sd} = \frac{N_{max}}{n} \leq F_{v,Rd} = \frac{0.5A_s f_{ub}}{\gamma_{M0}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{M0} F_{v,sd}}{0.5 f_{ub}} = \frac{1.25 \times 44.24 \times 10^3}{0.5 \times 600} = 184.33 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de type M18 avec $A_s=192 \text{ mm}^2$ et $d_0=20\text{mm}$.

VIII.3.3 Disposition géométrique :

Une cornière L (70*70*7), $t = 8\text{mm}$

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \end{cases} \quad D'o\grave{u} : \begin{cases} 24 \leq e_1 \leq 84 \\ 44 \leq p_1 \leq 98 \\ 30 \leq e_2 \end{cases}$$

Avec :

t : épaisseur minimale des pièces assemblés

Soit : $e_1=8 \text{ cm}$; $p_1=9 \text{ cm}$; $e_2=4 \text{ cm}$

VIII.3.4 Vérification de l'Assemblage trop long :

$$L = (n-1)p_1 = (2-1) 9 = 9 \text{ cm}$$

$$L < 15.d = 15 \times 1.8 = 27 \text{ cm}$$

$L=90 \text{ mm} < 15 d = 270 \text{ mm}$; Donc l'assemblage n'est pas long.

VIII.3.5 Vérification à la pression diamétrale :

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

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t_p}{\gamma_{M2}} \quad \text{avec} \begin{cases} \alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) \\ k_1 = \min \left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right) \end{cases}$$

f_u : Résistance ultime à la traction des pièces assemblés

f_{ub} : Résistance ultime à la traction du boulon

- **Calcul de α_b :**

$$\frac{e_1}{3d_0} = \frac{80}{3 \times 20} = 1.33$$

$$\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{90}{3 \times 20} - \frac{1}{4} = 1.25$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{600}{360} = 1.67$$

$$\alpha_b = \min(1.33 ; 1.25 ; 1.67 ; 1) = 1$$

- **Calcul de k_1 :**

$$2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 2.8 \frac{40}{20} - 1.7 = 3.9$$

$$k_1 = \min(3.9 ; 2.5) = 2.5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 36 \times 1.8 \times 0.7}{1.25}$$

$$F_{b,Rd} = 90.72 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{max}}{n.p} = \frac{88.47}{2 \times 1}$$

$$F_{v,sd} = 44.24 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 44.24 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 90.72 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Y'a Pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

VIII.3.6 Vérification de l'assemblage vis-à-vis de la rupture de la section nette :

$$F_{v,sd} \leq N_{u,Rd}$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 A_{nett} \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{nett} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (70 - 20) \times 7 = 350 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{total} - (d_0 \times e) - A_1 = 940 - (20 \times 7) - 350 = 450 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 350}{3 \times 350 + 450} = 0.7$$

$$A_{nett} = 2(350 + 0.7 \times 450)$$

$$A_{nett} = 1330 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 13.30 \frac{36}{1.25}$$

$$N_{u,Rd} = 344.74 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 57.64 \text{ KN} \leq N_{u,Rd} = 344.74 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VIII.4 Assemblage poteau-support de chemin de roulement :

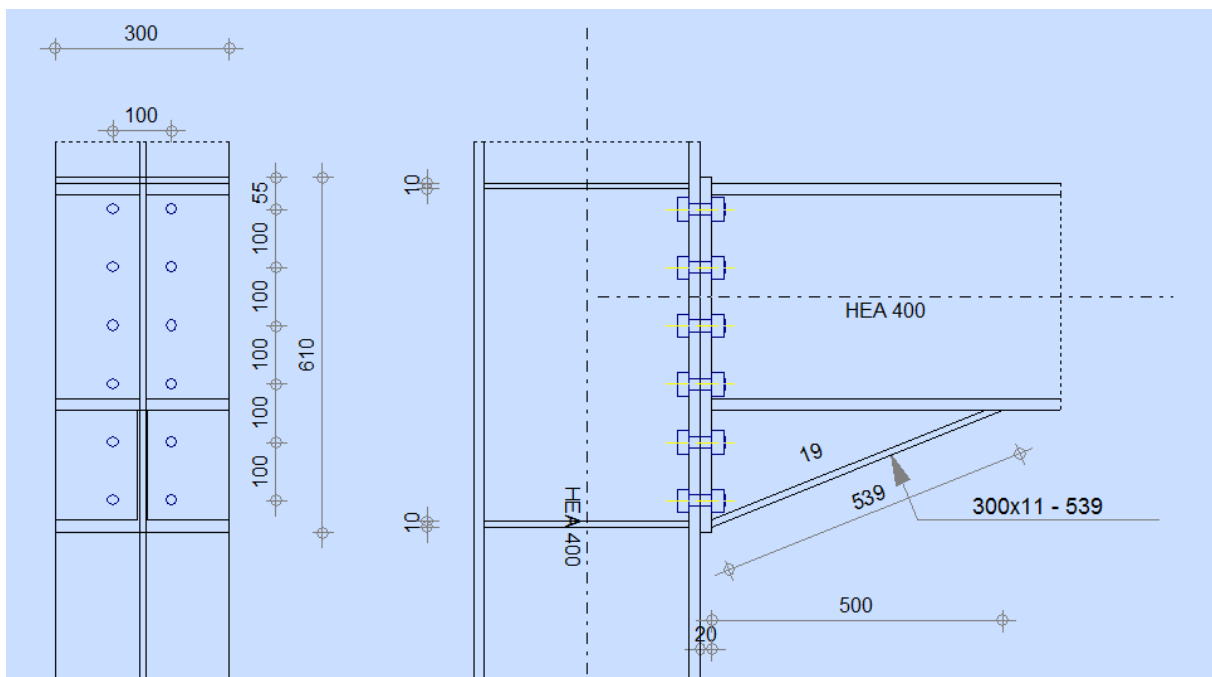
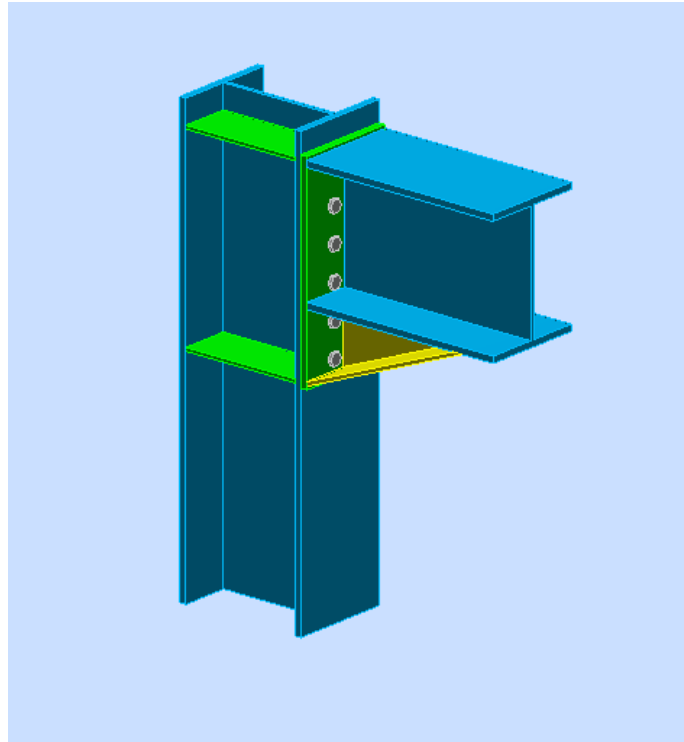


Figure VIII.6: Représentation de l'assemblage Poteau-support de chemin de roulement

On choisit des boulons de classe 10.9

Nombre de boulons = 12

Nombre de files : $n = 2$

Poteau HEA400

Support HEA400

Platine : **610*300*20**

$M_{max} = 340.86 \text{ KN.m}$

$V_{sdmax} = 125.14 \text{ KN.}$

$N_{max} = -411.45 \text{ KN}$

VIII.4.1 Détermination des efforts dans les boulons :

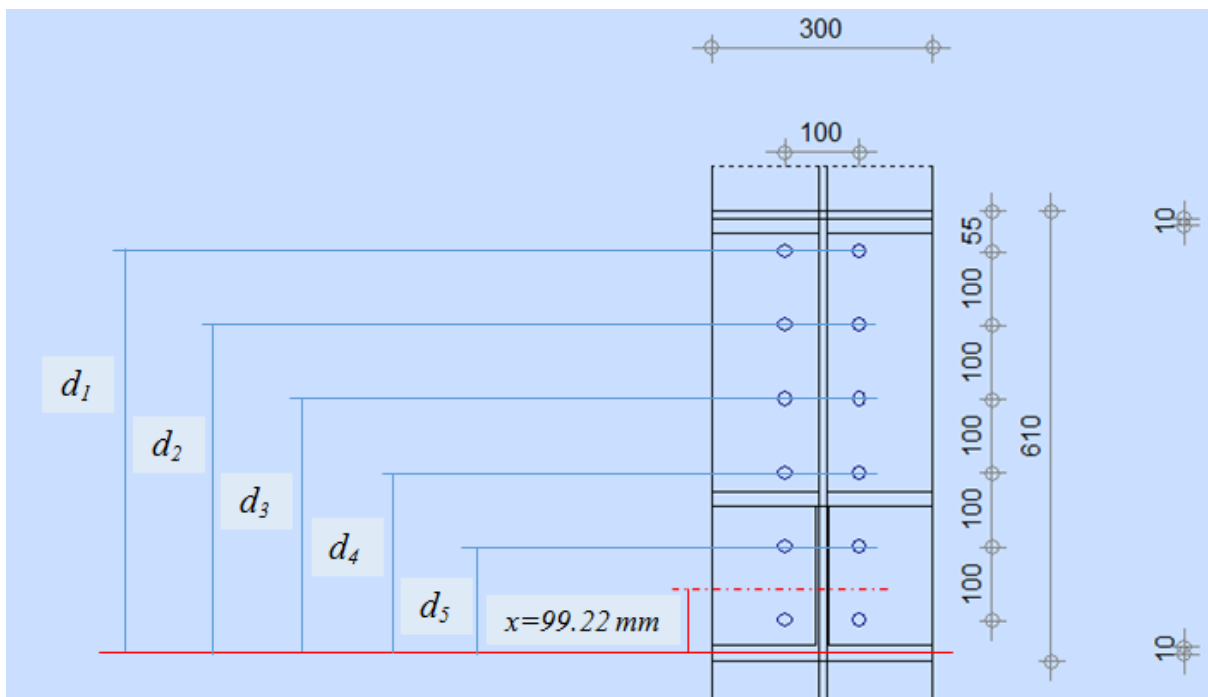
VIII.4.1.1 Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}}$$

Avec pour un HEA400:

$t_{fb} = 19 \text{ mm}$ $b_b = 300 \text{ mm}$ $t_{wb} = 11 \text{ mm}$

$$x = 19 \sqrt{\frac{300}{11}} = 99.22 \text{ mm}$$



Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les boulons au-dessus de la hauteur comprimée x et dans notre cas les cinq boulons supérieure

$$d_1 = 535.5 \text{ mm.}$$

$$d_2 = 435.5 \text{ mm.}$$

$$d_3 = 335.5 \text{ mm.}$$

$$d_4 = 235.5 \text{ mm.}$$

$$d_5 = 135.5 \text{ mm.}$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$\sum d_i^2 = 135.5^2 \times 235.5^2 \times 335.5^2 \times 435.5^2 \times 535.5^2 = 0.66 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{340.86 \times 0.535}{0.66} = 276.30 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{340.86 \times 0.435}{0.66} = 224.66 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{340.86 \times 0.335}{0.66} = 173.01 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times d_4}{\sum d_i^2} = \frac{340.86 \times 0.235}{0.66} = 121.37 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times d_5}{\sum d_i^2} = \frac{340.86 \times 0.135}{0.66} = 69.72 \text{ KN}$$

VIII.4.2 Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que :

$$N_1 \leq n \cdot F_p$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 n f_{ub}} = \frac{276.30 \times 10^3}{0.7 \times 1000 \times 2} = 197.35 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de type M20 de classe 10.9 avec $A_s = 245 \text{ mm}^2$ et $d_0 = 22 \text{ mm}$.

Disposition des boulons :

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.5d_0 & ; & p_1 \geq 3d_0 \\ e_2 \geq 1.5d_0 & ; & p_2 \geq 3d_0 \end{cases}$$

Avec :

$$d_0 = d + 2 \text{ mm pour les boulons } 16 \text{ mm} \leq \phi \leq 24 \text{ mm.}$$

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

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm} \longrightarrow e_1 = 55 \text{ mm} \\ p_1 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm} \longrightarrow p_1 = 100 \text{ mm} \\ e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm} \longrightarrow e_2 = 100 \text{ mm} \\ p_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm} \longrightarrow p_2 = 100 \text{ mm} \end{cases}$$

VIII.4.3 Vérification de l'assemblage a la flexion :

Pour cette vérification à la résistance de l'assemblage a la flexion on utilise la condition suivante :

$$M_{Rd} \geq M_{sd}$$

Avec : $M_{sd} = M_{max} = 340.86 \text{ KN.m}$

VIII.4.3.1 Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{n F_p \times \sum d_i^2}{d_1} \quad \text{avec : } F_p = 0.7 f_{ub} A_s$$

n = est le nombre de boulon dans une rangée horizontale $n=2$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245$$

$$F_p = 171.5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Par un boulon.}$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 171.5 \times 0.66}{0.5355}$$

$$M_{Rd} = 422.75 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$M_{Rd} = 422.75 \text{ KN.m} > M_{sd} = 340.86 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VIII.4.4 Vérification d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction:

Pour cette vérification à la résistance de l'assemblage au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{v,sd} \leq V_{Rd}$$

VIII.4.4.1 Calcul de l'effort tranchant par boulon :

$$V_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{125.14}{12}$$

$$V_{v,sd} = 10.42 \text{ KN}$$

VIII.4.4.2 Calcul de l'effort résistant par boulon :

$$V_{Rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p - 0.8F_{t,sd}}{\gamma_{M2}}$$

- $K_s = 1.0$: Trou normale (Art. 6.5.8.1 – EC3)
- $m = 1$: Un plan de frottement
- $\mu = 0.4$: Coefficient de frottement classe b (Art. 6.5.8.3 – EC3)
- $F_p = 171.5 \text{ KN}$: Force de précontrainte par boulon

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{n} = \frac{276.30}{2}$$

$$F_{t,sd} = 138.15 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = 1 \times 1 \times 0.4 \times \frac{171.5 - 0.8 \times 138.15}{1.25}$$

$$V_{Rd} = 19.51 \text{ KN}$$

Et la condition sera :

$$V_{v,sd} = 10.42 \text{ KN} < V_{Rd} = 19.51 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VIII.4.5 Vérification de l'assemblage au poinçonnement :

Pour cette vérification à la résistance de l'assemblage au poinçonnement on utilise la condition suivante :

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

$F_{t,sd}$: Effort de traction appliqué au boulon

$B_{p,Rd}$: résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon

$$F_{t,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{276.30}{2}$$

$$F_{t,sd} = 138.15 \text{ KN}$$

$$B_{p,Rd} = 0.6\pi d_m t_p \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

t_p : Epaisseur de la plaque à vérifier

f_u : Résistance ultime à la traction de la plaque à vérifier

γ_{M2} : Coefficient partiel de sécurité

$$d_m = 34.5 \text{ mm}$$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \times 3.14 \times 34.5 \times 1.9 \times \frac{36}{1.25}$$

$$B_{p,Rd} = 355.67 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 138.15 \text{ KN} < B_{p,Rd} = 355.67 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VIII.4.6 Vérification de l'assemblage à la pression diamétrale :

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

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) \\ k_1 = \min \left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right) \end{cases}$$

f_u : Résistance ultime à la traction des pièces assemblés

f_{ub} : Résistance ultime à la traction du boulon

- **Calcul de α_b :**

$$\frac{e_1}{3d_0} = \frac{55}{3 \times 22} = 0.83$$

$$\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{100}{3 \times 22} - \frac{1}{4} = 1.26$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{1000}{360} = 2.78$$

$$\alpha_b = \min(0.83; 1.26; 2.78; 1) = 0.83$$

- **Calcul de k_1 :**

$$2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 2.8 \frac{100}{22} - 1.7 = 11.03$$

$$1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7 = 1.4 \frac{100}{22} - 1.7 = 4.66$$

$$k_1 = \min(11.03; 4.66; 2.5) = 2.5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.83 \times 36 \times 2 \times 1.9}{1.25}$$

$$F_{b,Rd} = 227.08 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{125.14}{12}$$

$$F_{v,sd} = 10.43 \text{ KN}$$

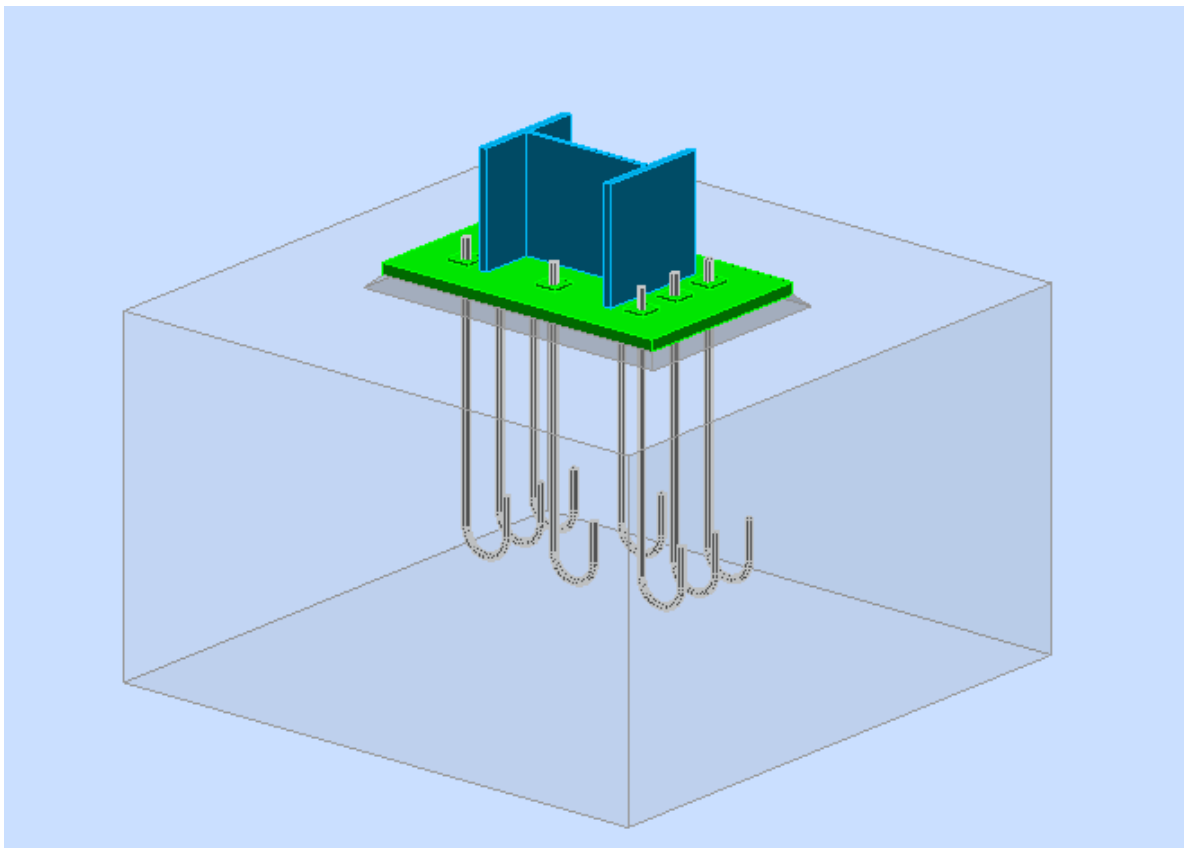
$$F_{v,sd} = 10.43 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 227.08 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VIII.5 Assemblage des pieds de poteaux :

Introduction :

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts développés dans le poteau de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.

Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.



Poteau HEA400

*Platine : 800*500*30*

Boulon M30 de classe 4.6

$M_{max} = 162.76 \text{ KN.m}$

$V_{sdmax} = 29.06 \text{ KN.}$

$N_{max} = 431.61 \text{ KN}$

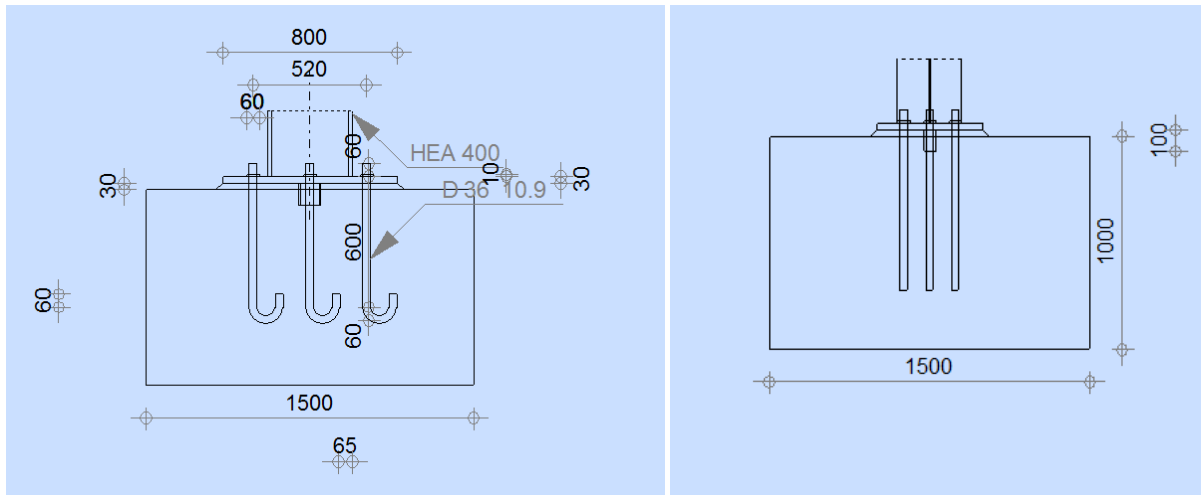


Figure VIII.7: Vue du pied de poteau encastré.

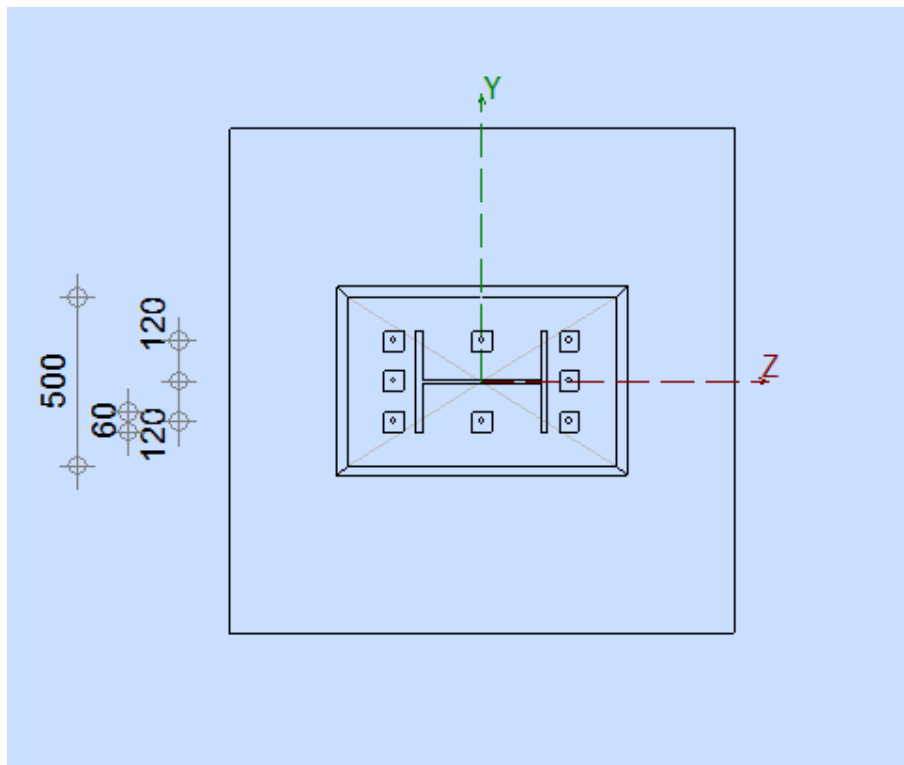


Figure VIII.8: Dispositions des tiges d'encrages.

Disposition des tiges :

$$\begin{cases} d_1 = 130 \text{ mm} \\ p_1 = 120 \text{ mm} \end{cases} \quad \begin{cases} d_2 = 140 \text{ mm} \\ p_2 = 260 \text{ mm} \end{cases}$$

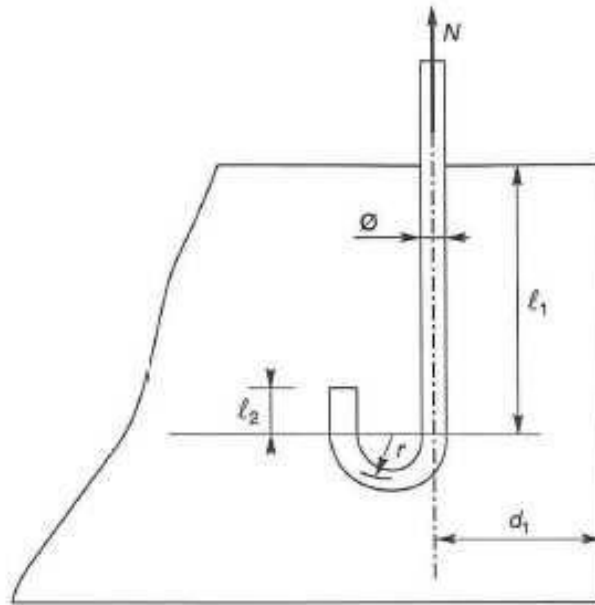


Figure VIII.9: Tige d'encrage du pied du poteau.

VIII.5.1 Vérification de la plaque d'assise (platine) :

Les plaques d'assise sont formées par des platines en acier grade S235-JR de dimensions 800*500*30mm. Ces plaques sont soudées aux bas des poteaux par un cordon de soudure de 10mm d'épaisseur sur le contour de la section du profilé. Des raidisseurs en plaques de 20mm d'épaisseur sont rajoutés pour améliorer l'inertiel de l'assise.

On doit vérifier que : $\sigma \leq \bar{\sigma}_b$

$\bar{\sigma}_b$: est la contrainte admissible du béton = 25 MPa

$$\sigma = \frac{N_{sd}}{a.b} + \frac{M_{sd}}{I} v = \frac{N_{sd}}{a.b} + \frac{M_{sd}}{\frac{b.h^3}{12}} \times \frac{l_z}{2}$$

$$\sigma = \frac{431.61}{0.8 \times 0.5} + \frac{162.76}{0.5 \times 0.8^3 / 12} \times \frac{0.8}{2}$$

$$\sigma = 4.18 \text{ MPa}$$

$\sigma = 4.18 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 25 \text{ MPa} \longrightarrow$ La condition est vérifiée

VIII.5.2 Vérification des tiges d'ancrage :

L'effort admissible par tige d'ancrage est donné par la formule suivante :

$$F_{anc.Rd} = \pi \phi f_{bd} (L_1 + 6.4r + 3.5L_2)$$

Avec :

$$f_{bd} = \frac{0.36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c}$$

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$: est la résistance du béton à la compression.

$\gamma_c = 1.5$: est un coefficient de sécurité partiel

$$f_{bd} = \frac{0.36\sqrt{25}}{1.5} = 1.2 \text{ MPa}$$

$$\phi = 30 \text{ mm}$$

$$L_1 = 20 \times \phi = 20 \times 30 = 600 \text{ mm}$$

$$L_2 = 2 \times \phi = 2 \times 30 = 60 \text{ mm}$$

$$r = 3\phi = 3 \times 30 = 90 \text{ mm}$$

$$F_{anc.Rd} = 3.14 \times 0.03 \times 1.2 \times 10^3 (0.6 + 6.4 \times 0.09 + 3.5 \times 0.06)$$

$$F_{anc.Rd} = \mathbf{156.67 \text{ KN}}$$

On doit vérifier que :

$$\frac{N}{3} \leq F_{anc.Rd}$$

3 est le nombre de boulons qui reprennent l'effort de traction

$$N = \text{Max}(N_1 ; N_2)$$

Avec :

$N_1 = 36.84 \text{ kN}$ est l'effort de soulèvement maximum causé par le vent.

N_2 : est l'effort de traction induit par le moment fléchissant et l'effort normal maximum

$$N_2 = \frac{M_{sd}}{I} \times v \times \frac{a \times b}{4} - \frac{N_{sd}}{a \times b} \times \frac{a \times b}{2}$$

$$N_2 = \frac{162.76}{0.5 \times 0.8^3 / 12} \times 0.4 \times \frac{0.8 \times 0.5}{4} - \frac{431.61}{0.8 \times 0.5} \times \frac{0.8 \times 0.5}{2}$$

$$N_2 = \mathbf{94.21 \text{ KN}}$$

$$N = \text{Max}(36.84 \text{ KN} ; 94.21 \text{ KN}) = 94.21 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{3} = \frac{94.21}{3} = 31.40 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{3} = \mathbf{31.40 \text{ KN}} \leq F_{anc.Rd} = \mathbf{156.67 \text{ KN}} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Conclusion :

Les bases de poteaux tel que conçues résistent à tous les efforts et sollicitations qui leur sont appliquées.

CHAPITRE IX : Etude des fondations	185
Introduction :.....	185
IX.1 Charges à considérer :	185
IX.2 Vérification de la contrainte du sol :.....	185
IX.2.1 Calcul de l'excentricité e_0 :	185
IX.2.2 Vérification des contraintes :	186
IX.3 Ferrailage de la fondation :	187
IX.3.1 Détermination des armatures :.....	187
IX.3.2 Condition de non fragilité :	188
IX.4 Calcul des longrines :	189
Introduction :	189
IX.4.1 Armature longitudinales en traction simple :	189
Vérification de la condition de non fragilité :.....	189
IX.4.2 Armatures transversales :.....	189
IX.5 Vérification de la flèche :	190

CHAPITRE IX : Etude des fondations

Introduction :

Les fondations représentent la partie de l'ouvrage en contact avec le sol d'assise. Ces dernières doivent pouvoir lui transmettre tous les efforts de la superstructure sans dépassement des paramètres indiqués sur le rapport géotechnique en particulier la contrainte admissible. Les fondations doivent aussi résister à l'agressivité du sol, au gel et aux venues d'eau, d'où la nécessité de leurs conception en béton armé de classe C25 avec fissuration préjudiciable.

IX.1 Charges à considérer :

Les efforts maximum résultants du logiciel robot pour la fondation la plus défavorable sont :

$$M_{sd} = 162.76 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 431.61 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 29.06 \text{ KN}$$

Selon le rapport géotechnique, la contrainte admissible du sol d'assise de notre ouvrage est de: $\bar{\sigma}_{sol} = 1.4 \text{ bar} = 140 \text{ KN/m}^2$

IX.2 Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_{max} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

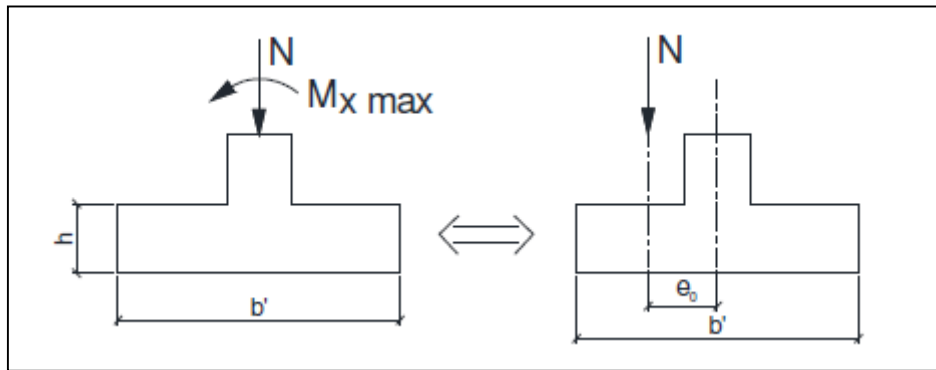
$$\sigma_{max} = \frac{N}{A_y \times B_x} \times \left(1 + \frac{6e_0}{B_x} \right)$$

IX.2.1 Calcul de l'excentricité e_0 :

Lorsqu'un élément est sollicité par un effort normal centré et un moment fléchissant, il est possible de remplacer l'effet du moment fléchissant par un effort normal excentré appliqué à une distance e_0

$$e_0 = \frac{M_{max}}{N} = \frac{162.76}{431.61} = 0.38 \text{ m}$$

$$e_0 = 380 \text{ mm}$$



IX.2.2 Vérification des contraintes :

La répartition des contraintes sous la fondation ne doit pas provoquer de traction dans le sol.

Le diagramme de ces contraintes aura donc une forme trapézoïdale au pire triangulaire. Cela est possible si l'effort normal excentré se trouve à l'intérieur du noyau central de la semelle.

La relation suivante doit donc être vérifiée :

$$e_0 \leq \frac{B_x}{6}$$

Avec :

$$B_x = \sqrt{\frac{N}{\frac{a_y}{b_x} \sigma_{sol}}}$$

$$A_y = \frac{a_y}{b_x} B_x$$

$$H = \frac{B_x - b_x}{4}$$

A_y : longueur de la semelle de la fondation

B_x : largeur de la semelle de la fondation

a_y : petit côté du pied de poteau

b_x : grand côté du pied de poteau

$$B_x = \sqrt{\frac{431.61}{\frac{0.5}{0.8} \times 140}} = 2.22 \text{ m}$$

$$B_x = 3 \text{ m}$$

$$A_y = \frac{0.5}{0.8} \times 3 = 1.875 \text{ m}$$

$$A_y = 2 \text{ m}$$

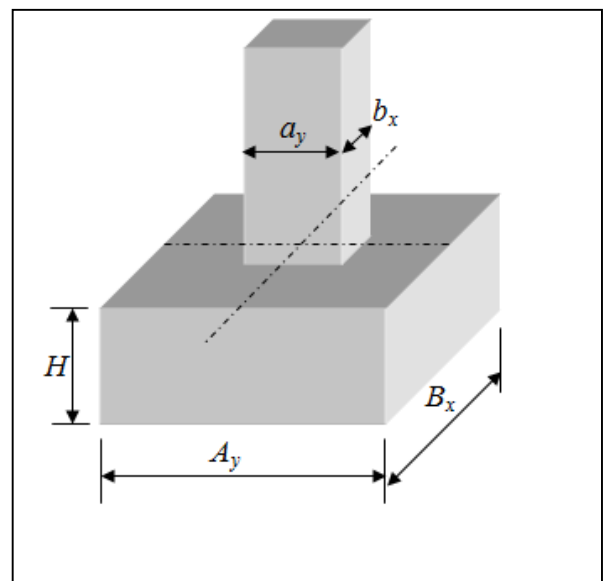


Figure IX.1: Dimension de la semelle.

$$H = \frac{3-0.8}{4} = 0.55 \text{ m}$$

$$H = 0.6 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.38 \text{ m} \leq \frac{B_x}{6} = \frac{3}{6} = 0.42 \text{ m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : il n'existe aucune traction dans le sol.

$$\sigma_{max} = \frac{431.61}{2 \times 3} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.38}{3}\right)$$

$$\sigma_{max} = 126.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 126.61 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 140 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{La condition vérifiée}$$

IX.3 Ferrailage de la fondation :

Pour notre cas, nous choisissons d'utiliser la méthode des consoles qui consiste à considérer la fondation comme une console libre retenue par le poteau et chargée par la réaction du sol.

$$M_{max} = \frac{P \times l^2}{2} \quad \text{avec : } P = \sigma_{max} \times 1 \text{ ml}$$

$$M_{max} = \frac{\sigma_{max} \times l^2}{2} = \frac{126.61 \times 1.5^2}{2}$$

$$M_{max} = 142.44 \text{ KN.m}$$

IX.3.1 Détermination des armatures :

Le calcul des armatures sera fait à l'ELS avec une fissuration préjudiciable.

- Etat limite de compression de béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{« Article A.4.5.2 –BAEL91»}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa (C25)}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- Etat limite d'ouverture de fissures :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} F_e ; \max(0.5 F_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right]$$

Avec :

f_{t28} : est la force de traction du béton à 28 jours égale à 2.10 MPa.

$F_e = 500 \text{ MPa}$ (béton de classe C25)

η : coefficient de fissuration, égale à 1.6 pour les barre à haute adhérence

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times 500 ; \max(0.5 \times 500 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min[333.33 ; \max(250 ; 201.63)] = \min[333.33 ; 250]$$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha}_{rb} = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 250}$$

$$\bar{\alpha}_{rb} = 0.47$$

$$M_{rb} = 0.5\bar{\alpha}_{rb} \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{rb}}{3}\right) b_0 \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}$$

$$M_{rb} = 0.5 \times 0.47 \left(1 - \frac{0.47}{3}\right) 1 \times 0.55^2 \times 15$$

$$M_{rb} = 895.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = M_{ser} = 142.44 \text{ KN.m} \leq M_{rb} = 895.70 \text{ KN.m}$$

Donc : les armatures comprimé sont nuls $A'_s=0$

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0 \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{142.44}{1 \times 0.55^2 \times 250}$$

$$\mu_s = 1.88$$

$$\bar{z}_{rb} = \frac{15}{16} \times d \times \frac{40\mu_s + 1}{50\mu_s + 1} = \frac{15}{16} \times 0.55 \times \frac{40 \times 1.88 + 1}{50 \times 1.88 + 1}$$

$$\bar{z}_{rb} = 0.41 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{z}_{rb} \times \bar{\sigma}_s} = \frac{142.44 \times 10^2}{0.41 \times 10^2 \times 250 \times 10^{-1}}$$

$$A_{ser} = 13.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IX.3.2 Condition de non fragilité :

Pour qu'une section en béton armée soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivant doit être vérifiée :

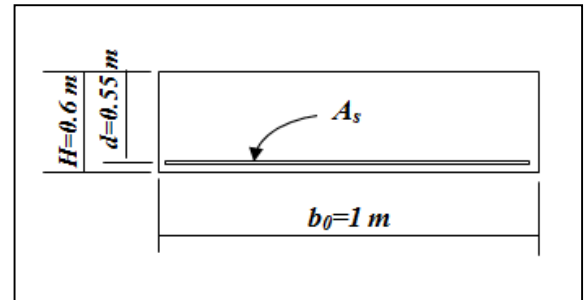
$$A_s = 0.23 \frac{b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e} \quad \text{« Article A.4.2.1- BAEL91 »}$$

$$A_s = 0.23 \frac{100 \times 55 \times 2.1}{500}$$

$$A_s = 5.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

- ✓ Nous choisissons pour la nappe intérieure des HA20 espacés tous les 18cm soit une section d'armature $A_s = 18.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$.



- ✓ Pour la nappe supérieure, on prend des armatures en HA14 espacée tous les 20 cm pour éviter la fissuration de retrait.

IX.4 Calcul des longrines :

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 égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN} \quad \text{«Article 10.1.1 - RPA99 / version 2003»}$$

Avec :

N : effort normal maximal ; $N=431.61 \text{ KN}$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée :
 $\alpha = 12$

$$F = \frac{431.61}{12} = 35.91 \text{ KN}$$

$$F = 35.91 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$$

IX.4.1 Armature longitudinales en traction simple :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{F}{\frac{F_e}{\gamma_s}} = \frac{35.91}{\frac{500}{1.15}} = \frac{35.91}{434 \times 10^3} 10^4$$

$$A_s = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.6\%B = 0.6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35$$

$$A_{min} = 6.3 \text{ cm}$$

Donc on ferraille avec A_{min}

Soit 8HA12 répartie sur toute la section, avec $A_s = 9.04 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{F_e} = \frac{35 \times 30 \times 2.1}{500} = 4.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.04 \text{ cm}^2 > 4.41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

IX.4.2 Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : $\min(20\text{cm}, 15\phi)$

$$S_t < \min(20\text{cm} ; 0.8 \times 15\text{cm}) = 12 \text{ cm} \quad (\text{RPA 2003 art}(10.1.1))$$

Les cadres sont espacés de 15cm en travée et de 10cm en zone nodale.

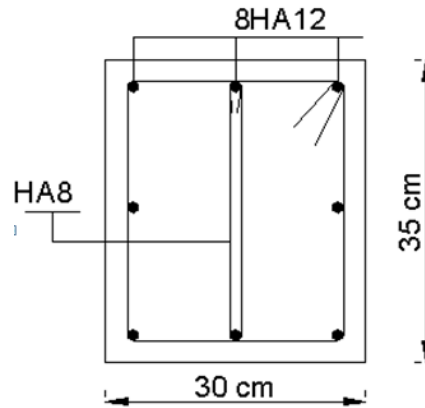


Figure IX.2: Schéma de ferrailage des longrines.

IX.5 Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{adm}$$

$$f = \frac{q_s \times l^4}{384EI} = \frac{q_s \times l^4}{384E \frac{b \cdot h^3}{12}}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$q_s = \frac{\rho \cdot h \cdot b \cdot l}{l} = \frac{25 \times 0.35 \times 0.3 \times 6}{6}$$

$$q_s = 2.63 \text{ KN/m}$$

ρ : Masse volumique du béton courant ; $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

L : la plus grande portée ; $L=6 \text{ m}$

$$f = \frac{2.63 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times \frac{30 \times 35^3}{12}} = 3.94 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

$f = 3.94 \times 10^{-3} \text{ cm} > f_{adm} = 3 \text{ cm} \longrightarrow$ La condition est vérifiée

Conclusion Générale

Le projet de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation de l'ingénieur, et c'est la meilleure occasion pour les étudiants de mettre en évidence leurs connaissances théoriques acquises durant plusieurs années et de développer l'esprit de la recherche, il nous a aussi permis de mettre en pratique ces connaissances notamment en étudiant un cas réel de structure métallique.

Cette expérience nous a permis de nous familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction métallique tel que l'Eurocodes3, le CCM97, le RNV99, le RPA99, le CTICM

Nous avons eu à la fois à effectuer des calculs manuels lorsque cela est possible et aussi à faire des calculs nécessitant l'utilisation de logiciels de calcul (robot 2016) lorsque la complexité de l'ouvrage l'impose, cela nous permis d'avoir une bonne maîtrise de ce logiciels

La complexité de l'ouvrage étudié nous ont permis d'avoir une approche globale sur la façon de faire la conception et le dimensionnement d'une structure métallique y compris la partie pont roulant, les assemblages et les fondations.

Nous avons appris que la précision et la rigueur dans les calculs et vérifications d'une part et la définition exacte de certains détails d'exécution facilitant la mise en œuvre. Et de l'autre part ils sont la clé de réussite d'un projet d'étude de structure.

Référence Bibliographique

[01] Charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R B.C-2.2 ».

[02] Règles neige et vent « RNV2013 », D.T.R C 2-4.7 ».

[03] Règle de calcul des structures en acier « EC3. ENV 1993-1-1 Eurocode 3 ».

[04] Règle de conception des structures en acier « CCM97 ».

[05] Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants « CTICM ».

[06] Règles parasismiques algériennes « RPA99 / version 2003, D.T.R.-B.C-2.48 ».

[07] Béton armée aux états limites « BAEL 91 / Version 99 ».

[08] Règles de calcul des fondations superficielles « D.T.R-B.C-2.331 ».

[9] Lahlou. Dahmani « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique.

[10] M ed BELAZOUGUI « Calcul pratique des structures métalliques ».

[11] R. Basquin & G. Lemasson « résistance des matériaux ».

[12] Jean Morel « Structures Métalliques – guide de Calcul ».

[13] Jean Perchât & Jean Roux « Pratique du BAEL91».

[14] Jean Pierre Mouglin « Béton armé – BAEL91 modifié 99 et DTU associé »

[15] « Cours et TD de l'université Mouloud Mammeri – Département de génie civil ».

ANNEXE

Annexe 1 : Tableau des armatures en (cm²)

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

Annexe 2 : Valeur de χ en fonction de λ

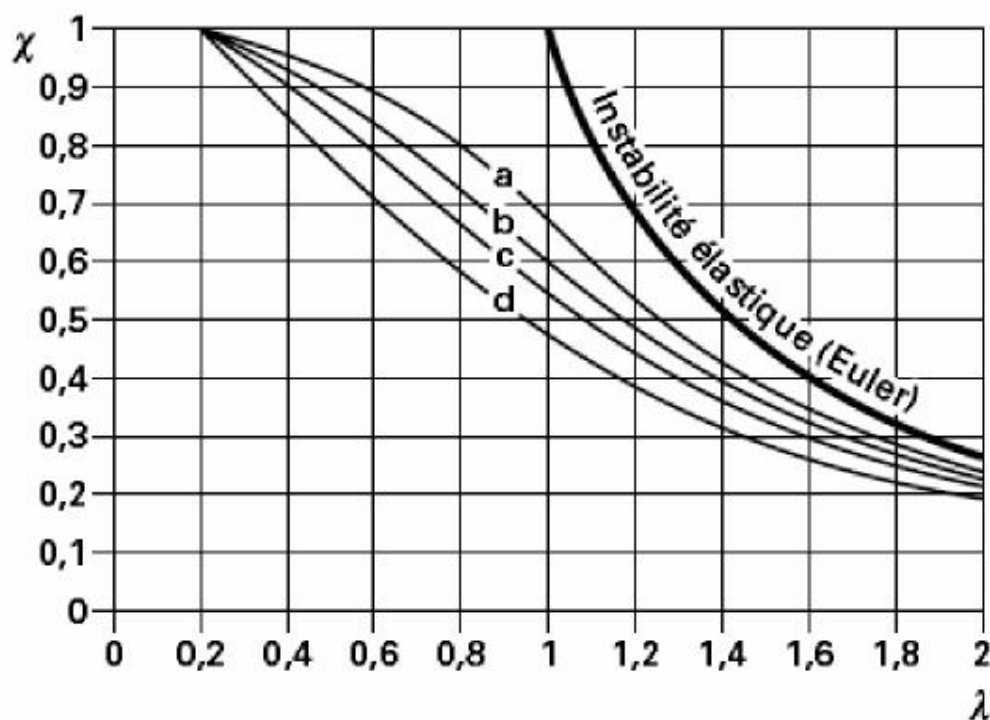
Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

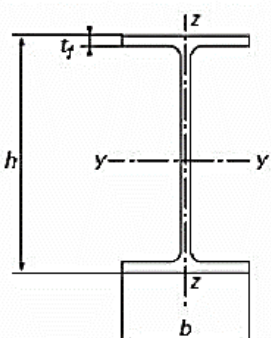
où : $\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ et : $\alpha = 0,21$

$\bar{\lambda}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

Fig. Annexe. 3: Coefficient de réduction χ en fonction de l'élançement réduit λ (EC3 5.5.1.2-2)



Annexe.4 : Tableau de choix de la courbe de flambement correspondant à une Section en double I (EC3 Tableau 5.5.3)

Type de section	Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$:	$y-y$	a
	$t_f \leq 40$ mm	$z-z$	b
	40 mm $< t_f \leq 100$ mm	$y-y$	b
		$z-z$	c
	$h/b \leq 1,2$:	$y-y$	b
	$t_f \leq 100$ mm	$z-z$	c
	$t_f > 100$ mm	$y-y$	d
		$z-z$	d

Annexe.5 : Tableau Facteurs d'imperfection (EC3 Tableau 5.5.1)

Courbe de	a0	a	b	c	d
Facteur	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Annexe.6– Facteurs d'imperfection λ_{LT} pour les courbes de déversement

Courbe de déversement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α_{LT}	0.21	0.34	0.49	0.76

Annexe.7 : Courbes de déversement pour une section transversale

Sections	Limites	Courbe de déversement
Sections en I laminées	h/b	a
	$\leq \alpha 2$	b
Autres sections	-	d

Annexe.8 : Facteurs d'interaction k ij (EC3 Tableau A.1)

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y \\ \bar{\lambda}_z \end{array} \right.$$

$\bar{\lambda}_0$ = élancement réduit pour le déversement dans le cas du moment fléchissant uniforme, c'est-à-dire $\psi_y = 1,0$ dans le Tableau A.2

$\bar{\lambda}_{LT}$ = élancement réduit pour le déversement

Pour $\bar{\lambda}_0 = 0$: $C_{my} = C_{my,0}$
 $C_{mz} = C_{mz,0}$
 $C_{mLT} = 1,0$

Pour $\bar{\lambda}_0 > 0$: $C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\epsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\epsilon_y} a_{LT}}$

$C_{mz} = C_{mz,0}$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}}$$

$\epsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}}$ pour les sections transversales de Classes 1, 2 et 3

$\epsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}}$ pour les sections transversales de Classe 4

$N_{cr,y}$ = effort normal critique de flambement élastique par flexion selon l'axe y-y

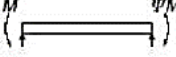
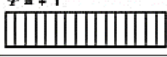
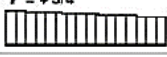
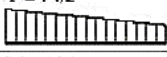

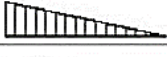
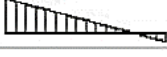

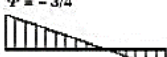

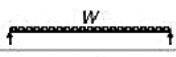
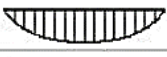
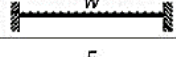
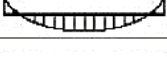
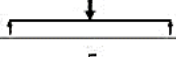



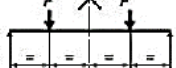

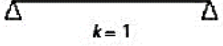
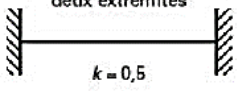
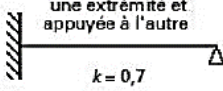
$N_{cr,z}$ = effort normal critique de flambement élastique par flexion selon l'axe z-z

$N_{cr,T}$ = effort normal critique de flambement élastique par torsion

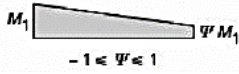
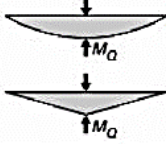
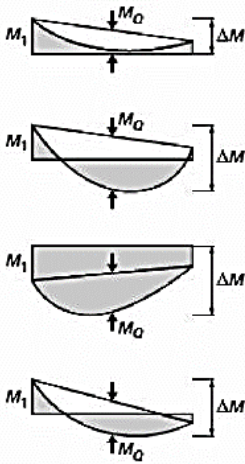
I_T = inertie de torsion de Saint-Venant

I_y = moment d'inertie de flexion par rapport à l'axe y-y

Annexe.9 : Coefficients C1, C2 et C3 pour

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	0 0 0	1,000 1,113 1,114
	$\psi = +3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	0 0 0	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	0 0 0	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	0 0 0	0,977 1,531 2,235
	$\psi = +0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	0 0 0	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	0 0 0	0,855 1,340 1,947
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	0 0 0	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	0 0 0	0,366 0,575 0,837
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	0 0 0	0,000 0,000 0,000
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890
Poutre appuyée aux deux extrémités  $k = 1$	Poutre encastée aux deux extrémités  $k = 0,5$	Extrémité encastée à une extrémité et appuyée à l'autre  $k = 0,7$			

Annexe.10 : Facteurs de moment uniforme équivalent

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M	
<p>Moments d'extrémités</p>  <p style="text-align: center;">$-1 \leq \Psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\Psi} = 1,8 - 0,7 \Psi$	
<p>Moments dus à des charges transversales</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,3$	
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\Psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\Psi})$ <p style="text-align: center;">$M_Q = \max M$ dû aux charges transversales seulement</p> $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$	
<p>facteur</p> <p style="text-align: center;">$\beta_{M,y}$ $\beta_{M,z}$ $\beta_{M,LT}$</p>	<p>axe de flexion</p> <p style="text-align: center;">y-y z-z y-y</p>	<p>points maintenus suivant la direction</p> <p style="text-align: center;">z-z y-y y-y</p>

Annexe. 11 Coefficient de pression extérieure pour toiture a deux versent

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

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

Tableau 5.4 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

Annexe. 12 : coefficients de forme toiture a deux versants

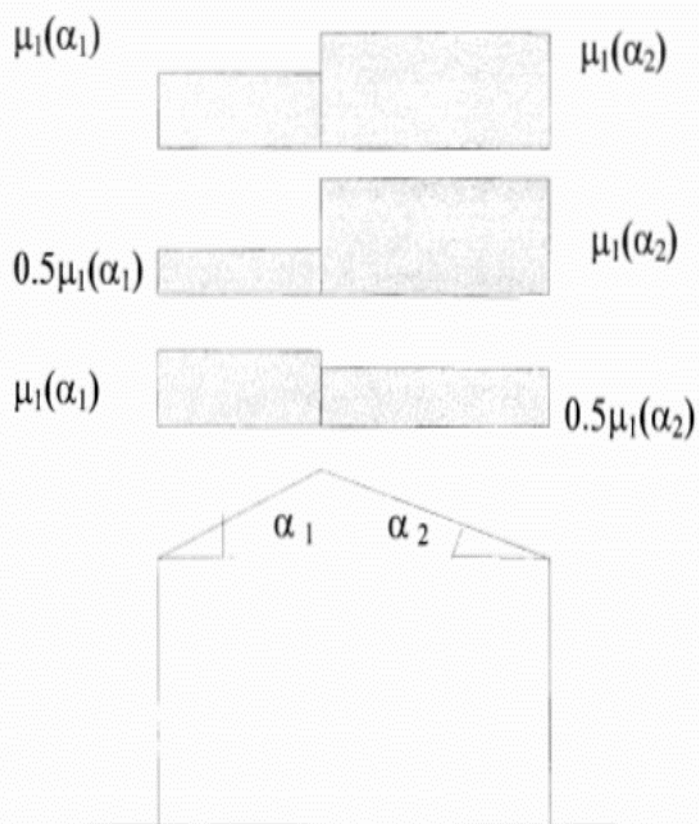


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

Annexe 13 Tableaux des caractéristiques des profiles

Désignation	Dimensions						Dimensions de construction						Surface	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ²	h ₁ mm	d mm	∅	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _O m ² /t
							x 10 ²							
IPE A 80 ^{γ*}	5,0	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE 80 [*]	6,0	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE A 100 ^{γ*}	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,78	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE 100 [*]	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE A 120 [*]	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE A 140 [*]	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE A 160 [*]	12,7	157	82	4	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE A 180 [*]	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164	146	M10	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	M10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180 [†]	21,3	182	92	6	9	9	27,1	164	146	M10	50	50	0,705	33,12
IPE A 200 [*]	18,4	197	100	4,5	7	12	23,5	183	159	M10	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	M10	54	58	0,768	34,36
IPE O 200 [†]	25,1	202	102	6,2	9,5	12	32,0	183	159	M10	56	60	0,779	31,05
IPE A 220 [*]	22,2	217	110	5	7,7	12	28,3	201,6	177,6	M12	60	62	0,843	38,02
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	M12	60	62	0,848	32,36
IPE O 220 [†]	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,4	201,6	177,6	M12	58	66	0,858	29,24

Désignation	Valeurs statiques													
	G kg/m	axe fort y-y					axe faible z-z					S _s mm	I _t mm ⁴	I _w mm ⁶
		I _y mm ⁴	W _{el,y} mm ³	W _{pl,y} ^o mm ³	i _y mm	A _{vz} mm ²	I _z mm ⁴	W _{el,z} mm ³	W _{pl,z} ^o mm ³	i _z mm				
	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10	x10 ²	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10		x10 ⁴	x10 ⁹		
IPE A 80	5,0	64,38	16,51	18,98	3,18	3,07	6,85	2,98	4,69	1,04	17,60	0,42	0,09	
IPE 80	6,0	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58	8,49	3,69	5,82	1,05	20,10	0,70	0,12	
IPE A 100	6,9	141,2	28,81	32,98	4,01	4,44	13,12	4,77	7,54	1,22	21,20	0,77	0,28	
IPE 100	8,1	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08	15,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,20	0,35	
IPE A 120	8,7	257,4	43,77	49,87	4,83	5,41	22,39	7,00	10,98	1,42	22,20	1,04	0,71	
IPE 120	10,4	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31	27,67	8,65	13,58	1,45	25,20	1,74	0,89	
IPE A 140	10,5	434,9	63,30	71,60	5,70	6,21	36,42	9,98	15,52	1,65	23,20	1,36	1,58	
IPE 140	12,9	541,2	77,32	88,34	5,74	7,64	44,92	12,31	19,25	1,65	26,70	2,45	1,98	
IPE A 160	12,7	689,3	87,81	99,09	6,53	7,80	54,43	13,27	20,70	1,83	26,34	1,96	3,09	
IPE 160	15,8	869,3	108,7	123,9	6,58	9,66	68,31	16,66	26,10	1,84	30,34	3,60	3,96	
IPE A 180	15,4	1063	120,1	135,3	7,37	9,20	81,89	18,00	27,96	2,05	27,84	2,70	5,93	
IPE 180	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05	31,84	4,79	7,43	
IPE O 180	21,3	1505	165,4	189,1	7,45	12,70	117,3	25,50	39,91	2,08	34,54	6,76	8,74	
IPE A 200	18,4	1591	161,6	181,7	8,23	11,47	117,2	23,43	36,54	2,23	32,56	4,11	10,53	
IPE 200	22,4	1943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,98	12,99	
IPE O 200	25,1	2211	218,9	249,4	8,32	15,45	168,9	33,11	51,89	2,30	39,26	9,45	15,57	
IPE A 220	22,2	2317	213,5	240,2	9,05	13,55	171,4	31,17	48,49	2,46	34,46	5,69	18,71	
IPE 220	26,2	2772	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67	
IPE O 220	29,4	3134	282,3	321,1	9,16	17,66	239,8	42,83	66,91	2,53	41,06	12,27	26,79	

Désignation	Dimensions					A	Dimensions de construction					Surface		
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm		r mm	h ₁ mm	d mm	∅	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
						x10 ²								
IPE A 240*	26,2	237	120	5,2	8,3	15	33,3	220,4	190,4	M12	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	M12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7	10,8	15	43,7	220,4	190,4	M12	66	70	0,932	27,17
IPE A 270*	30,7	267	135	5,5	8,7	15	39,2	249,6	219,6	M16	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	M16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15	53,8	249,6	219,6	M16	72	72	1,051	24,88
IPE A 300*	36,5	297	150	6,1	9,2	15	46,5	278,6	248,6	M16	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	M16	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8	12,7	15	62,8	278,6	248,6	M16	74	88	1,174	23,81
IPE A 330*	43,0	327	160	6,5	10	18	54,7	307	271	M16	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	M16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18	72,6	307	271	M16	80	98	1,268	22,24
IPE A 360*	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18	64,0	334,6	298,6	M22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	M22	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18	84,1	334,6	298,6	M22	90	90	1,367	20,69
IPE A 400*	57,4	397	180	7	12	21	73,1	373	331	M22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	M22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21	96,4	373	331	M22	96	100	1,481	19,57
IPE A 450*	67,2	447	190	7,6	13,1	21	85,6	420,8	378,8	M24	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,8	420,8	378,8	M24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11	17,6	21	118	420,8	378,8	M24	102	104	1,622	17,56

Désignation	Valeurs statiques												
	G kg/m	axe fort y-y					axe faible z-z				S _s mm	I _t mm ⁴	I _w mm ⁶
		I _y mm ⁴	W _{el,y} mm ³	W _{pl,y} ° mm ³	i _y mm	A _{vz} mm ²	I _z mm ⁴	W _{el,z} mm ³	W _{pl,z} ° mm ³	i _z mm			
	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10	x10 ²	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10		x10 ⁴	x10 ⁹	
IPE A 240	26,2	3290	277,7	311,6	9,94	16,31	240,1	40,02	62,40	2,68	39,37	8,35	31,26
IPE 240	30,7	3892	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,88	37,39
IPE O 240	34,3	4369	361,1	410,3	10,00	21,36	328,5	53,86	84,40	2,74	46,17	17,18	43,68
IPE A 270	30,7	4917	368,3	412,5	11,21	18,75	358,0	53,03	82,34	3,02	40,47	10,30	59,51
IPE 270	36,1	5790	428,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58
IPE O 270	42,3	6947	507,1	574,6	11,36	25,23	513,5	75,51	117,7	3,09	49,47	24,90	87,64
IPE A 300	36,5	7173	483,1	541,8	12,42	22,25	519,0	69,20	107,3	3,34	42,07	13,43	107,2
IPE 300	42,2	8356	557,1	628,4	12,46	25,68	603,8	80,50	125,2	3,35	46,07	20,12	125,9
IPE O 300	49,3	9994	657,5	743,8	12,61	29,05	745,7	98,12	152,6	3,45	50,97	31,06	157,7
IPE A 330	43,0	10230	625,7	701,9	13,67	26,99	685,2	85,64	133,3	3,54	47,59	19,57	171,5
IPE 330	49,1	11770	713,1	804,3	13,71	30,81	788,1	98,52	153,7	3,55	51,59	28,15	199,1
IPE O 330	57,0	13910	833,0	942,8	13,84	34,88	960,4	118,6	185,0	3,64	56,59	42,15	245,7
IPE A 360	50,2	14520	811,8	906,8	15,06	29,76	944,3	111,1	171,9	3,84	50,69	26,51	282,0
IPE 360	57,1	16270	903,6	1019	14,95	35,14	1043	122,8	191,1	3,79	54,49	37,32	313,6
IPE O 360	66,0	19050	1047	1186	15,05	40,21	1251	145,5	226,9	3,86	59,69	55,76	380,3
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,66	35,78	1171	130,1	202,1	4,00	55,60	34,79	432,2
IPE 400	66,3	23130	1156	1307	16,55	42,69	1318	146,4	229,0	3,95	60,20	51,08	490,0
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,66	47,98	1564	171,9	269,1	4,03	65,30	73,10	587,6
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,65	42,26	1502	158,1	245,7	4,19	58,40	45,67	704,9
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,48	50,85	1676	176,4	276,4	4,12	63,20	66,87	791,0
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,65	59,40	2085	217,2	341,0	4,21	70,80	109	997,6

Annexe 14 : caractéristiques et dimensions des boulons

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{Ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Notations

L	Longueur
M_{Sd}	Moment fléchissant
M_{Rd}	Moment résistant
M_{Pl}	Moment plastique
M_{Cr}	Moment critique
$M_{b;Rd}$	Valeur de calcul de la résistance au déversement
$N_{pl;Rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute
$N_{b;Rd}$	Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement
N_{Sd}	Effort normal
N_{tsd}	Effort normal de traction
N_{csd}	Effort normal de compression
N_{pl}	Effort normal plastique
P_k	Poids total de la structure
Q	Charge d'exploitation
R	Coefficient de comportement de la structure
S	Charge de la neige
A	Section brute d'une pièce
A_{net}	Section nette d'une pièce
A_w	Section de l'âme
A_v	Aire de cisaillement
C_t	Coefficient de topographie
C_r	Coefficient de rugosité
C_p	Coefficient de pression
C_{pe}	Coefficient de pression extérieur
C_{pi}	Coefficient de pression intérieur
C_e	Coefficient d'exposition
C_d	Coefficient dynamique
E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier
G	Module d'élasticité transversale de l'acier
G	Charge permanente
K_0	Coefficient de flambement
K_T	Facteur de terrain

Notations

z_{min}	Hauteur minimale
χ	Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié
β	Coefficient de pondération fonction de la nature et de la dure de la charge d'exploitation
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent
γ_M	Coefficient de sécurité
γ_{MO}	Coefficient partiel de sécurité
λ	Elancement
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier
σ_a	Contrainte de l'acier
σ_b	Contrainte du béton
ξ	Pourcentage d'amortissement
δ_{Max}	Flèche maximale admissible
V_{sd}	Valeur de calcul de l'effort tranchant
$V_{pl;Rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement
V_{r_ef}	Vitesse de référence du vent
W_{pl}	Module de résistance plastique
W_{el}	Module de résistance élastique
d	Diamètre d'une section circulaire
f	La flèche
f_y	Limite d'élasticité
F_{fr}	Facteur de frottement
h	Hauteur d'une pièce
l	Longueur d'une pièce (Poutre, Solive, Poteau)
l_f	Longueur de flambement
t	Epaisseur d'une pièce
t_f	Epaisseur d'une semelle de poutre
t_w	Epaisseur de l'âme de poutre
z	Hauteur au-dessus du sol
z_0	Paramètre de rugosité

Chapitre II: Etude Climatique

Tableau II.1 : Paramètres de la catégorie de terrain 3.....	9
Tableau II.2 : Les valeurs du Coefficient d'exposition C_e en fonction de Z.	11
Tableau II.3 : Les valeurs de pression dynamique de pointe $q_{dyn(ze)}$	11
Tableau II.4 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (S en m^2).....	13
Tableau II.5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V_1	14
Tableau II.6 : les surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m^2).....	15
Tableau II.7 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V_1	16
Tableau II.8 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales cas de vent dans le sens V_2	18
Tableau II.9 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V_2	18
Tableau II.10 : les surfaces des zones chargées pour la toiture, cas de vent dans le sens V_2	20
Tableau II.11 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens V_2	22
Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V_1	24
Tableau II.13 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V_1	24
Tableau II.14 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V_2	25
Tableau II.15 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V_2	26
Tableau II.16 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V_1	27
Tableau II.17 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V_1	28
Tableau II.18 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V_2	28

Tableau II.19 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V_2 29

Tableau II.20 : les forces de la résultante selon le vent V_1 34

Tableau II.21 : les forces de la résultantes selon le vent V_2 38

Chapitre III: Pré-dimensionnement des éléments secondaires

Tableau III.1 : Caractéristique et dimension d'IPE180 48

Tableau III.2 : Caractéristique et dimension d'IPE200 54

Tableau III.3 : Caractéristiques et dimensions d'UAP130..... 58

Tableau III.4 : Caractéristiques et dimensions IPE 240 72

Chapitre IV: Etude du pont roulant

Tableau IV.1: Caractéristiques géométriques des ponts roulants 82

Tableau IV.2: Caractéristiques des ponts roulants 82

Tableau IV.3 : Caractéristiques des ponts roulants équipant le hangar. 82

Tableau IV.4: Réactions d'un galet en charge..... 86

Tableau IV.5 : caractéristiques de profile HEB400 87

Tableau IV.6 : caractéristiques du rail 88

Chapitre V: Etude Sismique

Tableau V.1: valeurs des pénalités P_q 108

Tableau V.2: Charges permanentes W_{Gi} de toute la structure..... 109

Chapitre VI: Calcul des Contreventement

Tableau VI.1: Coefficients minorateurs β_2 et β_3 118

Chapitre VII: Etude de poutrique

Tableau VII.1 Position des nœuds sur le portique. 131

Tableau VII.2 : Caractéristiques des barres..... 132

Tableau VII.3: Combinaison utilisées..... 141

Tableau VII.4: Valeur de réactions extrêmes globales..... 142

Tableau VII. 5: Valeurs des déplacements extrêmes globaux des nœuds 142

Tableau VII. 6: valeurs des efforts extrêmes globaux des nœuds. 142

Tableau VII.7: Valeurs des contraintes Extrêmes globales..... 143

Tableau VII.8: Valeurs des flèches extrêmes globales 143

Chapitre VIII: Calcul des assemblages

Tableau VIII.1: Épaisseur du gousset..... 169

Chapitre I: Presentaion de l'ouvrage

<i>Figure I.1 : Vue d'ensemble du projet</i>	2
<i>Figure I.2 : Panneau sandwich.</i>	3
<i>Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)...</i>	5

Chapitre II: Etude Climatique

<i>Figure II.1 : Hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique.</i>	10
<i>Figure II.2: La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Z_e</i>	12
<i>Figure II.3 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V_1.</i>	13
<i>Figure II.4 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V_1.</i>	14
<i>Figure II.6 : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens V_1.</i>	15
<i>Figure II.7 : la répartition C_{pe} qui correspond à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V_1.</i>	17
<i>Figure II.8: Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V_2.</i>	18
<i>Figure II.9: Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V_2.</i>	19
<i>Figure II.10: La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens V_2.</i>	20
<i>Figure II.11 : coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante, (Figure 5.14 du RNVA 2013).</i>	22
<i>Figure II.12 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V_1.</i>	24
<i>Figure II.13 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V_1.</i>	25
<i>Figure II.14: La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V_2.</i>	26
<i>Figure II.15 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V_2</i>	27

<i>Figure II.16: Les répartitions des zones de pression sur des parois verticales sens V_1</i>	32
<i>Figure II.17: Les répartitions des zones de pression sur la toiture suivant sens V_1</i>	32
<i>Figure II.18: calcul de moment de stabilité selon V_1</i>	34
<i>Figure II.19 : stabilité longitudinale.</i>	34
<i>Figure II.20: Les répartitions des zones de pression sur la toiture suivant sens V_2</i>	37
<i>Figure II.21: calcul de moment de stabilité selon V_2</i>	39
<i>Figure II.22 : stabilité transversale.</i>	39
<i>Figure II.23 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.</i>	41

Chapitre III: Pré-dimensionnement des éléments secondaire

<i>Figure III. 1 : Disposition de la panne sur la toiture.</i>	44
<i>Figure III.2 : Schéma statique des pannes suivant les axes Z-Z.</i>	45
<i>Figure III.3 : schéma statique des charges permanentes G sur les pannes</i>	45
<i>Figure III.4 : schéma statiques des surcharges d'entretien E sur les pannes</i>	45
<i>Figure III.5 : schéma statique des surcharges du vent sur les pannes</i>	46
<i>Figure III.6 : schéma statique des surcharges de la neige sur les pannes</i>	46
<i>Figure III-7 : Répartition des charges sur les pannes</i>	47
<i>Figure III-8 : Disposition de la lisse de bardage.</i>	56
<i>Fig.III-9: Répartition des charges sur les lisses</i>	57
<i>Figure III.10 : Schéma du potelet</i>	71

Chapitre IV: Etude du pont roulant

<i>Figure IV.1 : Schéma 3D du pont roulant.</i>	81
<i>Figure IV.2 : Schéma 2D du pont roulant.</i>	81
<i>Figure IV.3 : Réactions verticales aux galets</i>	83
<i>Figure IV.4 : Réactions horizontales transversales au milieu de la portée.</i>	85
<i>Figure IV.5 : Réactions horizontales transversales à l'extrémité de la portée.</i> ..	85
<i>Figure IV. 6: charges de galets sur le rail</i>	87
<i>Figure IV.7 : schéma (PDR+rail)</i>	88

<i>Figure IV.8 : détails du support du chemin de roulementHEB400</i>	<i>100</i>
--	------------

Chapitre VI: Calcul des Contreventement

<i>Figure VI.1 : Dispositions des contreventements.</i>	<i>113</i>
<i>Figure VI.2 : Effort du vent sur les pignons.....</i>	<i>113</i>
<i>Figure VI.3 : Schéma statique de la poutre au vent.....</i>	<i>114</i>
<i>Figure VI.4 : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).</i>	<i>116</i>
<i>Figure VI.5 : L'effortFd dans la diagonale d'extrémité.</i>	<i>116</i>
<i>Figure VI.6 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.</i>	<i>126</i>

Chapitre VII: Etude de pourtique

<i>Figure VII.1 : Vue de face du portique.</i>	<i>128</i>
<i>Figure VII.2 : Position des nœuds sur le portique.</i>	<i>129</i>
<i>Figure VII.3 : Numérotation des barres.</i>	<i>131</i>
<i>Figure VII.4 : Distribution des charges permanente</i>	<i>133</i>
<i>Figure VII.5 : Diagramme des efforts normaux.....</i>	<i>133</i>
<i>Figure VII.6 : Diagramme des efforts tranchants.....</i>	<i>134</i>
<i>Figure VII.7 : Diagramme des moments fléchissent.....</i>	<i>134</i>
<i>Figure VII.8 Distribution des charges exploitation</i>	<i>134</i>
<i>Figure VII.9 : Diagramme des efforts normaux.....</i>	<i>135</i>
<i>Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchant.</i>	<i>135</i>
<i>Figure VII.11 : Diagramme moments fléchissent.</i>	<i>135</i>
<i>Figure VII.12 : Diagramme des efforts normaux.....</i>	<i>136</i>
<i>Figure VII.13 : Diagramme des efforts tranchants.....</i>	<i>136</i>
<i>Figure VII.14 : Diagramme des moments fléchissent.....</i>	<i>136</i>
<i>Figure VII.15 : Distribution des charges du vent.</i>	<i>137</i>
<i>Figure VII.16 : diagramme des efforts normaux.</i>	<i>137</i>
<i>Figure VII.17 : diagramme des efforts tranchants.</i>	<i>137</i>
<i>Figure VII.18 : diagramme des moments fléchissent.....</i>	<i>138</i>
<i>Figure VII.19 : Distribution des charges de neige</i>	<i>138</i>
<i>Figure VII.20 : Diagramme des efforts normaux.....</i>	<i>138</i>
<i>Figure VII.21 : Diagramme des efforts tranchants.....</i>	<i>139</i>
<i>Figure VII.22 : Diagramme des moments fléchissent.....</i>	<i>139</i>

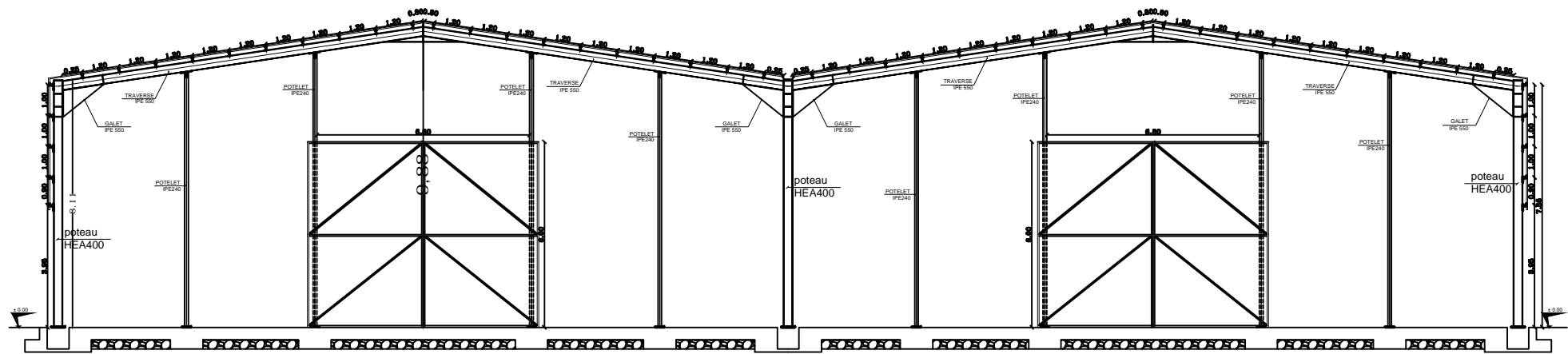
<i>Figure VII.23 : Diagramme des efforts normaux.....</i>	<i>139</i>
<i>Figure VII.24 : Diagramme des efforts tranchants.....</i>	<i>140</i>
<i>Figure VII.25 : Diagramme des moments fléchissent.....</i>	<i>140</i>

Chapitre VIII :Calcul des assemblages

<i>Figure VIII.1: Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse.</i>	<i>157</i>
<i>Figure VIII.2: Représentation de l'assemblage Traverse –Traverse.</i>	<i>163</i>
<i>Figure VIII.3: Représentation de l'assemblage de la diagonale sur le gousset.</i>	<i>169</i>
<i>Figure VIII.4: Longueurs des soudures</i>	<i>172</i>
<i>Figure VIII.5: Assemblage des diagonales sur gousset.....</i>	<i>172</i>
<i>Figure VIII.6: Représentation de l'assemblage Poteau-support de chemin de roulement.....</i>	<i>175</i>
<i>Figure VIII.7:Vue du pied de poteau encastré.....</i>	<i>182</i>
<i>Figure VIII.8:Dispositions des tiges d'encrages.</i>	<i>182</i>
<i>Figure VIII.9: Tige d'encrage du pied du poteau.....</i>	<i>183</i>

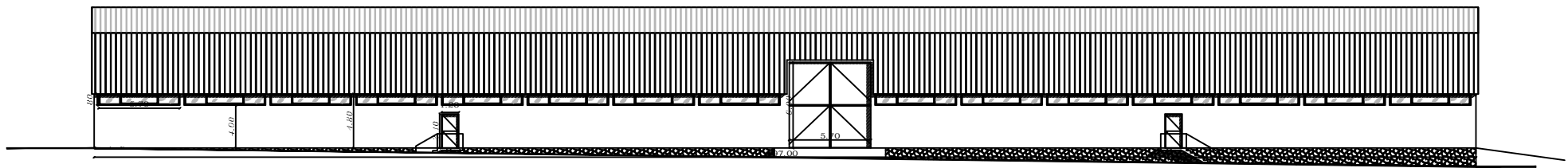
Chapitre IX: Etude des fondation

<i>Figure IX.1:Dimension de la semelle.....</i>	<i>186</i>
<i>Figure IX.2:Schéma de ferrailage des longrines.....</i>	<i>190</i>

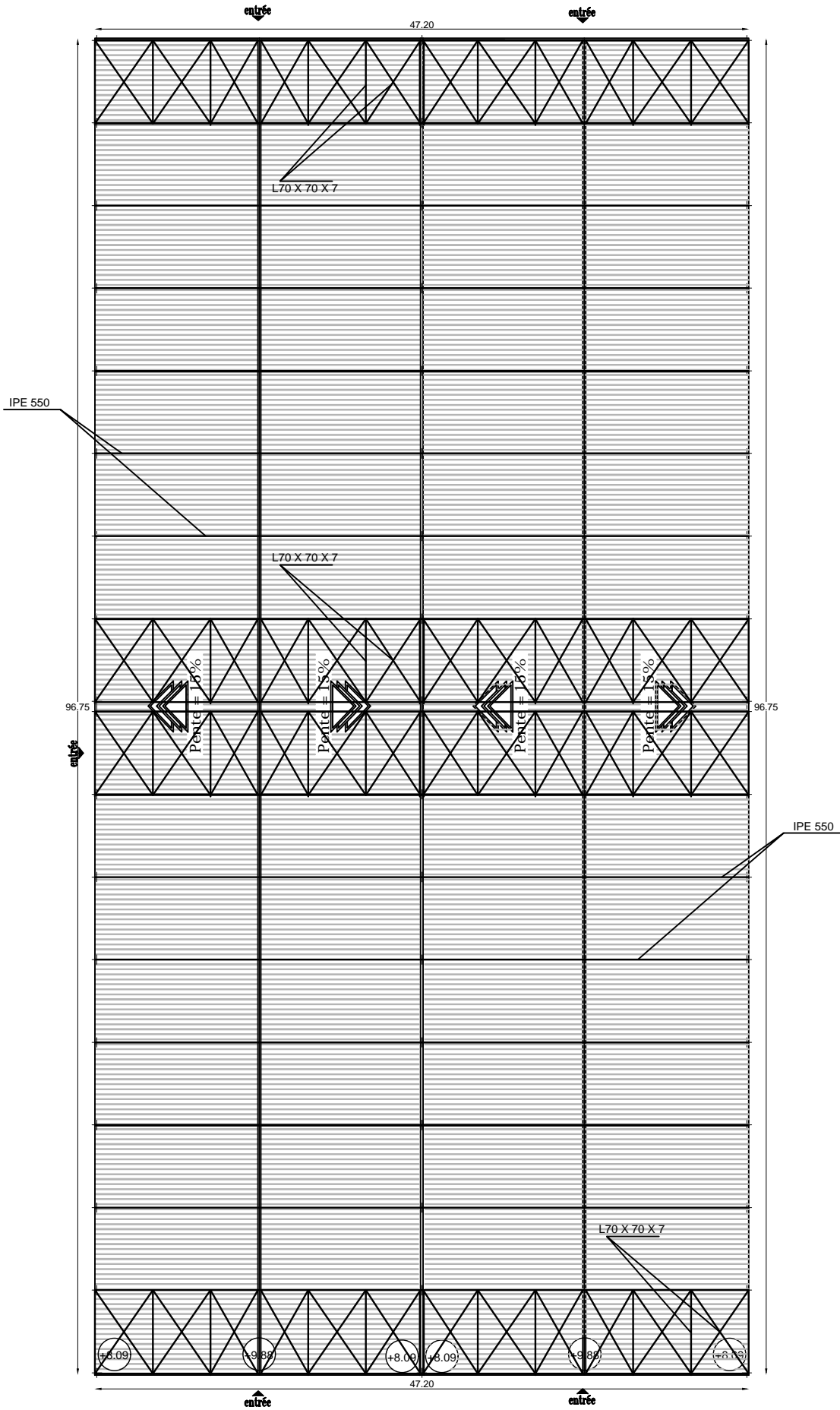


47,20

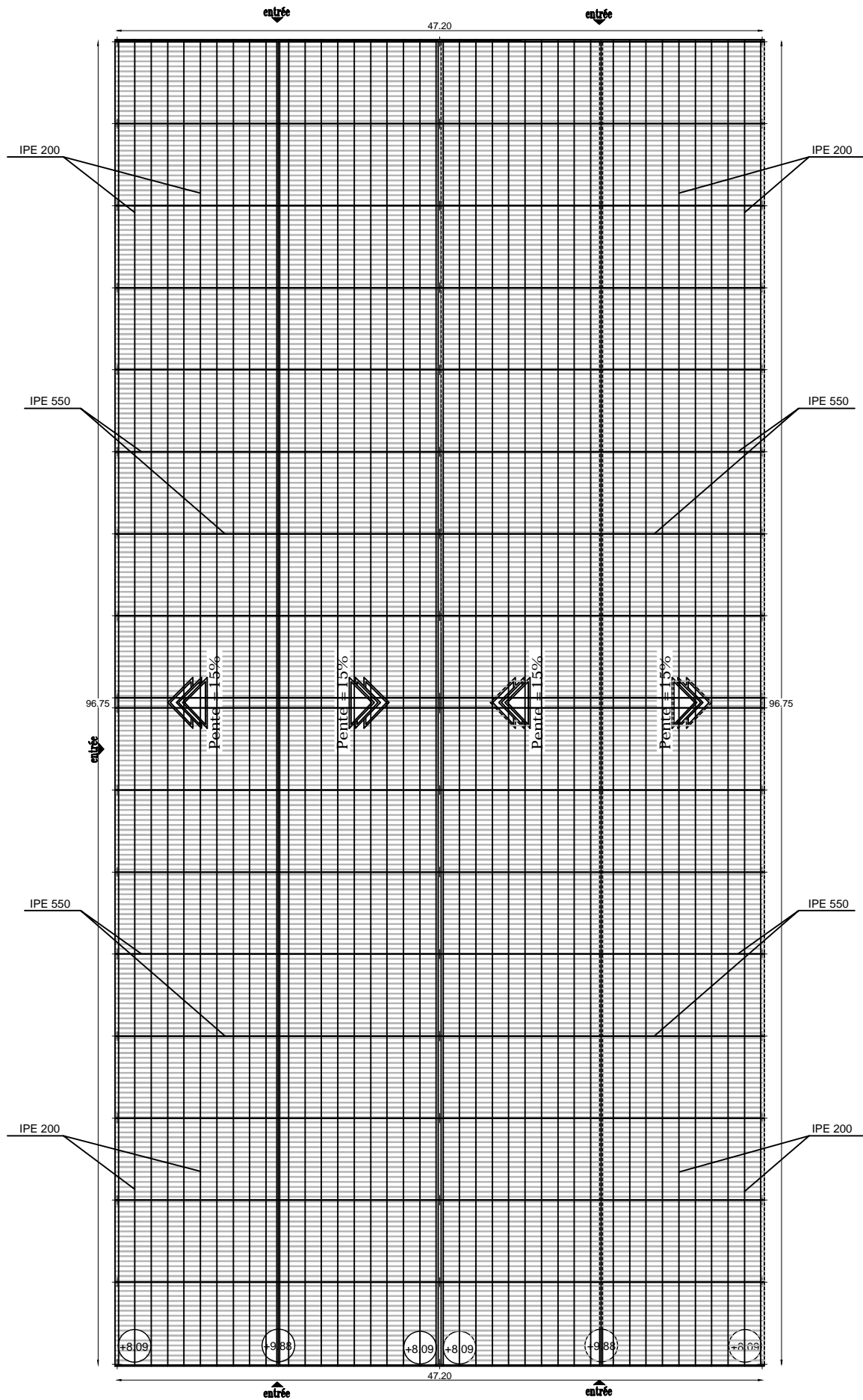
coupe AA



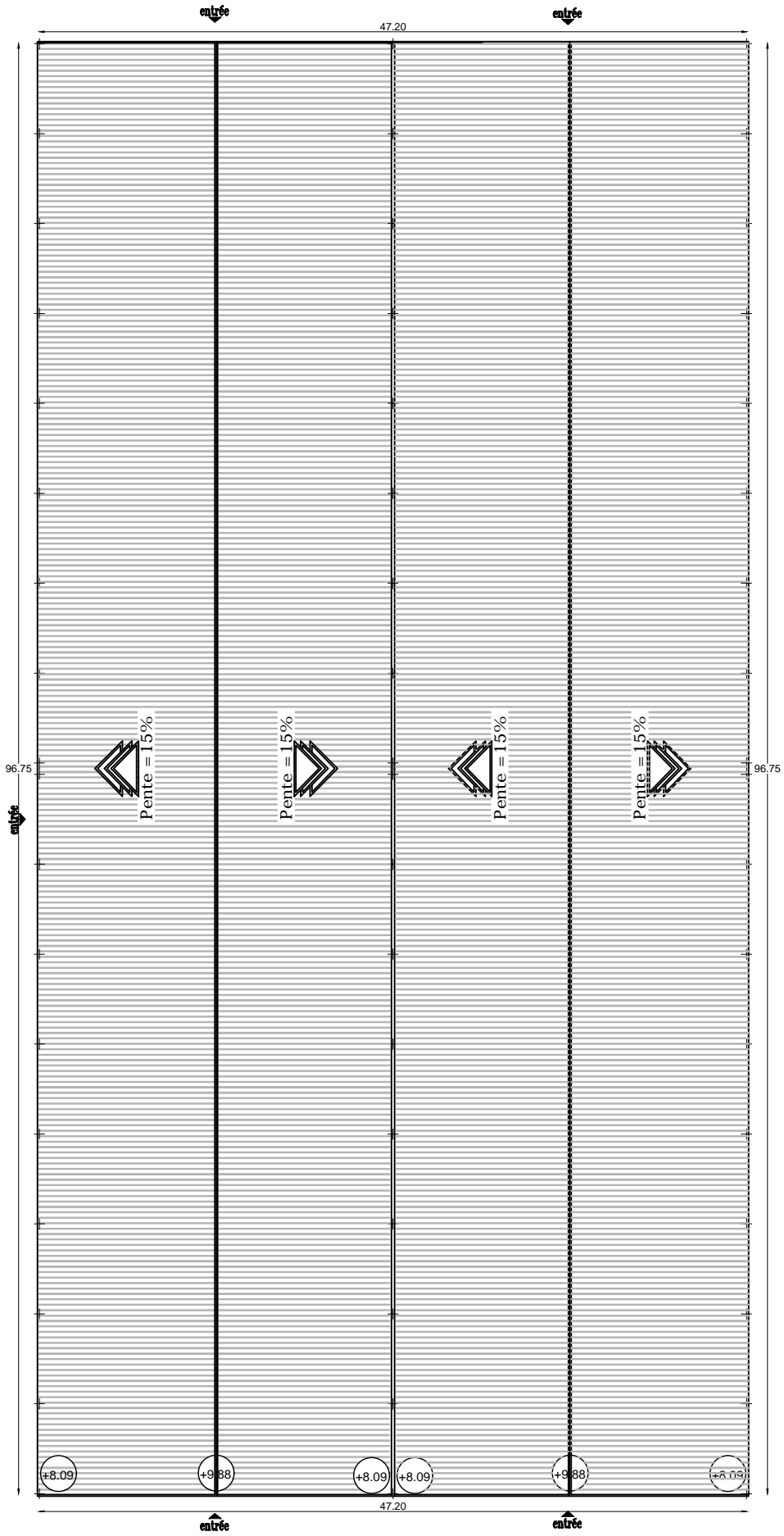
façade SUD-OUEST



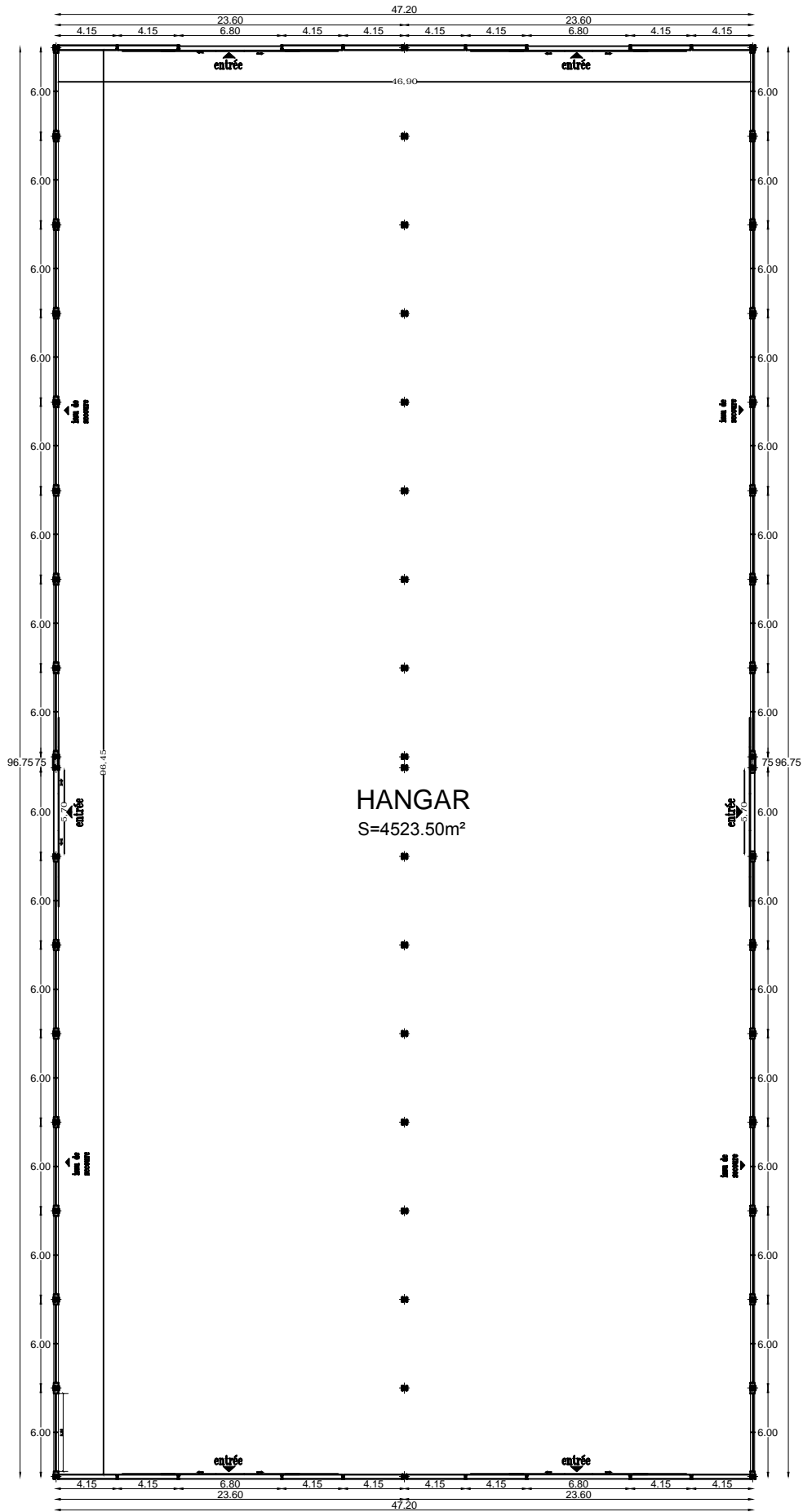
plan de toiture
 POUTRES AU VENT



plan de toiture
PANNES & TRAVERSES



plan de toiture



plan du R.D.C