



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDE MASTER 2**

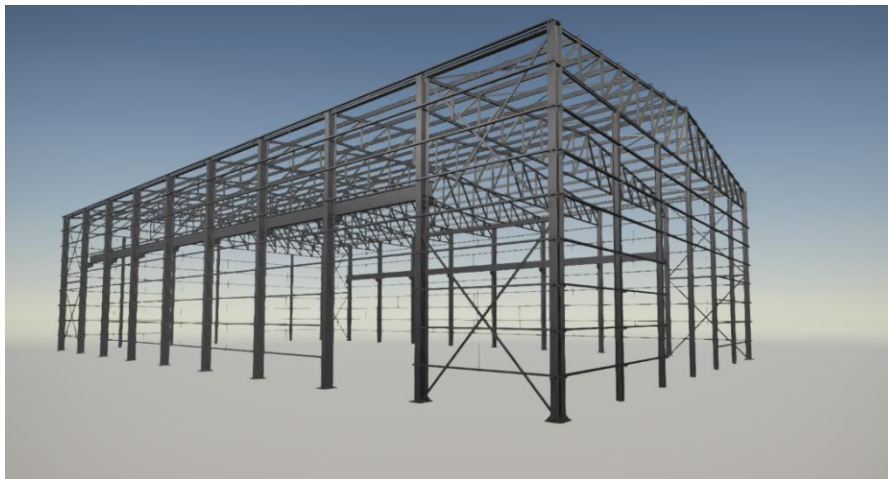
**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Construction Métallique**

**Présenté en vue d'obtention du diplôme de Master professionnel**

**Thème :**

### **Calcul d'une Halle Métallique équipée d'un Pont Roulant**



- Présenté par :

✚ M<sup>r</sup> AIT DJOUDI Tahar

✚ M<sup>elle</sup> KHERCHAOUI Celina

- Devant le jury :

Mr DAHMANI Lahlou	Encadreur	UMMTO
Mr BOUDJEMIA Ahmed	Président	UMMTO
Mr AKKOUCHE Karim	Examineur	UMMTO

Année Universitaire : 2023 - 2024

# Remerciements

*Nous remercions ALLAH, le plus puissant, de nous avoir appris ce qu'on ignorait, de nous avoir donné la santé, et tous ce qu'on avait besoin pour l'accomplissement de ce mémoire.*

*Nos remerciements vont également à notre encadreur Mr DAHMANI . L, qui a eu l'amabilité de discuter avec nous certains points clés, ses remarques pertinentes nous ont amené à reconsidérer notre position et réviser bien des points. Nous le remercions aussi pour sa disponibilité chaque fois qu'elle ait été sollicité.*

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à nos deux professeurs Mr AKKOUCHÉ . K et Mr BOUDJIMIA pour le temps qu'ils nous ont accordés, de leur confiance et leurs orientations efficaces durant l'évolution de ce travail.*

*Nos remerciements s'adressent aussi aux membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.*

*Nous tenons à remercier tous nos enseignants durant tout notre cursus, ainsi que les responsables de la bibliothèque, du centre de calcul, et de l'administration.*

*Enfin, nos remerciements vont à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté de l'aide et d'encouragements.*



# Dédicace

*Ce travail est le résultat de plusieurs années d'études, pour cela je dédie ce modeste travail :*

- ❖ En premier lieu à ceux que personne ne peut compenser les sacrifices qu'ils ont consentis pour mon éducation et mon bien-être, à mes chers parents pour leur amour, leurs conseils ainsi leur soutien inconditionnel, à la fois moral et financier, qui m'a permis de réaliser les études que je voulais par conséquent ce mémoire*
- ❖ A mes chers frères MASSI et SOUHILA qui sont toujours été là pour moi pour m'encourager et me soutenir.*
- ❖ A ma chère binôme, CELINA ma meilleure amie, qui ma donnée le courage, et le soutien total pour mener à bien ce modeste travail, qui était toujours à l'écoute, à l'aide, à donner des conseils précieux, sans oublier toute sa famille.*
- ❖ A mon cousin, GHILAS et mon ami DJAMEL, qui ont su entretenir leur présence et leur bienveillance.*
- ❖ A toutes les belles rencontres, qui ont fait de ces années des beaux souvenirs SAID, NABILA et LAMIA.*
- ❖ A toute la famille AIT DJOUDI du petit au grand pour leur présence et leur amour.*
- ❖ A tous ceux que j'aime et qui m'aiment, ce projet de fin d'étude représente l'aboutissement du soutien et des encouragements qu'ils m'ont prodigués tout le long de ma scolarité ; qu'ils en soient remerciés par cette modeste dédicace.*

*Tahar*



# Dédicace

*A l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arrivais jamais à leur exprimer mon amour sincère,*

- ❖ A l'homme, ma précieuse offre du dieu, à qui je dois ma vie, ma réussite je le remercie pour sa présence et sa patience c'est mon père  
Chéri,*
- ❖ A l'homme, avec qui j'ai grandi, qui m'a pu offrir soutien moral aux moments difficiles, pour son affection aussi c'est mon Cher oncle  
MAJID,*
- ❖ A la femme qui n'a épargné tous les efforts et les sacrifices et me donner du courage et de la force et de pour que j'arrive à ce moment-là mon adorable maman,*
- ❖ A la plus belle grande mère BAYA, ceci est ma profonde gratitude pour éternel amour, qui m'a éduqué qui ma comblée d'amour qui a fait de moi ce que suis aujourd'hui,*
- ❖ Ma fierté, ma sœur d'amour qui était toujours là pour moi, qui m'avait toujours soutenu et encouragé dans toutes les situations qui a fait preuve à mon égard,*
- ❖ A mon beau-frère, ABDENOUR qui a su entretenir sa présence et sa bienveillance,*
- ❖ A mes tantes, SOFIA et DJAMILA qui ont étaient toujours là à me conseiller pour le dévouement,*
- ❖ A toutes les belles rencontres, qui ont fait de ces années des beaux souvenirs SAID, NABILA, LAMIA,*
  - ❖ Et à mon cher binôme TAHAR, mon meilleur ami, qui était toujours à l'écoute, a donné le courage,*
- ❖ Pour finir, a tous ceux que j'aime et qui m'aiment, ce projet fin d'étude représente l'aboutissement du soutien et des encouragements qu'ils m'ont prodigués tout long de ma scolarité ; qu'ils en soient remerciés par cette modeste dédicace.*

*Celina*

Remerciement	
Dédicace	
Liste Des Tableau	
Liste Des Figures	
Liste Des Notations	
Introduction Générale : -----	1
↗ Chapitre I : Généralité	
I.1. Introduction : -----	2
I.2. Présentation de L'ouvrage : -----	2
I.2.1. Caractéristiques Géométriques du projet : -----	2
I.2.2. Lieu d'implantation du projet : -----	2
I.2.3. Plan d'Architecture : -----	3
I.3. Matériaux Utilisé : -----	3
I.3.1. Acier : -----	3
I.3.2. Béton : -----	5
I.4. Les Assemblages : -----	5
I.4.1. Boulonnage :-----	6
I.4.2. Soudage :-----	6
I.5. Règlement et Techniques utilisés : -----	7
↗ Chapitre II : Etude Climatique	
II.1. Introduction : -----	8
II.2. Étude au Vent : -----	8
II.2.1. Données relatives au site :-----	8
II.2.2. Coefficient de rugosité $C_r$ : (RNV 2013, §2.4.5)-----	8
II.2.3. Coefficient d'exposition $C_e$ : (RNV 2013, §2.4.4)-----	8
II.2.4. La pression dynamique de pointe $q_p$ : (RNV 2013, §2.3)-----	8
II.2.5. Coefficient de pression intérieur $C_{pi}$ : (7.2.9 NF EN 1991-1-4) -----	8
II.2.6. Coefficient de pression extérieur $C_{pe}$ : (RNV 2013, §5.1)-----	9
II.2.7. Pression aérodynamique du vent $W(z)$ : (RNV 2013, §2.5)-----	11
II.2.8. Calcul de la force de frottement $F_{fr}$ : (RNV 2013, §2.6.3)-----	12
II.2.9. Action d'ensemble : (RNV 2013, §2.6)-----	12
II.2.10. Calcul de la stabilité d'ensemble :-----	16
II.3. Action de Neige : -----	17
II.3.1. Charge de neige sur le sol : (RNV 2013, §4)-----	17

II.3.2. Charge de neige sur la toiture : (RNV 2013, §3.1) -----	17
II.4. Conclusion : -----	18
<span style="font-size: 1.2em;">➤</span> Chapitre III : Dimensionnement des Eléments Secondaires	
III.1. Introduction : -----	19
III.2. Choix des Panneaux couverture :-----	19
III.2.1. Panneau de couverture de toiture : -----	19
III.2.2. Bardage pour les parois verticales : -----	19
III.3. Calcul des Pannes : -----	20
III.3.1. Définition : -----	20
III.3.2. Calcul structural :-----	20
III.3.2.1. Évaluation des charges et surcharges : -----	20
III.3.2.2. Prédimensionnement : -----	22
III.3.2.3. Classe de la section : (Annexe 3) -----	22
III.3.2.4. Vérification à l'ELU : -----	23
III.3.2.5. Vérification à l'ELS :-----	30
III.4. Calcul des Liernes :-----	31
III.4.1. Définition : -----	31
III.4.2. Calcul structural :-----	31
III.5. Échantignolle : -----	33
III.5.1. Définition : -----	33
III.5.2. Calcul structural :-----	33
III.6. Calcul des Lisses de bardages :-----	34
III.6.1. Définition : -----	34
III.6.2. Calcul structural :-----	34
III.6.2.1. Évaluation des charges et surcharges : -----	34
III.6.2.2. Prédimensionnement : -----	35
III.6.2.3 Classe de la section : (Annexe 3) -----	35
III.6.2.4. Vérification à l'ELU : -----	36
III.6.2.5. Vérification à l'ELS -----	41
III.7. Calcul des Potelets : -----	42
III.7.1. Définition : -----	42
III.7.2. Calcul structural :-----	42
III.7.2.1. Évaluation des charges et surcharge : -----	42
III.7.2.2. Prédimensionnement : -----	42
III.7.2.3. Classe de la section : (Annexe 3) -----	44

III.7.2.4. Vérification à l'ELU : -----	44
III.7.2.5. Vérification à l'ELS : -----	47
III.8. Calcul des Contreventements : -----	48
III.8.1. Définition : -----	48
III.8.1.1. Poutre au vent : -----	48
III.8.1.2. Palée de stabilité : -----	48
III.8.1.3. Montant de la poutre au vent : -----	48
III.8.2. Calcul structural : -----	48
III.8.2.1. Poutre au vent : -----	49
III.8.2.2. Palée de stabilité en long pan : -----	52
III.8.2.3. Montants de la poutre au vent : -----	54
III.9. Conclusion : -----	59
↗ Chapitre IV : Calcul de la Ferme	
IV.1. Introduction : -----	61
IV.2. Calcul structural : -----	61
IV.3.1. Évaluation des charges : -----	61
IV.3.2. Calcul des efforts dans les barres -----	62
IV.3.3. Dimensionnement des barres : -----	71
IV.3.4. Calcul du poids réel de la ferme : -----	84
IV.3. Conclusion : -----	85
↗ Chapitre V : Calcul du Pont Roulant	
V.1. Introduction : -----	86
V.2. Définition : -----	86
V.3. Calcul structural : -----	86
V.3.1. Evaluation des charges : -----	86
V.3.2. Calcul des réactions au niveau des galets : -----	87
V.3.2.1. Réaction verticale maximale par galet -----	87
V.3.2.2. Réaction verticale minimale par galet : -----	87
V.3.3. Charges horizontales : -----	88
V.3.3.1. Charge horizontale longitudinale : -----	88
V.3.3.2. Charge horizontale transversales : -----	89
V.3.3.3. Force horizontales produits par la marche en crabe de l'appareil de levage : ---	90
V.3.3.4. Force horizontales produits lors des accélérations et des décélérations du chariot : -----	91
V.3.4. Dimensionnement de la poutre de roulement : -----	92
V.3.5. Vérification au états limite de service ELS : -----	94

V.3.6. Calcul des sollicitations internes : -----	95
V.3.6.1. Calcul des moments maximaux : -----	95
V.3.6.2. Calcul de l'effort tranchant maximal : -----	96
V.3.6.3. Charge totale pondérée : -----	97
V.3.7. Vérification de la section a l'ELU :-----	99
V.3.7.1. Classe de la section :-----	99
V.3.7.2. Résistance au cisaillement aux appuis :-----	99
V.3.7.3. Résistance de la section a la flexion déviée (bi-axiale) composée : -----	100
V.3.7.4. Résistance aux instabilités : -----	100
V.3.7.5. Résistance au voilement (EC3, page187)-----	103
V.3.7.6 Contrainte de compression verticale locale :-----	103
V.3.8. Dimensionnement du support du chemin de roulement (console) :-----	104
V.4. Conclusion : -----	105
↻ Chapitre VI : Calcul Sismique	
VI.1. Introduction : -----	106
VI.2. Choix de la méthode de calcul : -----	106
VI.2.1. Les conditions d'application de la Méthode Statique Équivalente : -----	106
VI.2.2. Principe de la Méthode MSE -----	107
VI.3. Calcul de la force sismique totale V -----	107
VI.4. Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur : -----	112
VI.5. Distribution de l'Effort Tranchant selon la hauteur : -----	113
VI.6. Comparaison des résultats sismiques avec ceux du vent : -----	114
VI.6. Conclusion : -----	115
↻ Chapitre VII : Calcul d'ossature Poteau-Ferme	
VII.1. Introduction : -----	116
VII.2. Calcul structural :-----	116
VII.2.1. Evaluation des charges -----	116
VII.2.2. Combinaisons des charges :-----	119
VII.2.3. Sollicitation interne tirée par ROBOT : -----	120
VII.2.4. Prédimensionnement du poteau :-----	120
VII.2.5. Classe de la section : (Annexe 3) -----	123
VII.2.6. Vérification à l'ELU :-----	124
VII.2.7. Vérification à l'ELS : -----	128
VII.3. Conclusion : -----	130
↻ Chapitre VIII : Vérification des éléments de la structure avec ROBOT	

VIII.1. Introduction : -----	131
VIII.2. Panne :-----	131
VIII.3. Lisse :-----	133
VIII.4. Potelet :-----	134
VIII.5. Poutre au vent :-----	136
VIII.6. Palée de stabilité : -----	137
VIII.7. Poutre de chemin de roulement : -----	138
VIII.8. Ferme : -----	140
VIII.8.1. Membrure supérieure :-----	140
VIII.8.2. Membrure inférieure :-----	141
VIII.8.3. Diagonale :-----	142
VIII.8.4. Montant :-----	144
VIII.9. Poteaux : -----	154
VIII.10. Conclusion :-----	146
↻ Chapitre IX : Calcul des Assemblages	
IX.1. Introduction : -----	147
IX.2. Rôle des assemblages :-----	147
IX.3. Assemblage Contreventement-poteau :-----	147
IX.4. Assemblage Ferme-Poteau : -----	151
IX.5. Assemblage Console de la poutre à chemin de roulement-poteau :-----	152
IX.5.1. Évaluation des charges :-----	152
IX.6. Gousset de la Ferme : -----	156
IX.7. Conclusion : -----	160
↻ Chapitre X : Base Des Poteaux	
X.1. Introduction : -----	161
X.2.Calcul de la base de potelet :-----	161
X.2.1. Evaluation des charges : -----	161
X.2.2. Résistance du béton à la compression :-----	161
X.2.3. Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :-----	161
X.2.4. Estimation de la section de la plaque d'assise : -----	162
X.2.5. Choix du type de la plaque d'assise : -----	162
X.2.6. Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :-----	162
X.2.7. Note de calcul de la base de potelet-----	165
X.3. Calcul de la base de poteau : -----	169

X.3.1. Evaluation des charges : -----	169
X.3.2. Partie tendue : -----	169
X.3.3. Partie comprimée : -----	169
X.3.4. Note de calcul de la base de poteau : -----	173
X.4. Conclusion : -----	175
↗ Chapitre XI : Fondation	
XI.1. Introduction : -----	176
XI.2. Définition : -----	176
XI.3. Calcul des fondations des potelet : -----	176
XI.3.1. Dimensionnement de la fondation : -----	176
XI.3.2. L'aire de la fondation en béton : -----	177
XI.3.3. Hauteur de la semelle : -----	177
XI.3.4. Calcul des armatures à l'ELU : -----	177
XI.3.3. La pression résultante à la base de la fondation : -----	177
XI.3.6. Calcul du moment au niveau de la section critique de la fondation : -----	177
XI.3.7. Section minimale des armatures principales : -----	178
XI.3.7. Vérification au cisaillement : -----	178
XI.3.8. Vérification au poinçonnement : -----	179
XI.4. Calcul des fondations des poteau : -----	180
XI.4.1. Dimensionnement de la fondation : -----	180
XI.4.2. L'Aire de la fondation en béton : -----	180
XI.4.3. Calcul des dimensions de la semelle : -----	180
XI.4.4. Hauteur de la semelle : -----	181
XI.4.5. Calcul des pressions sous la fondation a L'ELU : -----	182
XI.4.6. Calcul des armatures dans la direction du moment : -----	183
XI.4.7. Calcul des armatures dans la direction transversale : -----	184
XI.4.8. Vérification au cisaillement : -----	185
XI.4.9. Vérification au poinçonnement : -----	186
XI.5. Calcul des longrines : -----	187
XI.6. Vérification de l'stabilité d'ensemble : -----	189
XI.7. Conclusion : -----	190
XI.7. Conclusion Générale : -----	191

## ↗ Annexe

ANNEXE 1 -----	192
ANNEXE 2 -----	194
ANNEXE 3 -----	198
ANNEXE 4 -----	201
ANNEXE 5 -----	202
ANNEXE 6 -----	205
Référence Bibliographie : -----	206
Plan d'Ingénierie -----	207

↗ Chapitre I : Généralité	
<b>Tableau I.1.</b> Les caractéristiques de l'acier -----	4
<b>Tableau I.2.</b> Les caractéristiques du Béton.-----	5
↗ Chapitre II : Etude Climatique :	
<b>Tableau II.1.</b> Pression aérodynamique du vent $\theta = 0^\circ$ -----	11
<b>Tableau II.2.</b> Pression aérodynamique du vent $\theta = 90^\circ$ -----	12
<b>Tableau II.3.</b> Valeurs des forces horizontales et verticales (direction du vent $\theta = 0^\circ$ avec pression intérieure de + 0.2-----	13
<b>Tableau II.4.</b> Valeurs des forces horizontales et verticales (direction du vent $\theta = 0^\circ$ avec pression intérieure de - 0.3-----	14
<b>Tableau II.5.</b> Valeurs des forces horizontales et verticales (direction du vent $\theta = 90^\circ$ avec pression intérieure de + 0.2-----	15
<b>Tableau II.6.</b> Valeurs des forces horizontales et verticales (direction du vent $\theta = 90^\circ$ avec pression intérieure de - 0.3-----	15
<b>Tableau II.7.</b> Valeurs des forces les plus défavorables et coordonnées des points d'application (vent $\theta = 0^\circ$ )-----	16
↗ Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaires	
<b>Tableau III.1.</b> Valeur des charges d'entretiens -----	21
<b>Tableau III.2.</b> Les caractéristiques du profilé IPE 160 (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1) -----	22
<b>Tableau III.3.</b> Les caractéristiques du profilé IPE 200 (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1) -----	27
<b>Tableau III.4.</b> Les caractéristiques du profilé UPN 120 (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1) -----	35
<b>Tableau III.5.</b> Les caractéristiques du profilé UPN 140 (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1) -----	39
<b>Tableau III.6.</b> Les caractéristiques du profilé HEB 240 (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1) -----	43
<b>Tableau III.7.</b> Coefficient minorateur $\beta_2$ et $\beta_3$ -----	52
<b>Tableau III.8.</b> Récapitulation des profiles convenant -----	59
↗ Chapitre IV : Calcul de la Ferme	
<b>Tableau IV.1.</b> Récapitulatif des efforts dans les barres :-----	70
<b>Tableau IV.2.</b> Récapitulatif des éléments de la ferme et leur poids par mètre linière -----	85
↗ Chapitre V : Calcul du Pont Roulant	
<b>Tableau V.1.</b> Récapitulation des charges revenant à la poutre de roulement -----	92

<b>Tableau V.2.</b> Les caractéristiques du profilé <b>HEB 400</b> (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1) -----	93
<b>Tableau V.3.</b> Caractéristiques géométriques des rails -----	94
<b>Tableau V.3.</b> Les caractéristiques du profilé <b>HEM 340</b> (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1) -----	95
<b>Tableau V.4.</b> Récapitulatif des résultats -----	98

↗ Chapitre I : Généralités	
<b>Figure I.1.</b> Courbe Contrainte déformation-----	4
<b>Figure I.2.</b> Les caractéristiques des profilés laminés -----	5
<b>Figure I.3.</b> Les Boulons Traditionnels -----	6
<b>Figure I.4.</b> Différents types des soudures bout à bout -----	7
<b>Figure I.5.</b> Différents types des soudures d'angle-----	7
↗ Chapitre II : Étude climatique	
<b>Figure II.1.</b> Valeurs des coefficients de pressions extérieur $C_{pe}$ (parois Verticales) $\theta = 0^\circ$ ----	9
<b>Figure II.2.</b> Valeurs des coefficients de pressions extérieur $C_{pe}$ (parois Verticales) $\theta = 90^\circ$ -10	
↗ Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires	
<b>Figure III.1.</b> Fiche Technique des panneaux sandwich de la toiture -----	19
<b>Figure III.2.</b> Coupe transversale du panneau de couverture de la toiture-----	19
<b>Figure III.3.</b> Fiche Technique du Bardage à fixation cachée-----	20
<b>Figure III.4.</b> Coupe transversale du Bardage à fixation cachée -----	20
<b>Figure III.5.</b> L'effort du vent sur la poutre-----	49
<b>Figure III.6.</b> Représentation des efforts horizontaux -----	49
<b>Figure III.7.</b> Surface tributaire d'une palée de stabilité -----	52
<b>Figure III.8.</b> Palée de stabilité -----	53
↗ Chapitre V : Calcul du pont Roulant	
<b>Figure V.1.</b> Pont roulant bipoutre-----	86
<b>Figure V.2.</b> Dimensions et hauteurs -----	86
<b>Figure V.3.</b> Position de l'appareil de levage en charge pour obtenir le chargement maximal de la poutre de roulement -----	87
<b>Figure V.4.</b> Caractéristiques géométriques des rails -----	93
<b>Figure V.5.</b> Support du chemin de roulement (console)-----	104
<b>Figure V.6.</b> Poutre de roulement avec un rail -----	105
↗ Chapitre VII : Calcul d'ossature Poteau-Ferme	
<b>Figure VII.1.</b> Le moment sollicitant au tour de yy [ $M_y, sd$ (kN.m)]-----	120
<b>Figure VII.2.</b> Les valeurs extrêmes des sollicitations internes du poteau droit -----	121
<b>Figure VII.3.</b> L'effort tranchant sollicitant suivant zz sous COMB9 [ $V_z, sd$ (kN)] -----	122
<b>Figure VII.4.</b> L'effort axial sollicitant sous COMB1 [ $Nsd$ (kN)] -----	122

---

<b>Figure VII.5.</b> Le moment sollicitant au tour de yy [ $M_y, sd$ (kN.m)]-----	122
<b>Figure VII.6.</b> L'effort axial sollicitant sous COMB10 [ $Nsd$ (kN)] -----	123
<b>Figure VII.7.</b> L'effort tranchant sollicitant suivant zz sous COMB10 [ $Vz, sd$ (kN)]-----	123
<b>Figure VII.8.</b> Valeurs des déplacement max-----	130
↗ Chapitre IX : Calcul des Assemblage	
<b>Figure IX.1.</b> Palée de stabilité avec montant-----	147
<b>Figure IX.2.</b> Console de la poutre à chemin de roulement-----	152
<b>Figure IX.3.</b> Gousset centrale de la ferme au faitage -----	156
↗ Chapitre X : Base des Poteaux	
<b>Figure X.1.</b> Les détails de la base de potelet et ses dimensions -----	164
<b>Figure X.2.</b> Les détails de la base de poteau et ces dimensions -----	173
↗ Chapitre XI : Fondation	
<b>Figure XI.1.</b> Exemple d'une semelle isole avec des tiges d'encrage et des longrines -----	176
<b>Figure XI.2.</b> Ferrailage de la fondation du potelet et ces dimensions -----	179
<b>Figure XI.3.</b> Ferrailage de la fondation du poteau et ces dimensions -----	186
<b>Figure XI.4.</b> Ferrailage des longrines et leur dimension -----	188

$G$ :	Charges permanents.
$E$ :	Surcharges d'entretien.
$N$ :	Surcharges climatiques de neige.
$V$ :	Surcharge climatique du vent.
$V'$ :	Effort de compression du au vent provenant du mur pignon.
$F_{fr}$ :	Force de frottement.
$Q_{y,sd}$ :	Charge applique dans le plan perpendiculaire à l'âme.
$Q_{z,sd}$ :	Charge applique dans le plan de l'âme.
$M_{y,sd}$ :	Moment fléchissant de calcul autour de l'axe yy cause par la charge $Q_{z,sd}$ .
$M_{z,sd}$ :	Moment fléchissant de calcul autour de l'axe zz cause par la charge $Q_{y,sd}$ .
$M_{cr}$ :	Moment critique élastique de déversement.
$N_{sd}$ :	Effort normal.
$V_{y,sd}$ :	Effort tranchant dans le plan des semelles.
$V_{z,sd}$ :	Effort tranchant dans le plan de l'âme.
$N_{t,Rd}$ :	Résistance de calcul de section a la traction.
$N_{pl,Rd}$ :	Résistance plastique de la section brute.
$N_{u,Rd}$ :	Résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation.
$N_{c,Rd}$ :	Effort de résistance à la compression.
$V_{pl,Rd}$ :	Résistance de la section a l'effort tranchant.
$M_{c,Rd}$ :	Moment fléchissant de résistance.
$M_{ely,Rd}$ :	Moment fléchissant de résistance élastique suivant yy.
$M_{elz,Rd}$ :	Moment fléchissant de résistance élastique suivant zz.
$M_{ply,Rd}$ :	Moment fléchissant de résistance plastique suivant yy.
$M_{plz,Rd}$ :	Moment fléchissant de résistance plastique suivant zz.
$M_{b,Rd}$ :	Moment fléchissant de résistance au déversement.
$M_{v,Rd}$ :	Moment fléchissant de résistance plastique réduit compte tenu de l'effort tranchant.

$M_{Ny,Rd}$ :	Moment fléchissant de résistance plastique suivant yy réduit l'effet de l'effort normal.
$M_{Nz,Rd}$ :	Moment fléchissant de résistance plastique suivant zz réduit l'effet de l'effort normal.
$E$ :	Module d'élasticité longitudinale.
$f_y$ :	Limite élastique de matériau.
$f_u$ :	Limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée.
$\nu$ :	Coefficient de Poisson.
$A$ :	Aire de la section brute.
$A_{net}$ :	Aire de la section nette au droit des trous de fixation.
$I_y$ :	Moment d'inertie suivant l'axe yy.
$I_z$ :	Moment d'inertie suivant l'axe zz.
$d_0$ :	Diamètre de trou.
$\emptyset$ :	Diamètre de boulon.
$t$ :	Epaisseur de la tôle.
$t_f$ :	Epaisseur de la semelle.
$t_w$ :	Epaisseur de l'âme.
$b$ :	Largeur de la semelle.
$h$ :	Hauteur de la section.
$r$ :	Rayon de raccordement âme/semelle.
$i_y$ :	Rayon de giration suivant l'axe yy.
$i_z$ :	Rayon de giration suivant l'axe zz.
$yy$ :	Axe parallèle aux semelles (Axe fort).
$zz$ :	Axe perpendiculaire aux semelles (Axe faible).
$l, l_0$ :	Longueur de l'élément.
$l_y$ :	Longueur de flambement autour de l'axe yy.
$l_z$ :	Longueur de flambement autour de l'axe zz.
$L$ :	Longueur de flambement latéral (pour le déversement).
$W_{el,y}$ :	Module de résistance élastique de la section suivant l'axe yy.
$W_{el,z}$ :	Module de résistance élastique de la section suivant l'axe zz.

$W_{pl,y}$ :	Module de résistance plastique de la section suivant l'axe yy.
$W_{pl,z}$ :	Module de résistance plastique de la section suivant l'axe zz.
$w_{eff}$ :	Module de résistance élastique de la section efficace.
$p$ :	Poids propre.
$\gamma_M$ :	Facteur partiel de sécurité du matériau.
$\gamma_F$ :	Coefficient partiel de sécurité pour l'action considérée.
$\psi$ :	Coefficient de combinaison.
$\Delta$ :	Déplacement.
$\lambda$ :	Elancement.
$\lambda_1$ :	Elancement eulérien.
$\bar{\lambda}$ :	Elancement réduit vis-à-vis du flambement.
$\bar{\lambda}_{LT}$ :	Elancement réduit vis-à-vis du déversement.
$\chi$ :	Facteur de réduction vis-à-vis du flambement.
$\chi_{LT}$ :	Facteur de réduction vis-à-vis du déversement.
$\alpha$ :	Facteur d'imperfection pour le flambement.
$\alpha_{LT}$ :	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$f_y$ :	Fleche suivant l'axe yy.
$f_z$ :	Fleche suivant l'axe zz.
$f_{ad}$ :	Fleche admissible.
$\lambda_{lim}$ :	L'élancement limite.
$\beta_j$ :	Coefficient du matériau de scellement.
$c$ :	Largeur d'appui additionnelle pour les plaques d'assises.
$t_p$ :	L'épaisseur minimale de la plaque d'assise.
$f_{ck}$ :	Résistance du béton a la compression.
$f_{jd}$ :	Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement.
$f_{cd}$ :	Résistance de calcul a l'écrasement du béton.
$F_{v,Rd}$ :	Résistance de calcul au cisaillement du scellement de la plaque l'assise du poteau.
$q_p(z_e)$ (en daN/m <sup>2</sup> ) :	pression dynamique de pointe à la hauteur $z_e$ .

- $c_f$  : Coefficient de force applicable à la construction ou à l'élément de construction (donner en section 8).
- $A_{ref}$  (en  $m^2$ ) : L'aire de référence (aire d'influence de l'élément considéré).
- $F_{fr}$  : Les forces de frottements (d'entretien) éventuelles.
- $A_{fr}$  : L'aire de la surface extérieure parallèle au vent.
- $c_{pe}$  : Coefficient de pression extérieure.
- $c_{pi}$  : Coefficient de pression intérieure.
- $z$  : Hauteur de référence  $\begin{cases} z = z_e \text{ pour les actions extérieures} \\ z = z_i \text{ pour les actions intérieures} \end{cases}$
- $q_{ref}$  : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes en fonction de la zone du vent (section 4.1.2).
- $c_e(z)$  : Coefficient d'exposition du vent (section 4.1.4).
- $c_r$  : Coefficient de rugosité (section 5.2).
- $c_t$  : Coefficient de topographie (section 5.3).
- $I_v$  : L'intensité de la turbulence (section 5.4).
- $k_T$  : Facteur du terrain.
- $z_0$  : Longueur de rugosité.
- $z_{min}$  : Hauteur minimale (en m).
- $S_k$  : La charge de neige sur le sol (en  $KN/m^2$ ).
- $\mu$  : Coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture.
- $I_t$  : Moment d'inertie de torsion.
- $c_1$  : Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.
- $c_{my}, c_{mz}, c_{mLT}$  : Facteur de moment équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant entre les points de maintien latéraux.
- $c_{fr}$  : Coefficient de frottement.
- $\beta_j$  : Coefficient relatif à la liaison
- $\gamma_c$  : Coefficient partiel de sécurité sur les propriétés du béton.
- $a_1 \times b_1$  : Section efficace du bloc de fondation.
- $f_{bd}$  : Contrainte d'adhérence de calcul.
- $f_{ub}$  : Résistance ultime du boulon d'ancrage.
- $I_p$  : Inertie du poteau.

- $I_t$  : Inertie de la ferme.
- $S_{sup}$  ;  $S_{inf}$  : Aire de section des membrures supérieure et inférieure de la ferme respectivement.
- $v_{sup}$  ;  $v_{inf}$  : Les distances entre le centre de gravité de la ferme et les axes de membrures supérieures et inférieures à mi-travée.
- $\sigma_f$  : Contrainte de flexion due au vent.
- $Q_{r,max}$  : Charge maximale par galet de l'appareil de levage en charge.
- $Q_{r,(max)}$  : Charge d'accompagnement par galet de l'appareil de levage en charge.
- $\sum Q_{r,max}$  : Somme des charges maximales  $Q_{r,max}$  par chemin de roulement de l'appareil de levage en charge.
- $\sum Q_{r,(max)}$  : Somme des charges maximales d'accompagnement  $Q_{r,(max)}$  par chemin de roulement de l'appareil de levage en charge.
- $Q_{h,nom}$  : Masse à lever nominale.
- $Q_{c1}$  : Poids propre du pont roulant.
- $Q_{c2}$  : Poids propre du chariot.
- $Q_h$  : Poids propre de la masse à lever.
- $Q_{r,min}$  : Charge minimale par galet de l'appareil de levage à vide.
- $Q_{r,(min)}$  : Charge d'accompagnement par galet de l'appareil de levage à vide.
- $\sum Q_{r,min}$  : Somme des charges minimales  $Q_{r,min}$  par chemin de roulement de l'appareil de levage en charge.
- $\sum Q_{r,(min)}$  : Somme des charges minimales d'accompagnement  $Q_{r,(min)}$  par chemin de roulement de l'appareil de levage en charge.
- $n_r$  : Nombre de poutres de roulement.
- $K$  : Force d'entraînement.
- $\varphi_5$  : Coefficient dynamique.
- $m_w$  : Nombre de galets entraînés.
- $\mu$  : Coefficient de frottement (acier – acier).
- $\alpha_0$  : Angle de base.
- $x$  : Glissement latéral (guidage par le flanc des galets).
- $f$  : Coefficient non positif ou  $\alpha$  est l'angle de marche en crabe.
- $e_1$  : Guidage au droit de la paire de galet 1.

---



---

$e_2$ :	Distance de la paire de galet 2 au guidage.
$m$ :	Système indépendant de galets fixes.
$n$ :	Nombre de paires de galets.
$Q_h$ :	La masse à lever
$l_{eff}$ :	La largeur efficace dame sur laquelle la pression locale est évaluée.
$h_{r,wear}$ :	La hauteur du rail en tenant compte de l'usure (wear).
$h_r$ :	La hauteur de rail.
$\sigma_{z,sd}$ :	Contrainte de compression verticale sous la semelle supérieure.
$f_{ctm}$ :	Valeur moyenne de la résistance du béton a la traction.
$\varphi_5$ :	Coefficient dynamique.
$K_1 ; K_2$ :	Forces longitudinales de la force d'entraînement.
$H_T$ :	Forces Horizontales Transversales.
$Q_h$ :	la masse à lever.
$Q_{c,2}$ :	Le poids du chariot.
$H_{S,i,j,k}$ :	$\left. \begin{array}{l} S : \text{pour marche en crabe ;} \\ i : \text{pour une poutre de roulement ;} \\ j : \text{pour une paire de galet ;} \\ k : \text{pour la direction de la force.} \end{array} \right\}$ Charge au niveau de chaque galet.
$Q_{r,max}$ :	Charge verticale maximale.
$H_{S,T}$ :	Charge horizontale transversale due à la marche en crabe du pont.
$H_L$ :	Charge horizontale longitudinale.
$H_{eq}$ :	Effort horizontal équivalent appliquer en tête de chaque poteau.
$N_{sd}$ :	Effort normal de compression dans le poteau.
$\varphi$ :	Défaut initial d'aplomb.
$\alpha_h$ :	Coefficient de réduction applicable au poteau.
$\alpha_m$ :	Coefficient de réduction tient compte de nombre de poteaux dans une rangée.
$N_1$ :	Effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.
$d_i$ :	Distance des boulons par rapport au centre de rotation.
$n$ :	Nombre de boulons dans une rangée horizontale.
$k_s$ :	Trou normal.
$\mu$ :	Coefficient de frottement.

---

$F_{pc}$ :	Précontrainte de calcul.
$F_{t,Rd}$ :	Résistance de l'âme du poteau a la traction.
$t_{wc}$ :	Epaisseur de lame du poteau.
$b_{eff}$ :	Entraxe rangées des boulons.
$t_{fb}$ :	Epaisseur semelle poutre.
$t_{fc}$ :	Epaisseur semelle poteau.
$t_p$ :	Epaisseur platine d'extrémité.
$r_c$ :	Rayon de raccordement âme/semelle du poteau.
$a_p$ :	Epaisseur de la gorge de la soudure.
$\sigma_{c,sd}$ :	Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.
$d_{wc}$ :	Hauteur utile du poteau.
$P_p$ :	Poids propre de la semelle.
$f_{ctm}$ :	Valeur moyenne de la résistance du béton a la traction.
$N_1$ :	L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.
$d_1$ :	Distance des boulons par rapport au centre de rotation.
$F_{PC}$ :	Précontrainte de calcul.
$F_{t,Rd}$ :	Resistance de l'âme du Poteau a la traction.
$t_{wc}$ :	Epaisseur de l'ame du Poteau.
$t_{fb}$ :	Epaisseur semelle poutre.
$t_{fc}$ :	Epaisseur semelle poteau.
$t_p$ :	Epaisseur platine d'extrémité.
$r_c$ :	Rayon de raccordement ame/semelle du poteau.
$a_p$ :	Epaisseur de la gorge de la soudure.
$\overline{\lambda}_p$ :	Elancement reduit de la partie efficace de l'ame.
$d_{wc}$ :	Hauteur utile du Poteau.
$\sum N_i$ :	Somme des efforts dans les boulons tendus.

# Introduction Générale

Les études en génie civil visent à concevoir des structures capables de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblements de terres, vent extrême ...etc.), charge et surcharge d'exploitation. Ceci implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auquel ils seront soumis et à les transmettre aux fondations. Les structures actuelles se caractérisent par la complexité de leurs modèles telles que les formes variables et les courbures multiples, ainsi que par leurs grandes portées, ce qui a fait appel à l'utilisation des constructions métalliques.

La construction métallique est un domaine de construction, mais aussi de la mécanique du génie civil qui s'intéresse à la construction d'ouvrage en métal et plus particulièrement en acier.

De plus le poids d'une construction métallique est faible en comparaison aux autres alternatives, et il implique de fondations moins importantes, ainsi que son utilisation à un impact évidant sur la réduction des coûts, car son usage permet une utilisation plus efficace des sites.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, qui nous a été confié nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification d'un hangar en construction métallique équipé d'un pont roulant à usage de fabrication ; L'étude de ce projet se fera tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CCM97, Eurocode , RPA99/2003, RNV 2013, BAEL); Aussi pour l'étude de prédimensionnement des différents éléments ont été élaborés selon les différents règlements technique de calcul et de conception.

# Chapitre I :

## Généralités

## I.1. Introduction :

Dans ce 1<sup>er</sup> chapitre, nous donnons un ensemble de définition et décrivons un ensemble de concept qui permettent de définir le cadre général de ce mémoire

## I.2. Présentation de L'ouvrage :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner un hangar en charpente métallique d'une surface de 1620.00 m<sup>2</sup> à usage industriel composé d'un grand espace pour la fabrication, équipé d'un pont roulant d'une capacité de levage de 15 Tonnes destiné à déplacer et mise en œuvre des machines industriel et leur équipement.

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

L'ouvrage est situé à la commune AIN EL HAMMAM, Wilaya de TIZI-OUZOU

### I.2.1. Caractéristiques Géométriques du projet :

Notre ouvrage est caractérisé par les dimensions suivantes :

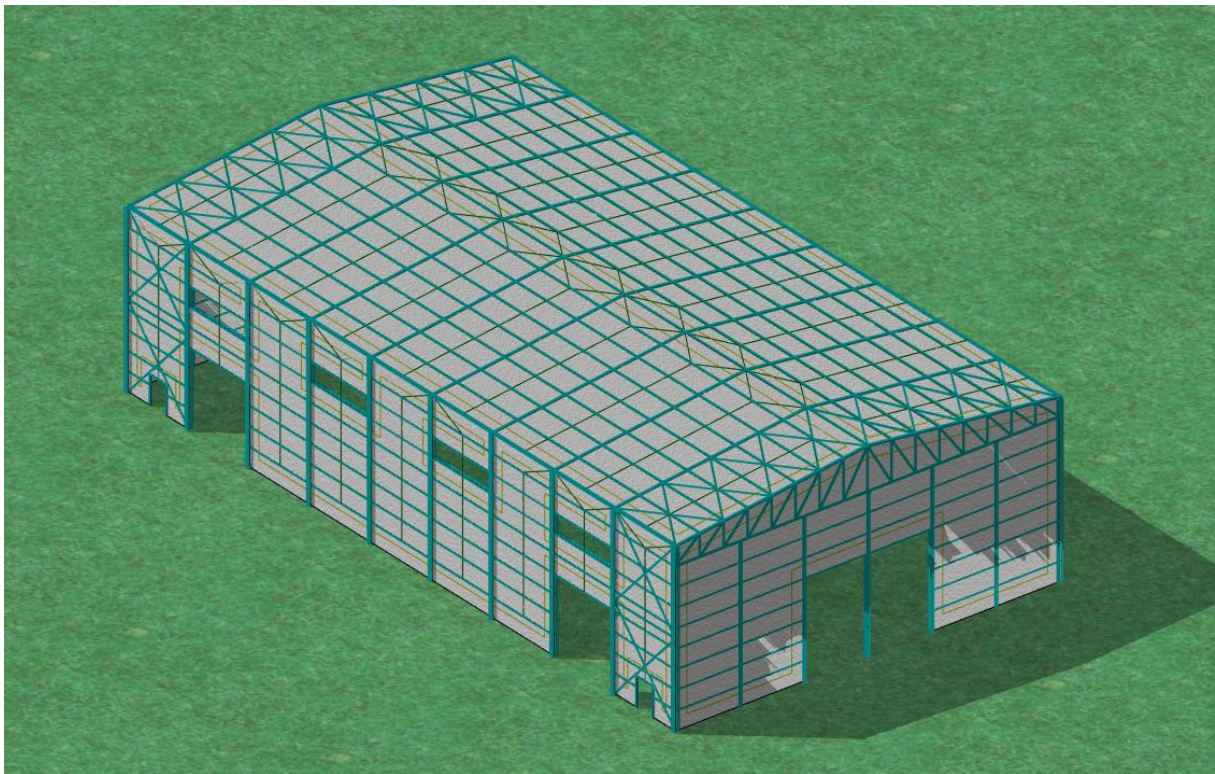
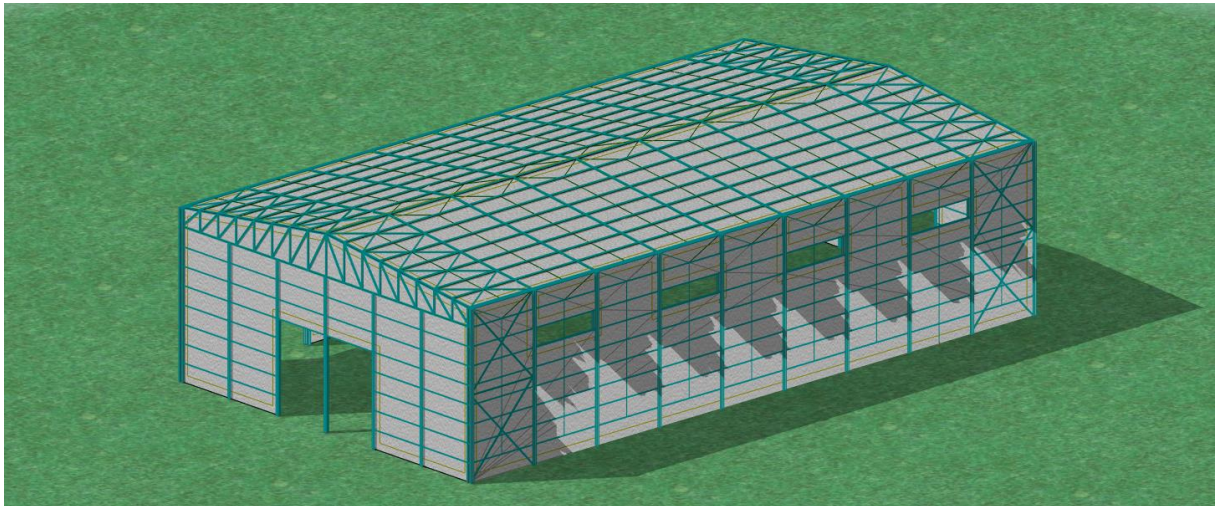
- Largeur de 30.00 m
- Longueur de 54.00 m
- Espacement entre portiques de 6.00 m ce qui fait le total de dix (10) portiques.
- Hauteur totale (au faitage) de 14.80 m
- Hauteur des poteaux de 13.00 m
- Hauteur du pont roulant (a la poutre a chemin de roulement) de 8.00 m
- Pente du versant de 6.84°

### I.2.2. Lieu d'implantation du projet :

Le projet est implanté dans un terrain plat

- Contrainte admissible du sol est de 2 Bar (à une profondeur de 1.00 m du sol)
- Altitude de 1000 m
- Zone de neige : Zone A
- Zone du vent : Zone I
- Zone sismique : Zone IIa

## I.2.3. Plan d'Architecture :



## I.3. Matériaux Utilisé :

## I.3.1. Acier :

L'acier est un alliage métallique utilisé dans les domaines de la construction métallique, L'acier est constitué d'au moins deux éléments, majoritairement le fer puis le carbone dans des proportions comprises entre 0,02 % et 1,67 % en masse.

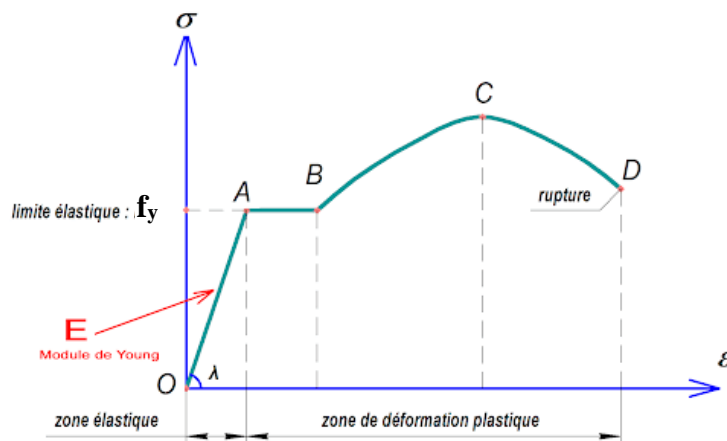
L'essai de traction permet d'obtenir les principales propriétés mécaniques de l'acier nécessaires aux calculs de dimensionnement. Cet essai consiste en une mesure continue de la déformation d'une éprouvette en fonction de la contrainte de traction appliquée à celle-ci.

La courbe Figure I.1 obtenue permet d'identifier trois phases principales :

Une phase initiale (OA) où l'on observe un comportement élastique (proportionnalité entre la contrainte et la déformation). Durant cette phase la déformation est réversible ;

Une phase d'accélération de la déformation (AC) correspondant à une plastification du matériau (déformation permanente) ;

Une phase de rupture (D) où l'on constate une diminution soudaine de la contrainte (striction de l'éprouvette) pendant que la déformation se poursuit



**Figure I.1.** Courbe Contrainte déformation

Les caractéristiques de l'acier utiliser dans notre projet suivant le tableau I.1 :

**Tableau I.1.** Les caractéristiques de l'acier

La nuance d'acier (Les armature de ferrailage) $F_s$ (MPa)	La limite élastique $F_y$ (MPa)	La résistance à la traction $F_u$ (MPa)
<b>400</b>	<b>235 et 355</b>	<b>360</b>
La masse volumique $\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	Module d'élasticité longitudinale $E$ (MPa)	Module d'élasticité transversale $G$ (MPa)
<b>7701</b>	<b>210 000</b>	<b>810 00</b>

Le coefficient de poisson $\nu$	Module cisaillement $G$ $G = E / [2(1+\nu)]$ (daN/mm <sup>2</sup> )	Coefficient de dilatation thermique $\alpha$
<b>0.3</b>	<b>8 080</b>	<b>11 × 10<sup>-6</sup></b>

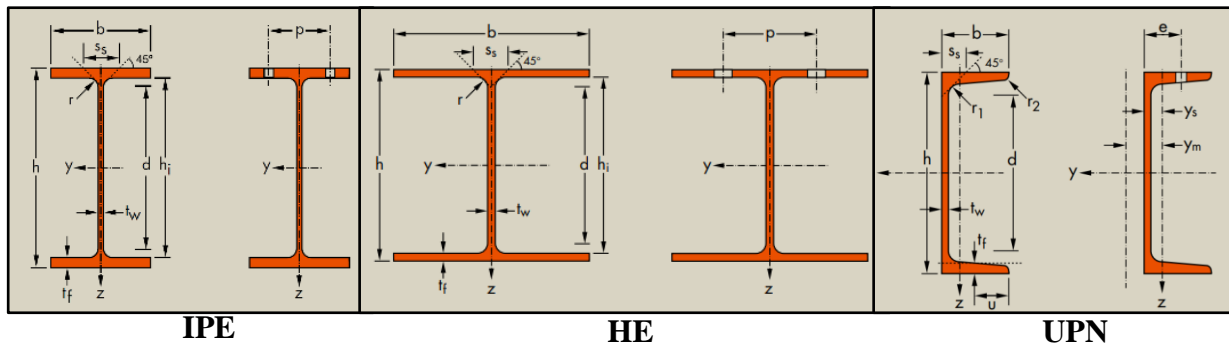


Figure I.2. Les caractéristiques des profilés laminés

I.3.2. Béton :

Un béton est constitué de granulats (gravillons + sable), de ciment et d'eau. Le mélange ciment/eau forme une pâte ou colle qui durcit, et caractérisé par sa bonne résistance à la compression

Les caractéristiques du béton utiliser dans notre projet suivant le tableau I.2 :

Tableau I.2. Les caractéristiques du Béton.

La résistance caractéristique à la compression $F_{c28}$ (MPa)	La résistance caractéristique à la Traction $F_{t28}$ (MPa) $F_{t28} = 0.6 + 0.06 F_{c28}$	Poids Volumique $\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	Module d'élasticité $E$ (MPa)
<b>25</b>	<b>2.1</b>	<b>2 500</b>	<b>32 164 200</b>

I.4. Les Assemblages :

Un assemblage est dispositif qui permet de réunir et de solidarise plusieurs pièces entre elle, en assurant la transmission et la répartition des diverse sollicitation entre les pièces, sans générer des sollicitations parasite notamment torsion [1 Dahmani]

Les Modes d'assemblages utilisés dans notre structure sont :

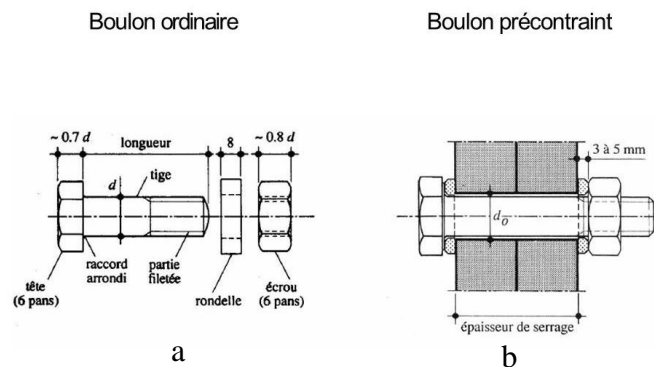
#### I.4.1. Boulonnage :

Un boulon traditionnel est un ensemble constitué d'une vis, filetée sur tout ou partie de sa longueur, d'un écrou et d'une ou deux rondelles. En construction métallique, les têtes de vis les plus courantes sont de forme hexagonale, figure I.2.

Du fait de sa simplicité de pose et des possibilités de réglage qu'il autorise, le boulonnage est un moyen d'assemblage très utilisé, notamment pour réaliser des ossatures de bâtiments métalliques.

Les boulons traditionnels peuvent être classés selon leur mode de mise en œuvre qui conditionne également le mode de transmission des efforts.

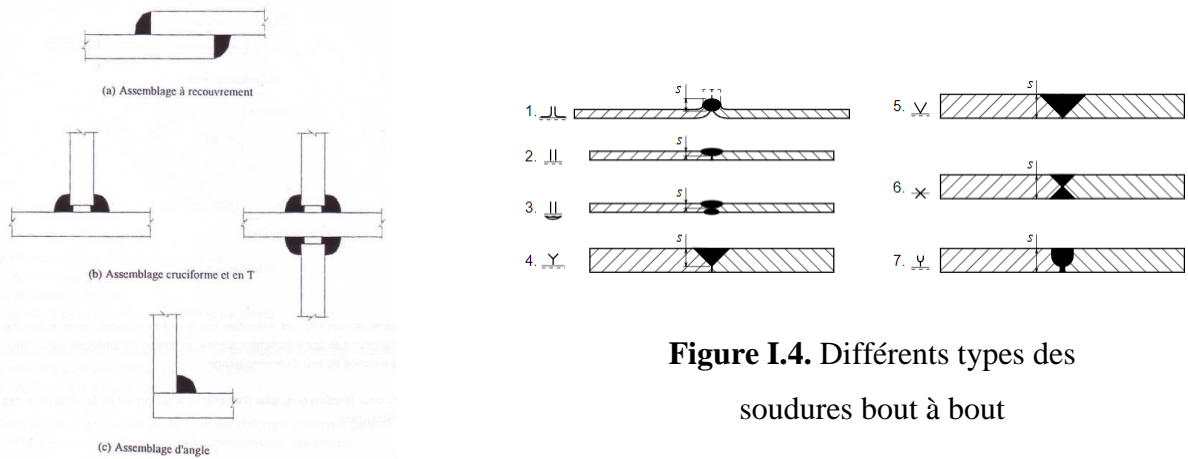
- On distingue :
  - Les boulons ordinaires, mis en place par un serrage sans spécification particulière, Figure I.3.a
  - Les boulons précontraints pour lesquels le serrage est nécessairement contrôlé, Figure I.3.b



**Figure I.3.** Les Boulons Traditionnels

#### I.4.2. Soudage :

Dans la construction soudée des Bâtiments, 80 % environ des soudures sont des soudures d'angle Figure I.3 et 15 % des soudures bout à bout Figure I.4. Les 5 % restant sont des soudures en bouchant, en entaille et par point.



**Figure I.4.** Différents types des soudures bout à bout

**Figure I.5.** Différents types des soudures d'angle

I.5. Règlement et Techniques utilisés :

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

- ❖ Eurocode03 : Règle de calcul des constructions en acier
- ❖ RPA 99 version 2003 : Règlement parasismique Algérienne version 2003.
- ❖ RNV99 version 2013 : Règle définissant les actions de neige et du vent.
- ❖ DTR B.C.2.2 : Document technique règlement des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

# Chapitre II :

## Étude Climatique

## II.1. Introduction :

Les surcharges climatiques (neige et vent) jouent un rôle crucial dans l'étude de la structure. Le dimensionnement complet d'une structure aux surcharges de neige et vent représente une tâche importante dû au grand nombre de zones de vent et de cas de charges qui doivent être considérés dans le calcul.

## II.2. Étude au Vent :

### II.2.1. Données relatives au site :

Le site du projet se trouve à AIN EL HAMMAM la willaya TIZI OUZOU (selon la classification des zones du vent en Algérie « RNV 2013 ») :

- Zone I  $q_{réf} = 37.5 \text{ daN/m}^2$  (RNV 2013, §2.3.1)
- Catégorie III (RNV 2013, §2.4.3)
  - ✓ Le facteur de terrain  $K_t = 0,215$
  - ✓ Le paramètre de rugosité  $Z_0 = 0.3 \text{ m}$
  - ✓ La hauteur minimal  $Z_{min} = 5 \text{ m}$
- Nature du site : Plat  $C_t = 1$  (RNV 99, §4.3.3 P.48)

### II.2.2. Coefficient de rugosité $C_r$ : (RNV 2013, §2.4.5)

On a la hauteur de la structure est :  $z = 14.80 \text{ m}$

D'ou :  $z_{min} \leq z \leq z_{max} = 200 \text{ m}$

$$C_r(z) = k_t \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right) \Rightarrow C_r(z) = 0.215 \times \ln\left(\frac{14.80}{0.3}\right) \Rightarrow C_r(z) = 0.838$$

### II.2.3. Coefficient d'exposition $C_e$ : (RNV 2013, §2.4.4)

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times \left[1 + \frac{7 \times k_t}{C_r(z) \times C_t(z)}\right] \Rightarrow C_e(z) = 1^2 \times 0.838^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0.215}{0.838 \times 1}\right]$$

$$C_e(z) = 1.9634$$

### II.2.4. La pression dynamique de pointe $q_p$ : (RNV 2013, §2.3)

$$q_p(z) = q_{ref} \times C_e(z) \Rightarrow q_p(z) = 37.5 \times 1.9634 \Rightarrow q_p(z) = 73.62 \text{ daN/m}^2$$

### II.2.5. Coefficient de pression intérieur $C_{pi}$ : (7.2.9 NF EN 1991-1-4)

Les valeurs recommandées lorsqu'on ne connaît pas la perméabilité des parois du bâtiment (note 2 paragraphe 7.2.9 NF EN 1991-1-4), sont les suivantes :

- Pression intérieure :  $C_{pi} = +0.2$
- Dépression intérieure :  $C_{pi} = -0.3$

II.2.6. Coefficient de pression extérieur  $C_{pe}$  : (RNV 2013, §5.1)

↗ Direction du vent  $\theta = 0^\circ$  ( parallèle au pignon) :

A- Parois Vertical :

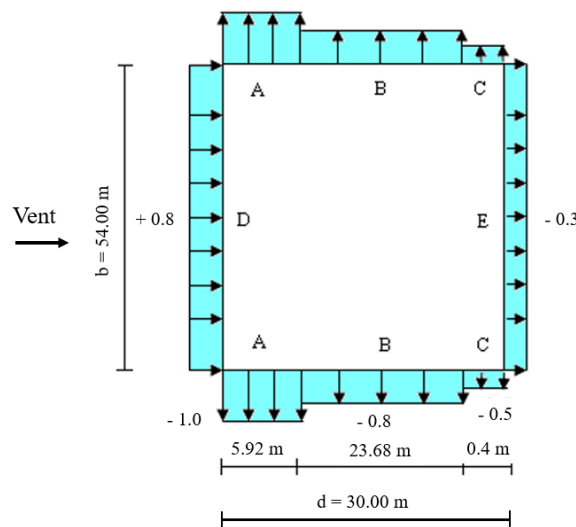
$$b = 54 \text{ m} , d = 30 \text{ m} \text{ et } h = 14.80 \text{ m}$$

$$\text{on a } e = \min \{b ; 2h\} = \min \{54 ; 2 \times 14.80\} \Rightarrow e = 29.60 \text{ m}$$

$$\text{Zone A : } e/5 = 29.6/5 = 5.92 \text{ m}$$

$$\text{Zone B : } 4e/5 = 4 \times 29.6/5 = 23.68 \text{ m}$$

$$\text{Zone C : } d - e = 30 - 29.6 = 0.4 \text{ m}$$



**Figure II.1.** Valeurs des coefficients de pressions extérieur  $C_{pe}$  (parois Verticales)  $\theta = 0^\circ$

B- Versants de toiture :

On a la pente du versant  $\alpha = 6.84^\circ$  donc  $5^\circ < \alpha < 15^\circ$

D'où il faut une interpolation linéaire pour  $\alpha = 6.84^\circ$

$$\text{On a : } f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1)-f(x_0)}{x_1-x_0} \times (x - x_0)$$

$$\text{La surface de la zone F est : } (e/10) \times (e/4) = (29.6/10) \times (29.6/4) = 21.904 \text{ m}^2$$

Les surfaces des Zones F, G, H, I et J dépassent  $10 \text{ m}^2$ , on utilise les valeurs de  $C_{pe 10}$

- Action ver le haut :

$$\text{Zone F : } C_{pe} = -1.7 + \frac{-0.9-(-1.7)}{15-5} \times (6.84 - 5) = -1.5528$$

$$\text{Zone G : } C_{pe} = -1.2 + \frac{-0.8-(-1.2)}{15-5} \times (6.84 - 5) = -1.1264$$

$$\text{Zone H : } C_{pe} = -0.6 + \frac{-0.3 - (-0.6)}{15-5} \times (6.84 - 5) = -0.5448$$

$$\text{Zone I : } C_{pe} = -0.6 + \frac{-0.4 - (-0.6)}{15-5} \times (6.84 - 5) = -0.5632$$

$$\text{Zone J : } C_{pe} = -0.6 + \frac{-1.0 - (-0.6)}{15-5} \times (6.84 - 5) = -0.6736$$

- Action ver le bas :

$$\text{Zone F, G et H : } C_{pe} = 0.0 + \frac{+0.2 - (0.0)}{15-5} \times (6.84 - 5) = 0.0368$$

$$\text{Zone J : } C_{pe} = +0.2 + \frac{+0.0 - (0.2)}{15-5} \times (6.84 - 5) = 0.1632$$

↗ Direction du vent  $\theta = 90^\circ$  (perpendiculaire au pignon) :

A- Parois Vertical :

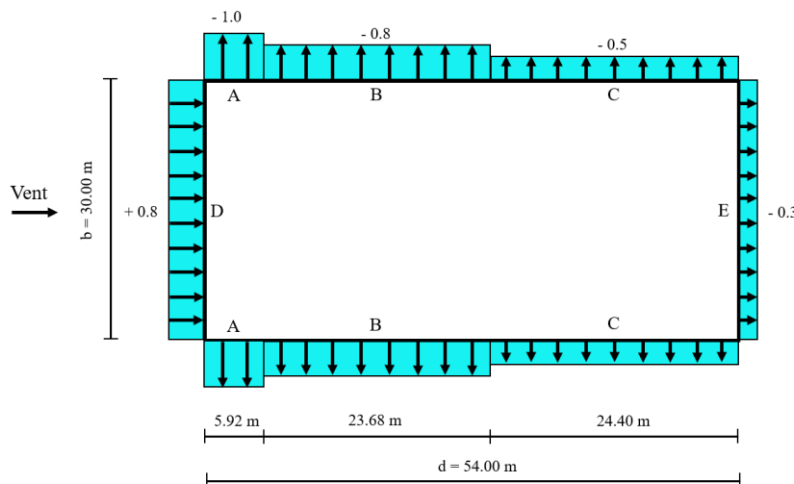
$$b = 30 \text{ m}, d = 54 \text{ m et } h = 14.80 \text{ m}$$

$$\text{on a } e = \min \{b ; 2h\} = \min \{30 ; 2 \times 14.80\} \Rightarrow e = 29.60 \text{ m}$$

$$\text{Zone A : } e/5 = 29.6/5 = 5.92 \text{ m}$$

$$\text{Zone B : } 4e/5 = 4 \times 29.6/5 = 23.68 \text{ m}$$

$$\text{Zone C : } d - e = 54 - 29.6 = 24.4 \text{ m}$$



**Figure II.2.** Valeurs des coefficients de pressions extérieur  $C_{pe}$  (parois Verticales)  $\theta = 90^\circ$

B- Versant de toiture :

On a la pente du versant  $\alpha = 6.84^\circ$  donc  $5^\circ < \alpha < 15^\circ$

D'où il faut une interpolation linéaire pour  $\alpha = 6.84^\circ$

$$\text{On a : } f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$$

La surface de la zone F est :  $(e/10) \times (e/4) = (29.6/10) \times (29.6/4) = 21.904 \text{ m}^2$

Les surfaces des Zones F, G, H, I et J dépassent 10 m<sup>2</sup>, on utilise les valeurs de C<sub>pe 10</sub>

- Action ver le haut :

$$\text{Zone F : } C_{pe} = -1.6 + \frac{-1.3 - (-1.6)}{15-5} \times (6.84 - 5) = -1.5448$$

$$\text{Zone G : } C_{pe} = -1.3 + \frac{-1.3 - (-1.3)}{15-5} \times (6.84 - 5) = -1.3$$

$$\text{Zone H : } C_{pe} = -0.7 + \frac{-0.6 - (-0.7)}{15-5} \times (6.84 - 5) = -0.6816$$

$$\text{Zone I : } C_{pe} = -0.6 + \frac{-0.5 - (-0.6)}{15-5} \times (6.84 - 5) = -0.5816$$

II.2.7. Pression aérodynamique du vent W(z) : (RNV 2013, §2.5)

$$W(z) = q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

↗ Direction du vent  $\theta = 0^\circ$  (parallèle au pignon) :

**Tableau II.1.** Pression aérodynamique du vent  $\theta = 0$

Pression intérieure de + 0.2					Dépression intérieure de - 0.3				
Parois Vertical									
Zone	$q_p(z)$ daN/m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(z)$ daN/m <sup>2</sup>	Zone	$q_p(z)$ daN/m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(z)$ daN/m <sup>2</sup>
D	73.62	+0.8	+ 0.2	44.172	D	73.62	+ 0.8	- 0.3	<b>80.982</b>
A	73.62	- 1	+ 0.2	- <b>88.344</b>	A	73.62	- 1	- 0.3	-51.534
B	73.62	- 0.8	+ 0.2	- 73.62	B	73.62	- 0.8	- 0.3	- 36.81
C	73.62	- 0.5	+ 0.2	- 51.534	C	73.62	- 0.5	- 0.3	- 14.724
E	73.62	- 0.3	+ 0.2	- 36.81	E	73.62	- 0.3	- 0.3	0
Versant de toiture									
F	73.62	- 1.5528	+ 0.2	- <b>129.04</b>	F	73.62	- 1.5528	- 0.3	- 92.23
		+ 0.0368		- 12.01			+ 0.0368		24.79
G	73.62	- 1.1264	+ 0.2	- 97.65	G	73.62	- 1.1264	- 0.3	- 60.84
		+ 0.0368		- 12.01			+ 0.0368		24.79
H	73.62	- 0.5448	+0.2	- 54.83	H	73.62	- 0.5448	- 0.3	- 18.02
		+ 0.0368		- 12.01			+ 0.0368		24.79
I	73.62	- 0.5632	+0.2	- 56.18	I	73.62	- 0.5632	- 0.3	- 19.37
		+ 0.0		- 14.724			+ 0.0		22.086
J	73.62	- 0.6736	+0.2	- 64.31	J	73.62	- 0.6736	- 0.3	- 27.50
		+ 0.1632		- 2.71			+ 0.1632		34.10

↗ Direction du vent  $\theta = 90^\circ$  (perpendiculaire au pignon) :

**Tableau II.2.** Pression aérodynamique du vent  $\theta = 90^\circ$

Pression intérieure de + 0.2					Dépression intérieure de - 0.3				
Parois Vertical									
Zone	$q_p(z)$ daN/m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(z)$ daN/m <sup>2</sup>	Zone	$q_p(z)$ daN/m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(z)$ daN/m <sup>2</sup>
D	73.62	+0.8	+ 0.2	44.172	D	73.62	+ 0.8	- 0.3	<b>80.982</b>
A	73.62	- 1	+ 0.2	- <b>88.344</b>	A	73.62	- 1	- 0.3	- 51.534
B	73.62	- 0.8	+ 0.2	- 73.62	B	73.62	- 0.8	- 0.3	- 36.81
C	73.62	- 0.5	+ 0.2	- 51.534	C	73.62	- 0.5	- 0.3	- 14.724
E	73.62	- 0.3	+ 0.2	- 36.81	E	73.62	- 0.3	- 0.3	0
Versant de toiture									
F	73.62	- 1.5448	+ 0.2	- <b>128.45</b>	F	73.62	- 1.5448	- 0.3	- 91.64
G	73.62	- 1.3	+ 0.2	- 110.43	G	73.62	- 1.3	- 0.3	- 73.62
H	73.62	- 0.6816	+0.2	- 64.90	H	73.62	- 0.6816	- 0.3	- 28.09
I	73.62	- 0.5816	+0.2	- 57.54	I	73.62	- 0.5816	- 0.3	- 20.73

II.2.8. Calcul de la force de frottement  $F_{fr}$  : (RNV 2013, §2.6.3)

La surface de la face perpendiculaire au vent  $S3 = (30 \times 13) + \left(\frac{30 \times 1.8}{2}\right) = 417 m^2 \Rightarrow$   
 $4 S3 = 4 \times 417 = 1668 m^2$

La surface du long pont  $S2 = 13 \times 54 = 702 m^2$

La surface du versant  $S1 = 15 / \cos(6.84^\circ) \times 54 = 815.80 m^2$

On a :  $S1 + S2 = 1517 m^2 < 4 S3$  donc La force de frottement est négligeable

D'où :  $F_{fr} = 0$

II.2.9. Action d'ensemble : (RNV 2013, §2.6)

La force résultante  $F_w$  est donne par :

$$F_w = \sum W(z) \times A_{ref} + \sum F_{fr}$$

↗ Direction du vent ( $\theta = 0^\circ$ ) :

- Calcul des surfaces tributaires de chaque zone des parois vertical

Zone D :  $S_D = 13 \times 54 = 702 \text{ m}^2$

Zone E :  $S_E = 13 \times 54 = 702 \text{ m}^2$

- Calcul des surfaces tributaires de chaque zone de versant de toiture (Projection horizontale)

Zone F<sub>1</sub> :  $S_{F_1} = (e/10) \times (e/4) = \frac{29.6}{10} \times \frac{29.6}{4} = 21.904 \text{ m}^2$

Zone F<sub>2</sub> :  $S_{F_2} = (e/10) \times (e/4) = \frac{29.6}{10} \times \frac{29.6}{4} = 21.904 \text{ m}^2$

Zone G :  $S_G = [b - (2e/4)] \times (e/10) = [54 - (\frac{2 \times 29.6}{4})] \times \frac{29.6}{10} = 116.032 \text{ m}^2$

Zone H :  $S_H = [(d/2) - (e/10)] \times b = [\frac{30}{2} - \frac{29.6}{10}] \times 54 = 650.16 \text{ m}^2$

Zone I :  $S_I = [(d/2) - (e/10)] \times b = [\frac{30}{2} - \frac{29.6}{10}] \times 54 = 650.16 \text{ m}^2$

Zone J :  $S_J = (e/10) \times b = (29.6/10) \times 54 = 159.84 \text{ m}^2$

**Tableau II.3.** Valeurs des forces horizontales et verticales (direction du vent  $\theta = 0^\circ$  avec pression intérieure de + 0.2

Zone	Composante horizontale $F_{wx}$ (daN)	Composante verticale $F_{wz}$ (daN)
D	$44.172 \times 702 = 31\ 008.74 \rightarrow$	0
E	$36.81 \times 702 = 25\ 840.62 \rightarrow$	0
F <sub>1</sub>	$129.04 \times 21.904 \times \tan(6.84) = 339.04 \leftarrow$	$129.04 \times 21.904 = 2\ 826.49 \uparrow$
F <sub>2</sub>	$129.04 \times 21.904 \times \tan(6.84) = 339.04 \leftarrow$	$129.04 \times 21.904 = 2\ 826.49 \uparrow$
G	$97.65 \times 116.032 \times \tan(6.84) = 1\ 359.10 \leftarrow$	$97.65 \times 116.032 = 11\ 330.52 \uparrow$
H	$54.83 \times 650.16 \times \tan(6.84) = 4\ 276.04 \leftarrow$	$54.83 \times 650.16 = 35\ 648.27 \uparrow$
I	$56.18 \times 650.16 \times \tan(6.84) = 4\ 381.32 \rightarrow$	$56.18 \times 650.16 = 36\ 525.98 \uparrow$
J	$64.31 \times 159.84 \times \tan(6.84) = 1\ 233.01 \rightarrow$	$64.31 \times 159.84 = 10\ 279.31 \uparrow$
<b>Total</b>	<b><math>F_{wx} = 56\ 150.47 \rightarrow</math></b>	<b><math>F_{wz} = 99\ 437.06 \uparrow</math></b>

**Tableau II.4.** Valeurs des forces horizontales et verticales (direction du vent  $\theta = 0^\circ$  avec pression intérieure de  $-0.3$ )

Zone	Composante horizontale $F_{wx}$ (daN)	Composante verticale $F_{wz}$ (daN)
D	$80.982 \times 702 = 56\,849.36 \rightarrow$	0
E	0.0 $\rightarrow$	0
F <sub>1</sub>	$92.23 \times 21.904 \times \tan(6.84) = 242.32 \leftarrow$	$92.23 \times 21.904 = 2\,020.20 \uparrow$
F <sub>2</sub>	$92.23 \times 21.904 \times \tan(6.84) = 242.32 \leftarrow$	$92.23 \times 21.904 = 2\,020.20 \uparrow$
G	$60.84 \times 116.032 \times \tan(6.84) = 846.78 \leftarrow$	$60.84 \times 116.032 = 7\,059.38 \uparrow$
H	$18.02 \times 650.16 \times \tan(6.84) = 1\,405.33 \leftarrow$	$18.02 \times 650.16 = 11\,715.88 \uparrow$
I	$19.37 \times 650.16 \times \tan(6.84) = 1\,510.61 \rightarrow$	$19.37 \times 650.16 = 12\,593.60 \uparrow$
J	$27.50 \times 159.84 \times \tan(6.84) = 527.25 \rightarrow$	$27.50 \times 159.84 = 4\,395.6 \uparrow$
<b>Total</b>	<b><math>F_{wx} = 56\,150.47 \rightarrow</math></b>	<b><math>F_{wz} = 39\,804.86 \uparrow</math></b>

↗ Direction du vent ( $\theta = 90^\circ$ ) :

Calcul des surfaces tributaires de chaque zone des parois vertical

$$\text{Zone D : } S_D = (13 \times 30) + \left(\frac{30 \times 1.8}{2}\right) = 417 \text{ m}^2$$

$$\text{Zone E : } S_E = (13 \times 30) + \left(\frac{30 \times 1.8}{2}\right) = 417 \text{ m}^2$$

Calcul des surfaces tributaires de chaque zone de versant de toiture (Projection horizontale)

$$\text{Zone F}_1 : S_{F1} = (e/10) \times (e/4) = \frac{29.6}{10} \times \frac{29.6}{4} = 21.904 \text{ m}^2$$

$$\text{Zone F}_2 : S_{F2} = (e/10) \times (e/4) = \frac{29.6}{10} \times \frac{29.6}{4} = 21.904 \text{ m}^2$$

$$\text{Zone G : } S_G = [b - (2e/4)] \times (e/10) = [30 - \left(\frac{2 \times 29.6}{4}\right)] \times \frac{29.6}{10} = 44.992 \text{ m}^2$$

$$\text{Zone H : } S_H = [(e/2) - (e/10)] \times b = \left[\frac{29.6}{2} - \frac{29.6}{10}\right] \times 30 = 355.2 \text{ m}^2$$

$$\text{Zone I : } S_I = [d - (e/2)] \times b = \left[54 - \frac{29.6}{2}\right] \times 30 = 1\,176 \text{ m}^2$$

**Tableau II.5.** Valeurs des forces horizontales et verticales (direction du vent  $\theta = 90^\circ$  avec pression intérieure de + 0.2

Zone	Composante horizontale $F_{wy}$ (daN)	Composante verticale $F_{wz}$ (daN)
D	$44.172 \times 417 = 18\,419.73 \rightarrow$	0
E	$36.81 \times 417 = 15\,349.77 \rightarrow$	0
F <sub>1</sub>	0	$128.45 \times 21.904 = 2\,813.56 \uparrow$
F <sub>2</sub>	0	$128.45 \times 21.904 = 2\,813.56 \uparrow$
G	0	$110.43 \times 44.992 = 4\,968.46 \uparrow$
H	0	$64.90 \times 355.2 = 23\,052.48 \uparrow$
I	0	$57.54 \times 1176 = 67\,667.04 \uparrow$
F <sub>fr</sub>	0	0
<b>Total</b>	<b><math>F_{wy} = 33\,769.50 \rightarrow</math></b>	<b><math>F_{wz} = 101\,315.1 \uparrow</math></b>

**Tableau II.6.** Valeurs des forces horizontales et verticales (direction du vent  $\theta = 90^\circ$  avec pression intérieure de - 0.3

Zone	Composante horizontale $F_{wy}$ (daN)	Composante verticale $F_{wz}$ (daN)
D	$80.982 \times 417 = 33\,769.50 \rightarrow$	0
E	0	0
F <sub>1</sub>	0	$91.64 \times 21.904 = 2\,007.28 \uparrow$
F <sub>2</sub>	0	$91.64 \times 21.904 = 2\,007.28 \uparrow$
G	0	$73.62 \times 44.992 = 3\,312.31 \uparrow$
H	0	$28.09 \times 355.2 = 9\,977.56 \uparrow$
I	0	$20.73 \times 1176 = 24\,378.48 \uparrow$
F <sub>fr</sub>	0	0
<b>Total</b>	<b><math>F_{wy} = 33\,769.50 \rightarrow</math></b>	<b><math>F_{wz} = 41\,682.91 \uparrow</math></b>

**Tableau II.7.** Valeurs des forces les plus défavorables et coordonnées des points d'application  
(vent  $\theta = 0^\circ$ )

Zone	Composante horizontale $F_{wx}$ (daN)	Composante verticale $F_{wz}$ (daN)	Coordonnées du point d'application	
			X (m)	Z (m)
D	31 008.74 →	0	0	6.95
E	25 840.62 →	0	30	6.95
F <sub>1</sub>	339.04 ←	2 826.49 ↑	1.48	13.177
F <sub>2</sub>	339.04 ←	2 826.49 ↑	1.48	13.177
G	1 359.10 ←	11 330.52 ↑	1.48	13.177
H	4 276.04 ←	35 648.27 ↑	8.98	14.077
I	4 381.32 →	36 525.98 ↑	16.48	14.62
J	1 233.01 →	10 279.31 ↑	23.98	13.72
<b>F<sub>wx</sub></b>	<b>56 150.47 →</b>			<b>6.92</b>
<b>F<sub>wz</sub></b>		<b>99 437.06 ↑</b>	<b>12</b>	

- Coordonnées du point d'application de la résultante :

$$Z_{F_{wx}} = \frac{\sum F_{wx i} \cdot Z_i}{\sum F_{wx i}}$$

$$= \frac{31\,008.74 \times 6.95 + 25\,840 \times 6.95 - 339.04 \times 13.177 \times 2 - 1\,359.10 \times 13.177 - 4\,276.04 \times 14.077 + 4\,381.32 \times 14.62 + 1\,233.01 \times 13.72}{56\,150.47}$$

$$Z_{F_{wx}} = 6.92 \text{ m}$$

$$X_{F_{wz}} = \frac{\sum F_{wz i} \cdot X_i}{\sum F_{wz i}}$$

$$= \frac{2\,826.49 \times 1.48 \times 2 + 11\,330.52 \times 1.48 + 35\,648.27 \times 8.98 + 36\,525.98 \times 16.48 + 10\,279.31 \times 23.98}{99\,437.06}$$

$$X_{F_{wz}} = 12 \text{ m}$$

II.2.10. Calcul de la stabilité d'ensemble :

Le poids approximatif par m<sup>2</sup> de la surface en plan de la structure donné par l'EUROCODE est de :  $W = 50 \text{ daN/m}^2$

$$\text{Donc : } W = 50 \times (b \times d) = 50 \times (30 \times 54) \Rightarrow W = 81000 \text{ daN}$$

↗ Vérification de la stabilité transversale direction du vent ( $\theta = 0^\circ$ ) :

- Calcul du moment de renversement :

$$M_r = F_{wx} \times Z_{F_{wx}} + F_{wz} \times (d - X_{F_{wz}}) = 56150.47 \times 6.92 + 99437.06 \times (30 - 12)$$

$$M_r = 2\,178\,428 \text{ daN.m}$$

- Calcul du moment stabilisant :

$$M_s = W \times \left(\frac{d}{2}\right) = 81000 \times \frac{30}{2} \Rightarrow M_s = 1\,215\,000 \text{ daN.m}$$

On a :  $M_r > M_s$

Donc : La stabilité transversale n'est pas vérifiée

↗ Vérification de la stabilité longitudinale direction du vent ( $\theta = 90^\circ$ ) :

La position du centre de gravité du pignon :

$$Z_G = \frac{13 \times 30 \times \frac{13}{2} + \frac{30 \times 1.8}{2} \times (13 + \frac{1.8}{2})}{13 \times 30 + \frac{30 \times 1.8}{2}} \Rightarrow Z_G = 6.98 \text{ m}$$

- Calcul du moment de renversement :

$$M_r = F_{wy} \times Z_G + F_{wz} \times \frac{d}{2} = 33\,769.50 \times 6.98 + 101\,315.1 \times \frac{54}{2}$$

$$M_r = 2\,971\,218.81 \text{ daN.m}$$

- Calcul du moment stabilisant :

$$M_s = W \times \left(\frac{d}{2}\right) = 81000 \times \frac{54}{2} \Rightarrow M_s = 2\,187\,000 \text{ daN.m}$$

On a :  $M_r > M_s$

Donc : La stabilité longitudinale n'est pas vérifiée

### II.3. Action de Neige :

#### II.3.1. Charge de neige sur le sol : (RNV 2013, §4)

On a : La zone de neige : Zone A (annexe 1 Zone de neige, RNV 2013)

L'altitude :  $H = 1000 \text{ m}$

$$S_k = \frac{0.07 H + 15}{100} = \frac{0.07 \times 1000 + 15}{100} \Rightarrow S_k = 0.85 \text{ KN/m}^2 = 85 \text{ daN/m}^2$$

#### II.3.2. Charge de neige sur la toiture : (RNV 2013, §3.1)

On a une toiture a deux versant égaux avec une pente de  $0^\circ < \alpha = 6.84^\circ < 30^\circ$

---

Donc  $\mu_1 = 0.8$  (Tableau 2, RNV 2013, §6.2.2)

$$\text{D'où : } S = S_k \times \mu_1 = 85 \times 0.8 \quad \Rightarrow \quad S = 68 \text{ daN/m}^2$$

#### II.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons utilisés les principes généraux et procédures ainsi que les hypothèses de calculs pour déterminer les surcharges climatiques agissantes sur la structure étudiée.

Les actions du vent et de neige seront ensuite combinées avec les charges permanentes pour dimensionner les différentes éléments (secondaires et principaux) de notre structure.

**Chapitre III :**  
**Dimensionnement**  
**Des éléments secondaires**

### III.1. Introduction :

Dans ce présent chapitre on tient à définir et à dimensionner les profilés nécessaires des éléments secondaires pour assurer leurs résistances sous les charges qui leurs sont appliquées en suivant les formule de l’Eurocode 3.

### III.2. Choix des Panneaux couverture :

#### III.2.1. Panneau de couverture de toiture :

Pour choisir un panneau de couverture pour notre toiture selon la fiche technique du « **LOTUS METAL** Algérie » panneaux sandwich en polyuréthane de la figure III.1, nous avons opté pour un panneau sandwich ondulé (Fig. III.2) de type **TL 70**, d’épaisseur **70 mm**, de tôle **0.5/0.5 mm** et d’un poids propre de **10.67 kg/m<sup>2</sup>**



The image shows a screenshot of a technical data table from the Lotus Metal website. The table is titled 'DONNEES TECHNIQUES' and lists various technical specifications for different types of sandwich panels (TL 70, TL 75, TL 80, TL 90, TL 100). The columns include Type, Width (mm), Length (mm), Thickness (mm), Weight (kg/m²), Thermal Resistance (R in m².K/W), Thermal Transmission (UP in W/m².K), and Spacing (mm). The table is organized with a header row for 'EPAISSEUR' and 'POIDS DU PANNEAU kg/m²', and sub-headers for 'EPAISSEUR TÔLE mm' and 'RÉSISTANCE THERMIQUE R en m².K/W'.

TYPES	LARGEUR mm	LONGUEUR mm	EPAISSEUR		POIDS DU PANNEAU kg/m²			RÉSISTANCE THERMIQUE R en m².K/W	TRANSMISSION THERMIQUE UP en W/m².K	DISTANCE ENTRE PANNE en mm
			EP	D	07/05	05/05	045/045			
TL 70	1000	1000 à 16000	70	30	12.63	10.67	09.74	1.36	0.74	1500 à 2200
TL 75	1000	1000 à 16000	75	35	12.85	10.87	09.94	1.59	0.62	1500 à 2200
TL 80	1000	1000 à 16000	80	40	13.05	11.07	10.14	1.81	0.55	1500 à 2200
TL 90	1000	1000 à 16000	90	50	13.43	11.47	10.54	2.27	0.44	1500 à 2200
TL 100	1000	1000 à 16000	100	60	13.83	11.87	10.94	2.72	0.37	1500 à 2200

Figure III.1. Fiche Technique des panneaux sandwich de la toiture

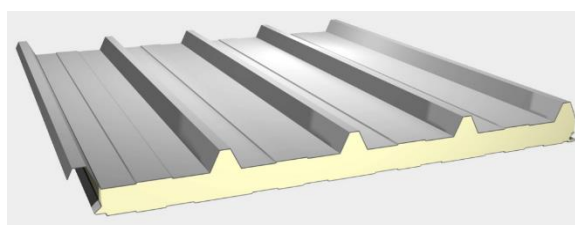


Figure III.2. Coupe transversale du panneau de couverture de la toiture

#### III.2.2. Bardage pour les parois verticales :

Suivant la fiche technique du « **LOTUS METAL** Algérie » panneaux sandwich en polyuréthane pour Bardage à fixation cachée Figure III.3.

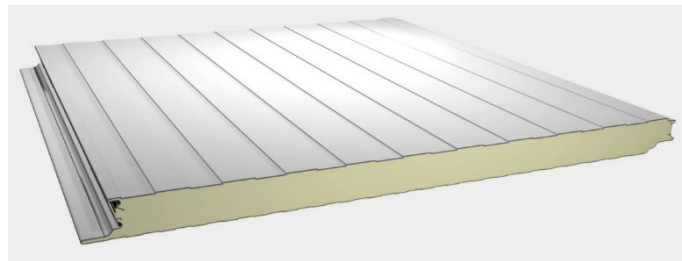
On a choisi un panneau pour Bardage (Fig. III.4) de type **LL 45**, d’épaisseur de **45 mm**, de tôle **0.5/0.5 mm** et d’un poids propre de **10.78 kg/m<sup>2</sup>**



**DONNEES TECHNIQUES**

TYPES	LARGEUR mm	LONGUEUR mm	EPAISSEUR	POIDS DU PANNEAU kg/m <sup>2</sup>		RÉSISTANCE THERMIQUE R en m <sup>2</sup> .K/W	TRANSMISSION THERMIQUE UP en W/m <sup>2</sup> .K
				EPAISSEUR TÔLE mm			
				0,5 / 0,5	0,45 / 0,45		
LL 45	1000	1000 à 16000	45	10.78	9.88	2.08	0.48
LL 50	1000	1000 à 16000	50	10.98	10.08	2.27	0.44
LL 60	1000	1000 à 16000	60	11.38	10.48	2.70	0.37
LL 75	1000	1000 à 16000	75	11.98	11.08	3.44	0.29
LL 80	1000	1000 à 16000	80	12.18	11.28	3.70	0.27
LL 100	1000	1000 à 16000	100	12.98	12.08	4.54	0.22

**Figure III.3.** Fiche Technique du Bardage à fixation cachée



**Figure III.4.** Coupe transversale du Bardage à fixation cachée

III.3. Calcul des Pannes :

III.3.1. 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 jouer le rôle d’un montant de la poutre au vent et aussi à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse.

III.3.2. Calcul structural :

Le dimensionnement de la panne intermédiaire la plus chargée se trouve dans la zone F.

III.3.2.1. Évaluation des charges et surcharges :

- Le poids propre estimé de la panne :  $G_{panne} = 12 \text{ daN/ml}$  [3]
- La pente du versant :  $\alpha = 6.84^\circ$
- L’entre axe des pannes suivant rampant :  $e = \frac{1.875}{\cos \alpha} = \frac{1.875}{\cos 6.84} = 1.888 \text{ m}$
- Poids propre du panneau sandwich :  $10.67 \text{ daN/m}^2$
- Accessoire de pose :  $5 \text{ daN/m}^2$
- Surcharge de neige :  $N = 68 \text{ daN/m}^2$  (Selon le chapitre 2 ; action de neige)

- Surcharge du vent :  $V = -129.04 \text{ daN/m}^2$  (Chapitre 2 pression aérodynamique du vent  $\theta = 0$  zone F)

A. Charge Permanente (G) :

$$G = (10.67 + 5) \times 1.888 + 12 = 41.58 \text{ daN/ml}$$

B. Surcharge d'entretien (E) :

D'après les Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les couvertures dont la pente du versant est inférieure à  $30^\circ$  (Tableau III.1) on prend comme charge d'entretien une charge minimale suivante:

$$E = 0.6 \text{ kN/m}^2 = 60 \text{ daN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad E = 60 \times 1.888 = 113.28 \text{ daN/ml}$$

**Tableau III.1.** Valeur des charges d'entretiens

Roof slope, $\alpha$ degrees	$q_k$ (KN / m <sup>2</sup> )
$\alpha < 30^\circ$	0,6
$30^\circ \leq \alpha < 60$	$0,6[(60 - \alpha) / 30]$
$\alpha \geq 60$	0

C. Surcharge climatique :

- Neige (N) :

$$N = 68 \times 1.888 = 128.384 \text{ daN/ml}$$

- Vent (V)

$$V = 129.04 \times 1.888 = 243.63 \text{ daN/ml}$$

**Remarque :** d'après le nouveau règlement (DTR) la surcharge d'entretien **E** ne se combine pas avec les surcharge climatique (neige **N** et vent **V**).

➤ Action vers le bas à l'ELS ↓ :

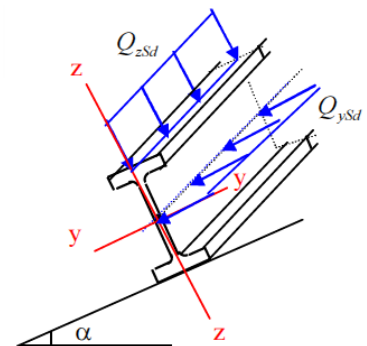
$$Q_{sd1} = G + E = 41.58 + 113.28 = 154.86 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 41.58 + 128.384 = 169.964 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \max [Q_{sd1} ; Q_{sd2}] = \max [154.86 ; 169.964] = 169.964 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 169.964 \times \cos(6.84) = 168.75 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 169.964 \times \sin(6.84) = 20.24 \text{ daN/ml}$$



➤ Action vers le haut à l'ELS ↑ :

$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - V = 41.58 \times \cos(6.84) - 243.63 = -202.34 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = G \times \sin(\alpha) = 41.58 \times \sin(6.84) = 4.95 \text{ daN/ml}$$

III.3.2.2. Prédimensionnement :

↗ Flèche Verticale :

On a :  $f_z \leq f_{ad}$     Et :  $f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$

Et :  $f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times I_y}$

Donc :  $I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times f_{ad}} \Rightarrow I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{202.34 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 3} \Rightarrow I_y \geq 541.98 \text{ cm}^4$

↗ Flèche Latérale :

On a :  $f_y \leq f_{ad}$     Et :  $f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1.5 \text{ cm}$

Et :  $f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^4}{E \times I_z}$

Donc :  $I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^4}{E \times f_{ad}} \Rightarrow I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{20.24 \times 10^{-2} \times 300^4}{2.1 \times 10^6 \times 1.5} \Rightarrow I_z \geq 2.778 \text{ cm}^4$

On a :  $I_y \geq 541.98 \text{ cm}^4$

Donc on opte pour l’**IPE 160**

**Tableau III.2.** Les caractéristiques du profilé IPE 160 (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1)

G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	A <sub>vz</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>vy</sub> (mm <sup>2</sup> )
15.8	160	82	127.2	5	7.4	20.1 × 10 <sup>2</sup>	9.66 × 10 <sup>2</sup>	10.44 × 10 <sup>2</sup>
I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (mm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (mm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>w</sub> (mm <sup>6</sup> )	r (mm)
869 × 10 <sup>4</sup>	68.3 × 10 <sup>4</sup>	124 × 10 <sup>3</sup>	26.1 × 10 <sup>3</sup>	6.58 × 10	1.84 × 10	3.60 × 10 <sup>4</sup>	3.96 × 10 <sup>9</sup>	9

III.3.2.3. Classe de la section : (Annexe 3)

- La classe de la semelle (semelle comprimé) :

$$\frac{C}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(82 - 5 - 2 \times 9)/2}{7.4} = 3.986$$

On a l'acier S 235 donc :  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

D'où :  $\frac{C}{t_f} < 9\varepsilon$  Donc la semelle est de classe 1

- La classe de l'âme

$$\frac{C}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44$$

D'où :  $\frac{C}{t_w} < 72 \varepsilon = 72$  Donc l'âme est de classe 1

Donc la panne en IPE 160 est de classe 1

### III.3.2.4. Vérification à l'ELU :

↗ Évaluation des charges et surcharge :

On a le poids propre de la panne **IPE 160** est  $G_{IPE 160} = 15.8 \text{ daN/ml}$

Donc :  $G = (10.67 + 5) \times 1.888 + 15.8 = 45.38 \text{ daN/ml}$

- Action vers le bas à l'ELU ↓ :

$$Q_{sd1} = 1.35 G + 1.5 E = 1.35 \times 45.38 + 1.5 \times 113.28 = 231.183 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd2} = 1.35 G + 1.5 N = 1.35 \times 45.38 + 1.5 \times 128.384 = 253.839 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \max [Q_{sd1} ; Q_{sd2}] = \max [231.183 ; 253.839] = 253.839 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 253.839 \times \cos(6.84) = 252.03 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 253.839 \times \sin(6.84) = 30.23 \text{ daN/ml}$$

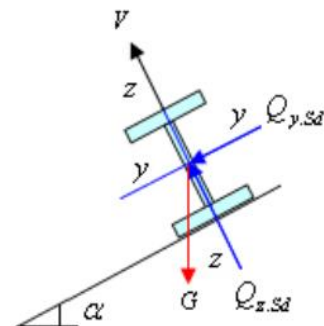
- Action vers le haut à l'ELU ↑ :

$$\begin{aligned} Q_{z,sd} &= G \times \cos(\alpha) - 1.5 V \\ &= 45.38 \times \cos(6.84) - 1.5 \times 243.63 \end{aligned}$$

$$Q_{z,sd} = -320.38 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = 1.35 G \times \sin(\alpha) = 1.35 \times 45.38 \times \sin(6.84)$$

$$Q_{y,sd} = 7.29 \text{ daN/ml}$$



➤ Action vers le bas à l'ELS ↓ :

$$Q_{sd1} = G + E = 45.38 + 113.28 = 158.66 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 45.38 + 128.384 = 173.764 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \max [Q_{sd1}; Q_{sd2}] = \max [158.66; 173.764] = 173.764 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 173.764 \times \cos(6.84) = 172.527 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 173.764 \times \sin(6.84) = 20.68 \text{ daN/ml}$$

➤ Action vers le haut à l'ELS ↑ :

$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - V = 45.38 \times \cos(6.84) - 243.63 = -198.57 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = G \times \sin(\alpha) = 45.38 \times \sin(6.84) = 5.40 \text{ daN/ml}$$

↗ Vérification de la résistance :

On a la longueur de la panne est :  $l = \frac{54}{9} \Rightarrow l = 6 \text{ m}$

• Calcul du moment sollicitant sous l'action vers le bas :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{y,sd} = \frac{252.03 \times 6^2}{8} \Rightarrow M_{y,sd} = 1134.135 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^2}{8} \Rightarrow M_{z,sd} = \frac{30.23 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} \Rightarrow M_{z,sd} = 34 \text{ daN.m}$$

• Calcul du moment sollicitant sous l'action vers le haut :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{y,sd} = \frac{320.38 \times 6^2}{8} \Rightarrow M_{y,sd} = 1441.71 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{z,sd} = \frac{7.29 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} \Rightarrow M_{z,sd} = 8.20 \text{ daN.m}$$

• Calcul de moment résistant :

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow M_{pl.y.Rd} = \frac{124 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow$$

$$M_{pl.y.Rd} = 2649.09 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.z.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow M_{pl.z.Rd} = \frac{26.1 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow$$

$$M_{pl.z.Rd} = 557.59 \text{ daN.m}$$

↗ Vérification à la flexion déviée :

On a une section en I et l'effort normal  $N = 0 \rightarrow$  donc  $\alpha = 2$  et  $\beta = 1$

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}}\right)^\beta \quad [\text{Formule 5.35 page 68 ; CCM97}]$$

➤ Sous l'action ver le bas :

$$= \left(\frac{1134.135}{2649.09}\right)^2 + \left(\frac{34}{557.59}\right)^1 = 0.244 < 1$$

➤ Sous l'action ver le haut :

$$= \left(\frac{1441.71}{2649.09}\right)^2 + \left(\frac{8.20}{557.59}\right)^1 = 0.31 < 1$$

D'où :

La panne est vérifiée à la flexion déviée.

↗ Vérification au cisaillement :

- Calcul de l'effort tranchant sollicitant :

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} \Rightarrow V_{z.sd} = \frac{320.38 \times 6}{2} \Rightarrow V_{z.sd} = 961.14 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = \frac{0.625 \times Q_{y.sd} \times l}{2} \Rightarrow V_{y.sd} = \frac{0.625 \times 30.23 \times 6}{2}$$

$$\Rightarrow V_{y.sd} = 56.68 \text{ daN}$$

- Calcul de l'effort tranchant résistant :

$$V_{pl.z.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \Rightarrow V_{pl.z.Rd} = \frac{9.66 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1}$$

$$V_{pl.z.Rd} = 11914.93 \text{ daN}$$

$$V_{pl.y.Rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \Rightarrow V_{pl.y.Rd} = \frac{(20.1 - 9.66) \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1}$$

$$V_{pl.y.Rd} = 12877.01 \text{ daN}$$

- Vérification de l'interaction du moment vis-à-vis de l'effort tranchant

$$0.5 \times V_{pl.y.Rd} = 0.5 \times 2649.09 = 1324.545$$

$$0.5 \times V_{pl.z.Rd} = 0.5 \times 11914.93 = 5957.465$$

On a

$$V_{y.sd} < 0.5 \times V_{pl.y.Rd} \quad \text{et} \quad V_{z.sd} < 0.5 \times V_{pl.z.Rd}$$

Donc : Il n'y a pas d'interaction du moment de résistance plastique vis-à-vis de l'effort tranchant.

On a :

$$V_{z.sd} < V_{pl.z.Rd} \quad \text{et} \quad V_{y.sd} < V_{pl.y.Rd}$$

D'où : La panne est vérifiée au cisaillement.

⇨ Vérification à l'instabilité (diversement) :

La semelle supérieure de la panne n'est pas susceptible de déverser sous l'action des charges gravitaires vue qu'elle est fixée à la couverture sur toute sa longueur. La semelle inférieure par contre risque de déverser sous l'action du vent de soulèvement du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur.

- Calcul du moment sollicitant (sous l'action du vent soulèvement)

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{y.sd} = \frac{320.38 \times 6^2}{8} \Rightarrow M_{y.sd} = 1441.71 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} \Rightarrow M_{z.sd} = \frac{7.29 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} \Rightarrow M_{z.sd} = 8.20 \text{ daN.m}$$

- Calcul du moment critique de déversement élastique :

Afin de simplifier les calculs, on suppose que la charge est appliquée au centre de gravité de la section et uniformément répartie le long de l'élément.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \Rightarrow$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 68.3}{600^2} \sqrt{\frac{3960}{68.3} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 3.6}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 68.3}}$$

$$M_{cr} = 1251.42 \text{ kN.cm} = 1251.42 \text{ daN.m}$$

- Calcul de l'élanement réduit :

On a une section de classe 1 donc on utilise  $W_{pl.y}$ .

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl.y} f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{124 \times 23.5}{1251.42}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1.53$$

Et aussi :  $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$  Section de classe 1 et 2

On a  $\lambda_1 = 93.9 \varepsilon$  et  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$  donc  $\lambda_1 = 1$

Et :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{i_z}}{c_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l}{h} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{600}{1.84}}{1.132^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{600}{1.84}}{\frac{16}{0.74}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 163.41$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{163.41}{93.9} = 1.74 \text{ (Plus défavorable)}$$

On a  $h/b = 160/82 = 1.95 < 2$  (Tableau 2, annexe 1)

Donc courbe de flambement « a »

D'après le tableau de  $\chi_{LT}$  (Annexe 2), on prend  $\chi_{LT} = 0.2872$

- Calcul du moment résistant au déversement :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd} \Rightarrow M_{b,Rd} = 0.2872 \times 2649.09 \Rightarrow$$

$$M_{b,Rd} = 760.81 \text{ daN.m}$$

Vérification du déversement sous flexion déviée :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} = \frac{1441.71}{760.81} + \frac{8.20}{557.59} = 1.909 > 1$$

Donc :

La panne IPE 160 n'est pas vérifiée vis-à-vis du déversement

- ✚ Donc il faut redimensionner la section de la panne

On prend **IPE 200**

**Tableau III.3.** Les caractéristiques du profilé IPE 200 (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1)

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	A <sub>vz</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>vy</sub> (mm <sup>2</sup> )
22.4	200	100	159	5.6	8.5	28.5 × 10 <sup>2</sup>	14 × 10 <sup>2</sup>	14.5 × 10 <sup>2</sup>
I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (mm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (mm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>w</sub> (mm <sup>6</sup> )	r (mm)
1943 × 10 <sup>4</sup>	142 × 10 <sup>4</sup>	221 × 10 <sup>3</sup>	44.6 × 10 <sup>3</sup>	8.26 × 10	2.24 × 10	6.98 × 10 <sup>4</sup>	13 × 10 <sup>9</sup>	12

On a le poids propre de la panne **IPE 200** est  $G_{IPE\ 200} = 22.4\ daN/ml$

Donc :  $G = (10.67 + 5) \times 1.888 + 22.4 = 52\ daN/ml$

➤ Action vers le bas à l'ELU ↓ :

$$Q_{sd\ 1} = 1.35 G + 1.5 E = 1.35 \times 52 + 1.5 \times 113.28 = 240.12\ daN/ml.$$

$$Q_{sd\ 2} = 1.35 G + 1.5 N = 1.35 \times 52 + 1.5 \times 128.384 = 262.776\ daN/ml.$$

$$Q_{sd} = \max [Q_{sd\ 1}; Q_{sd\ 2}] = \max [240.12; 262.776] = 262.776\ daN/ml.$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 262.776 \times \cos(6.84) = 260.90\ daN/ml$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 300.46 \times \sin(6.84) = 31.29\ daN/ml$$

➤ Action vers le haut à l'ELU ↑ :

$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5 V = 52 \times \cos(6.84) - 1.5 \times 243.63 = -313.81\ daN/ml$$

$$Q_{y,sd} = 1.35 G \times \sin(\alpha) = 1.35 \times 52 \times \sin(6.84) = 8.36\ daN/ml$$

➤ Action vers le bas à l'ELS ↓ :

$$Q_{sd\ 1} = G + E = 52 + 113.28 = 165.28\ daN/ml.$$

$$Q_{sd\ 2} = G + N = 52 + 128.384 = 180.384\ daN/ml.$$

$$Q_{sd} = \max [Q_{sd\ 1}; Q_{sd\ 2}] = \max [165.28; 180.384] = 180.384\ daN/ml.$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 180.384 \times \cos(6.84) = 179.10\ daN/ml$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 206.26 \times \sin(6.84) = 21.48\ daN/ml$$

➤ Action vers le haut à l'ELS ↑ :

$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - V = 52 \times \cos(6.84) - 243.63 = -192\ daN/ml$$

$$Q_{y,sd} = G \times \sin(\alpha) = 52 \times \sin(6.84) = 6.193\ daN/ml$$

• Calcul moment sollicitant (sous le vent soulèvement) :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{y,sd} = \frac{313.815 \times 6^2}{8} \Rightarrow M_{y,sd} = 1412.16\ daN.m$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} \Rightarrow M_{z,sd} = \frac{8.36 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} \Rightarrow M_{z,sd} = 9.405\ daN.m$$

• Classe de la section : (Annexe 3)

✓ La classe de la semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(100 - 5.6 - 2 \times 12)/2}{8.5} = 4.14$$

On a l'acier S 235 donc :  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

D'où :  $\frac{c}{t_f} < 9\varepsilon$  Donc la semelle est de classe 1

✓ La classe de l'âme

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39$$

D'où :  $\frac{c}{t_w} < 72 \varepsilon = 72$  Donc l'âme est de classe 1

Donc la panne en IPE 200 est de classe 1

- Calcul moment résistant :

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow M_{pl.y.Rd} = \frac{221 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow$$

$$M_{pl.y.Rd} = 4721.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.z.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow M_{pl.z.Rd} = \frac{44.6 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow$$

$$M_{pl.z.Rd} = 952.81 \text{ daN.m}$$

- Calcul moment critique de déversement élastique :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \Rightarrow$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 142}{600^2} \sqrt{\frac{13000}{142} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 6.98}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 142}}$$

$$M_{cr} = 2575.63 \text{ kN.cm} = 2575.63 \text{ daN.m}$$

- Calcul de l'élanement réduit :

On a la section est de classe 1 donc on utilise  $W_{pl.y}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl.y} f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{221 \times 23.5}{2575.63}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1.42$$

Et aussi :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \text{ Section de classe 1 et 2}$$

On a  $\lambda_1 = 93.9 \varepsilon$  et  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

Donc  $\lambda_1 = 1$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{i_z}}{c_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{l}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{600}{2.24}}{1.132^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{600}{2.24}}{\frac{20}{0.85}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 152.233$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{152.233}{93.9} = 1.62 \text{ (Plus défavorable)}$$

On a  $h/b = 200/100 = 2$  (Tableau 2, annexe 1)

Donc courbe de flambement « a »

D'après le tableau de  $\chi_{LT}$  (Annexe 2), on prend  $\chi_{LT} = 0.3261$

- Calcul de moment résistance au déversement :

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd} \Rightarrow M_{b.Rd} = 0.3261 \times 4721.36 \Rightarrow$$

$$M_{b.Rd} = 1539.63 \text{ daN.m}$$

Vérification du déversement sous la flexion déviée :

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} = \frac{1412.16}{1539.63} + \frac{9.405}{952.81} = 0.927 < 1$$

Donc :

La panne en **IPE 200** est vérifiée au déversement

### III.3.2.5. Vérification à l'ELS :

↗ Vérification de la flèche :

La vérification a la flèche se fait avec les actions à l'ELS (non pondérées)

- Vérification de la flèche suivant  $zz'$  :

On a

$$f_{adm} = \frac{l}{200} \Rightarrow f_{adm} = \frac{600}{200} \Rightarrow f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

Et

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z.sd} \times l^4}{E \cdot I_y} \Rightarrow f_z = \frac{5}{384} \times \frac{192 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 1943}$$

$$f_z = 0.794 \text{ cm}$$

On a  $f_z < f_{adm}$

Donc la panne est vérifiée à la flèche suivant  $zz'$

- Vérification de la flèche suivant  $yy'$  :

On a

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} \Rightarrow f_{adm} = \frac{600/2}{200} \Rightarrow f_{adm} = 1.5 \text{ cm}$$

Et

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y.sd} \times (l/2)^4}{E \cdot I_z} \Rightarrow f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{21.48 \times 10^{-2} \times (600/2)^4}{2.1 \times 10^6 \times 142}$$

$$f_y = 0.031 \text{ cm}$$

On a  $f_y < f_{adm}$

Donc la panne est vérifiée à la flèche suivant  $yy'$

Au final

Le profilé **IPE 200** convient comme **panne** de toiture pour notre structure.

### III.4. Calcul des Liernes :

#### III.4.1. Définition :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est de soulager la panne à mi-travée afin d'éviter sa déformation latérale (suivant l'axe faible). Ces liernes, reliées entre elles au niveau du faîtage, permettent d'éviter la déformation latérale des pannes, très préjudiciable au bon aspect de la couverture.

#### III.4.2. Calcul structural :

Calcul de la lierne la plus chargée revenant à la panne de toiture

↗ La réaction R au niveau de la lierne :

On a

$$Q_{y,sd} = 31.29 \text{ daN/ml}$$

Et

$$R_y = 1.25 \times Q_{y,sd} \times l_z = 1.25 \times 31.29 \times 3 \Rightarrow R_y = 117.34 \text{ daN}$$

↗ L'effort de traction :

- Tronçon de lierne L<sub>1</sub> :

$$T_1 = \frac{R_y}{2} = \frac{117.34}{2} \Rightarrow T_1 = 58.67 \text{ daN}$$

- Tronçon de lierne L<sub>2</sub> :

$$T_2 = R_y + T_1 = 117.34 + 58.67 \Rightarrow T_2 = 176.01 \text{ daN}$$

- Tronçon de lierne L<sub>3</sub> :

$$T_3 = R_y + T_2 = 117.34 + 176.01 \Rightarrow T_3 = 293.35 \text{ daN}$$

- Tronçon de lierne L<sub>4</sub> :

$$T_4 = R_y + T_3 = 117.34 + 293.35 \Rightarrow T_4 = 410.69 \text{ daN}$$

- Tronçon de lierne L<sub>5</sub> :

$$T_5 = R_y + T_4 = 117.34 + 410.69 \Rightarrow T_5 = 528.03 \text{ daN}$$

- Tronçon de lierne L<sub>6</sub> :

$$T_6 = R_y + T_5 = 117.34 + 528.03 \Rightarrow T_6 = 645.37 \text{ daN}$$

- Tronçon de lierne L<sub>7</sub> :

$$T_7 = R_y + T_6 = 117.34 + 645.37 \Rightarrow T_7 = 762.71 \text{ daN}$$

- Effort dans les diagonales L<sub>8</sub> :

$$2 \times T_8 \times \cos(\theta) = T_7 \Rightarrow T_8 = \frac{T_7}{2 \cos(\theta)} = \frac{762.71}{2 \cos(32.18)} \Rightarrow$$

$$T_8 = 450.57 \text{ daN}$$

Avec :

$$\tan \theta = \frac{1.888}{3} \Rightarrow \theta = 32.18^\circ$$

↗ Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L<sub>6</sub> :

$$N_{sd} = T_7 \leq N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

On a :

$$T_7 \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \Rightarrow A \geq \frac{T_7 \times \gamma_{M1}}{f_y} \Rightarrow A \geq \frac{762.71 \times 1.1}{2350} \Rightarrow A \geq 0.357 \text{ cm}^2$$

On a aussi :

$$A = \pi \phi^2 / 4 \geq 0.357 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.357}{\pi}} \Rightarrow \phi \geq 0.674 \text{ cm} = 6.74 \text{ mm}$$

Soit une barre ronde de diamètre :  $\phi = 10 \text{ mm}$

### III.5. Échantignolle :

#### III.5.1. Définition :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses ou bien aux fermes.

L'échantignolle doit résister principalement à l'effort de soulèvement du vent en plus des charges gravitaires qui lui sont appliquées.

#### III.5.2. Calcul structural :

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

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

Pour l'IPE 200 :  $b = 10 \text{ cm}$  et  $h = 20 \text{ cm}$

Donc :  $10 \leq t \leq 15$  on prend  $t = 11 \text{ cm}$

- L'action de soulèvement est :

$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5 V = 52 \times \cos(6.84) - 1.5 \times 243.63 = -313.81 \text{ daN/ml}$$

- Réaction d'appuis :

$$R_z = 2 \times \frac{Q_{z,sd} \times l_y}{2} = 2 \times \frac{313.81 \times 6}{2} \Rightarrow R_z = 1882.86 \text{ daN}$$

- Calcul du moment du renversement :

$$M_r = R_z \times t = 1882.86 \times 11 \Rightarrow M_r = 20711.46 \text{ daN.cm}$$

- Dimensionnement de l'échantignolle :

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

On a :  $M_{c,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$  ;  $M_{sd} = M_r$  et  $W_{el} = W_{ech}$

D'où :

$$M_r \geq \frac{W_{ech} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{ech} \geq \frac{M_r \times \gamma_{M0}}{f_y} \Rightarrow W_{ech} \geq \frac{20711.46 \times 1.1}{2350}$$

$$\Rightarrow W_{ech} \geq 9.69 \text{ cm}^3$$

Avec :

$$W_{ech} = \frac{b \times e^2}{6} \Rightarrow \frac{b \times e^2}{6} \geq 9.69 \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 9.69}{12}} \Rightarrow e \geq 2.20 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 22 \text{ mm}$

### III.6. Calcul des Lisses de bardages :

#### III.6.1. Définition :

Les lisses de bardages sont des éléments disposés horizontalement souvent en profilé laminé IPE, UPN ou bien en profilé formé à froid. Elles portent sur les poteaux ou bien sur les potelets, et sont posées pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal.

Les lisses sont sollicitées verticalement sous leurs poids propres et le poids propre du bardage ; horizontalement sous l'action du vent latérale ce qui fait fonctionner à la flexion déviée.

#### III.6.2. Calcul structural :

##### III.6.2.1. Évaluation des charges et surcharges :

- Poids propre estimé de la lisse :  $G_{lisse} = 12 \text{ daN/ml}$  selon l'Eurocode
- L'entre axe des lisses :  $e = 1.444 \text{ m}$
- La pente du versant :  $\alpha = 6.84^\circ$
- Poids propre du panneau sandwich :  $10.78 \text{ daN/m}^2$
- Accessoire de pose :  $5 \text{ daN/m}^2$
- Surcharge du vent en dépression :  $V = -88.344 \text{ daN/m}^2$  (Chapitre 2)

#### A. Charge Permanente (G) :

$$G = (10.78 + 5) \times 1.444 + 12 = 34.78 \text{ daN/ml}$$

#### B. Surcharge climatique (Vent)

$$V = 88.344 \times 1.444 = 127.57 \text{ daN/ml}$$

- Action vers le bas à l'ELS ↓ :

$$Q_{y, sd} = G = 34.78 \text{ daN/ml}$$

- Action latérale à l'ELS → :

$$Q_{z,sd} = V = 127.57 \text{ daN/ml}$$

III.6.2.2. Prédimensionnement :

↗ Flèche Verticale :

$$\text{On a : } f_y \leq f_{ad} \quad \text{Et : } f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^4}{E \times I_z}$$

$$\text{Donc : } I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^4}{E \times f_{ad}} \Rightarrow I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{34.78 \times 10^{-2} \times 300^4}{2.1 \times 10^6 \times 1.5} \Rightarrow I_z \geq 4.774 \text{ cm}^4$$

↗ Flèche Latérale :

$$\text{On a : } f_z \leq f_{ad} \quad \text{Et : } f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times I_y}$$

$$\text{Donc : } I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times f_{ad}} \Rightarrow I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{127.57 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 3} \Rightarrow I_y \geq 341.70 \text{ cm}^4$$

$$\text{On a : } I_y \geq 341.70 \text{ cm}^4$$

Donc on opte pour l'UPN 120

**Tableau III.4.** Les caractéristiques du profilé UPN 120 (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1)

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	A <sub>vz</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>vy</sub> (mm <sup>2</sup> )
13.4	120	55	82	7	9	17 × 10 <sup>2</sup>	8.80 × 10 <sup>2</sup>	8.2 × 10 <sup>2</sup>
I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (mm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (mm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>w</sub> (mm <sup>6</sup> )	r <sub>1</sub> (mm)
364 × 10 <sup>4</sup>	43.2 × 10 <sup>4</sup>	72.6 × 10 <sup>3</sup>	21.2 × 10 <sup>3</sup>	4.62 × 10	1.59 × 10	4.15 × 10 <sup>4</sup>	0.90 × 10 <sup>9</sup>	9

III.6.2.3 Classe de la section : (Annexe 3)

- La classe de la semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{C}{t_f} = \frac{b - t_w - r_1}{t_f} = \frac{55 - 7 - 9}{9} = 4.33$$

$$\text{On a l'acier S 235 donc : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

D'où :  $\frac{c}{t_f} < 9\varepsilon = 9$  Donc la semelle est de classe 1

- La classe de l'âme

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{82}{7} = 11.71$$

D'où :  $\frac{c}{t_w} < 72\varepsilon = 72$  Donc l'âme est de classe 1

Donc la lisse en UPN 120 est de classe 1

#### III.6.2.4. Vérification à l'ELU :

↗ Évaluation des charges et surcharge :

On a le poids propre de la lisse **UPN 120** est  $G_{UPN 120} = 13.4 \text{ daN/ml}$

Donc :  $G = (10.78 + 5) \times 1.444 + 13.4 = 36.19 \text{ daN/ml}$

- Action vers le bas à l'ELU ↓ :

$$Q_{y,sd} = 1.35 G = 1.35 \times 36.19 = 48.85 \text{ daN/ml}$$

- Action latérale à l'ELU → :

$$Q_{z,sd} = 1.5 V = 1.5 \times 127.57 = 191.35 \text{ daN/ml}$$

- Action vers le bas à l'ELS ↓ :

$$Q_{y,sd} = G = 36.19 \text{ daN/ml}$$

- Action latérale à l'ELS → :

$$Q_{z,sd} = V = 127.57 \text{ daN/ml}$$

↗ Vérification de la résistance :

On a la longueur de la lisse est :  $l = \frac{54}{9} \Rightarrow l = 6 \text{ m}$

- Calcul moment sollicitant :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{y,sd} = \frac{191.35 \times 6^2}{8} \Rightarrow M_{y,sd} = 861.07 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{z,sd} = \frac{48.85 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} \Rightarrow M_{z,sd} = 54.95 \text{ daN.m}$$

- Calcul de moment résistant :

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow M_{pl.y.Rd} = \frac{72.6 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow$$

$$M_{pl.y.Rd} = 1551 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.z.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow M_{pl.z.Rd} = \frac{21.2 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow$$

$$M_{pl.z.Rd} = 452.90 \text{ daN.m}$$

Vérification à la flexion déviée :

On a une section en I et l'effort normal  $N = 0$ , donc  $\alpha = 2$  et  $\beta = 1$

$$\left( \frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right)^\beta \quad [\text{Formule 5.35 page 68 ; CCM97}]$$

$$= \left( \frac{861.07}{1551} \right)^2 + \left( \frac{54.95}{452.90} \right)^1 = 0.429 < 1$$

D'où :

La lisse est vérifiée à la flexion déviée.

↗ Vérification au cisaillement :

- Calcul de l'effort tranchant sollicitant :

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} \Rightarrow V_{z.sd} = \frac{191.35 \times 6}{2} \Rightarrow V_{z.sd} = 574.05 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = \frac{0.625 \times Q_{y.sd} \times l}{2} \Rightarrow V_{y.sd} = \frac{0.625 \times 48.85 \times 6}{2}$$

$$\Rightarrow V_{y.sd} = 91.59 \text{ daN}$$

- Calcul de l'effort tranchant résistant :

$$V_{pl.z.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \Rightarrow V_{pl.z.Rd} = \frac{8.8 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1}$$

$$V_{pl.z.Rd} = 10854.18 \text{ daN}$$

$$V_{pl.y.Rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \Rightarrow V_{pl.y.Rd} = \frac{(17 - 8.8) \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1}$$

$$V_{pl.y.Rd} = 10114.12 \text{ daN}$$

- Vérification de l'interaction du moment vis-à-vis de l'effort tranchant

$$0.5 \times M_{pl.y.Rd} = 0.5 \times 1551 = 775.5$$

$$0.5 \times V_{pl.z.Rd} = 0.5 \times 10854.18 = 5427.09$$

On a

$$V_{y.sd} < 0.5 \times M_{pl.y.Rd} \quad \text{et} \quad V_{z.sd} < 0.5 \times V_{pl.z.Rd}$$

Donc : Il n'y a pas d'interaction du moment de résistance plastique vis-à-vis de l'effort tranchant

On a :

$$V_{z.sd} < V_{pl.z.Rd} \quad \text{et} \quad V_{y.sd} < V_{pl.y.Rd}$$

D'où : La lisse est vérifiée au cisaillement.

↗ Vérification à l'instabilité (dérèglement) :

Le déversement de la semelle comprimée sous le vent de pression est empêché vue qu'elle est fixée au bardage sur toute sa longueur. Par contre il y a risque de déversement de la semelle intérieure qui est comprimée sous l'action du vent en dépression vue qu'elle est libre sur toute sa longueur.

- Calcul du moment sollicitant (sous l'effet du vent en dépression)

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{y.sd} = \frac{191.35 \times 6^2}{8} \Rightarrow M_{y.sd} = 861.07 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{z.sd} = \frac{48.85 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} \Rightarrow M_{z.sd} = 54.95 \text{ daN.m}$$

- Calcul moment critique de déversement élastique :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \Rightarrow$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 43.2}{600^2} \sqrt{\frac{900}{43.2} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 4.15}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 43.2}}$$

$$M_{cr} = 1036.64 \text{ kN.cm} = 1036.64 \text{ daN.m}$$

- Calcul de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl.y} f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{72.6 \times 23.5}{1036.64}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1.28$$

On a  $h/b = 120/55 = 2.18 > 2$

Donc courbe de flambement « b » (Tableau 2, annexe 1)

D'après le tableau de  $\chi_{LT}$  (Annexe 2), on prend  $\chi_{LT} = 0.4366$

- Calcul de moment résistant au déversement :

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd} \Rightarrow M_{b.Rd} = 0.4366 \times 1551 \Rightarrow$$

$$M_{b.Rd} = 677.16 \text{ daN.m}$$

Vérification du déversement sous flexion déviée :

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} = \frac{861.07}{677.16} + \frac{54.95}{452.90} = 1.39 > 1$$

Donc :

La lisse UPN 120 n'est pas vérifiée vis-à-vis du déversement

- ✚ Donc il faut redimensionner la section de la lisse

On prend **UPN 140**

**Tableau III.5.** Les caractéristiques du profilé UPN 140 (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1)

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	A <sub>vz</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>vy</sub> (mm <sup>2</sup> )
16	140	60	98	7	10	20.4 × 10 <sup>2</sup>	10.4 × 10 <sup>2</sup>	10 × 10 <sup>2</sup>
I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (mm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (mm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>w</sub> (mm <sup>6</sup> )	r <sub>1</sub> (mm)
63720 × 10 <sup>4</sup>	9465 × 10 <sup>4</sup>	3216 × 10 <sup>3</sup>	965.5 × 10 <sup>3</sup>	18.92 × 10	7.29 × 10	4.79 × 10 <sup>4</sup>	7.43 × 10 <sup>9</sup>	10

On a le poids propre de la lisse **UPN 140** est  $G_{UPN 140} = 16 \text{ daN/ml}$

Donc :  $G = (10.78 + 5) \times 1.444 + 16 = 38.78 \text{ daN/ml}$

- Action vers le bas à l'ELU ↓ :

$$Q_{y.sd} = 1.35 G = 1.35 \times 38.78 = 52.353 \text{ daN/ml}$$

- Action latérale à l'ELU → :

$$Q_{z.sd} = 1.5 V = 1.5 \times 127.57 = 191.35 \text{ daN/ml}$$

- Action vers le bas à l'ELS ↓ :

$$Q_{y.sd} = G = 38.78 \text{ daN/ml}$$

- Action latérale à l'ELS → :

$$Q_{z.sd} = V = 127.57 \text{ daN/ml}$$

- III.6.2. Classe de la section : (Annexe 3)

✓ La classe de la semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w - r_1}{t_f} = \frac{60 - 7 - 10}{10} = 4.3$$

On a l'acier S 235 donc :  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

D'où :  $\frac{c}{t_f} < 9\varepsilon = 9$  Donc la semelle est de classe 1

✓ La classe de l'âme

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{98}{7} = 14$$

D'où :  $\frac{c}{t_w} < 72\varepsilon = 72$  Donc l'âme est de classe 1

Donc la lisse en UPN 160 est de classe 1

- Calcul moment sollicitant (sous le vent dépression) :

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{y.sd} = \frac{191.35 \times 6^2}{8} \Rightarrow M_{y.sd} = 861.075 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} \Rightarrow M_{z.sd} = \frac{52.353 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} \Rightarrow M_{z.sd} = 58.90 \text{ daN.m}$$

- Calcul moment résistant :

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow M_{pl.y.Rd} = \frac{103 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow$$

$$M_{pl.y.Rd} = 2200.45 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.z.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow M_{pl.z.Rd} = \frac{28.3 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow$$

$$M_{pl.z.Rd} = 604.59 \text{ daN.m}$$

- Calcul moment critique de déversement élastique :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \Rightarrow$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 62.7}{600^2} \sqrt{\frac{1800}{62.7} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 5.68}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 62.7}}$$

$$M_{cr} = 1466.23 \text{ kN.cm} = 1466.23 \text{ daN.m}$$

- Calcul de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{103 \times 23.5}{1466.23}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1.28$$

On a :  $h/b = 140/60 = 2.33 > 2$  (Tableau 2, Annexe 1)

Donc courbe de flambement « b »

D'après le tableau de  $\chi_{LT}$  (Annexe 2), on prend  $\chi_{LT} = 0.4366$

- Calcul de moment résistant au déversement :

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \times M_{pl,y.Rd} \Rightarrow M_{b.Rd} = 0.4366 \times 2200.45 \Rightarrow M_{b.Rd} = 960.71 \text{ daN.m}$$

Vérification du déversement sous la flexion déviée :

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{pl,z.Rd}} = \frac{861.075}{960.71} + \frac{58.90}{604.59} = 0.993 < 1$$

Donc : La lisse UPN 140 est vérifiée vis-à-vis du déversement

### III.6.2.5. Vérification à l'ELS

↗ Vérification de la flèche :

- Vérification de la flèche suivant  $zz'$  :

$$f_z < f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} \Rightarrow f_{adm} = \frac{600}{200} \Rightarrow f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z.sd} \times l^4}{E \cdot I_y} \Rightarrow f_z = \frac{5}{384} \times \frac{127.57 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 605}$$

$$f_z = 1.69 \text{ cm}$$

Donc la panne est vérifiée à la flèche suivant  $zz'$

Vérification de la flèche suivant  $yy'$  :

$$f_y < f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} \Rightarrow f_{adm} = \frac{600/2}{200} \Rightarrow f_{adm} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y.sd} \times (l/2)^4}{E \cdot I_z} \Rightarrow f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{38.78 \times 10^{-2} \times (600/2)^4}{2.1 \times 10^6 \times 62.7}$$

$$f_y = 0.127 \text{ cm}$$

Donc la panne est vérifiée à la flèche suivant  $yy'$

Au final

Le profilé **UPN 140** convient comme **Lisse** de bardage pour notre structure.

### III.7. Calcul des Potelets :

#### III.7.1. Définition :

Les potelets sont des éléments en profilés laminés I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage).

Ils résistent aux efforts horizontaux dus au vent, et aux charges verticales dues à leurs poids propres et au poids propre du bardage et des lisses qui leurs revient. Ils fonctionnent de ce fait à la flexion composée

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités et faire un moyen d'assemblage adéquat afin d'éviter les charges verticales transmise par la traverse ou la ferme.

#### III.7.2. Calcul structural :

##### III.7.2.1. Évaluation des charges et surcharge :

**Remarque :** On a le potelet le plus chargé est le dernier situé à la fin de la zone « A »

- L'entre axe des potelets est de 5 m
- La largeur de la zone A est :  $e/5 = 29.5/5 = 5.92 \text{ m}$

Donc le vent revenant à ce potelet est :

$$V = (2.5 + 0.92) \times W_A + (2.5 - 0.92) \times W_B = 3.42 \times 88.344 + 1.58 \times 73.62$$

$$V = 418.45 \text{ daN/ml}$$

- Le nombre de lisse supportées par ce potelet est : 7 lisses de 5 m de longueur
- La longueur du potelet est de :  $l = 11.6 \text{ m}$

##### III.7.2.2. Prédimensionnement :

↗ Surcharge climatique (Vent) :

$$V = 418.45 \text{ daN/ml}$$

↗ Action latérale à l'ELS → :

$$Q_{z,sd} = V = 418.45 \text{ daN/ml}$$

↗ Flèche horizontale suivant  $zz''$  :

$$f_z \leq f_{ad} \quad \text{avec :} \quad f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{1160}{200} = 5.8 \text{ cm}$$

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

$$\text{Donc :} \quad I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times f_{ad}} \quad \Rightarrow \quad I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{418.45 \times 10^{-2} \times 1160^4}{2.1 \times 10^6 \times 5.8} \quad \Rightarrow \quad I_y \geq 8099.66 \text{ cm}^4$$

$$\text{On a :} \quad I_y \geq 8099.66 \text{ cm}^4$$

Donc on opte pour l'**HEB 240** [Tableau : Profilés européens et aciers marchands]

**Tableau III.6.** Les caractéristiques du profilé HEB 240 (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1)

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	A <sub>vz</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>vy</sub> (mm <sup>2</sup> )
83.2	240	240	164	10	17	106 × 10 <sup>2</sup>	33.23 × 10 <sup>2</sup>	72.77 × 10 <sup>2</sup>
I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (mm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (mm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>w</sub> (mm <sup>6</sup> )	r (mm)
11260 × 10 <sup>4</sup>	3923 × 10 <sup>4</sup>	1053 × 10 <sup>3</sup>	498.4 × 10 <sup>3</sup>	10.31 × 10	6.08 × 10	102.7 × 10 <sup>4</sup>	486.9 × 10 <sup>9</sup>	21

On a le poids propre du potelet **HEB 240** est  $G_{HEB\ 240} = 83.2 \text{ daN/ml}$

$$\text{Donc :} \quad G = G_{bardage} + G_{lisse} + G_{potelet}$$

$$G = [(10.78 + 5) \times 5 \times 11.6] + (16 \times 5 \times 7) + (83.2 \times 11.6) = 2440.36 \text{ daN}$$

➤ Action vers le bas à l'ELU ↓ :

$$N_{sd} = 1.35 G = 1.35 \times 2440.36 = 3294.486 \text{ daN}$$

➤ Action latérale à l'ELU → :

$$Q_{z,sd} = 1.5 V = 1.5 \times 418.45 = 627.675 \text{ daN/ml}$$

➤ Action vers le bas à l'ELS ↓ :

$$N_{sd} = G = 2440.36 \text{ daN}$$

➤ Action latérale à l'ELS → :

$$Q_{z,sd} = V = 418.45 \text{ daN/ml}$$

III.7.2.3. Classe de la section : (Annexe 3)

- La classe de la semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(240 - 10 - 2 \times 21)/2}{17} = 5.529$$

On a l'acier S 235 donc  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

D'où :

$\frac{c}{t_f} < 9\varepsilon$  Donc la semelle est de classe 1

- La classe de l'âme (flexion composée)

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{3294.486 \times 10^{-2}}{1 \times 23.5} = 1.402 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d + d_c}{2} \right) = \frac{1}{16.4} \left( \frac{16.4 + 1.402}{2} \right) = 0.542 < 1$$

Pour les sections de classe 1

$$\frac{d}{t_w} = \frac{164}{10} = 16.4 < \frac{396 \varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0.542 - 1)} = 65.49$$

Donc l'âme est de classe 1

Donc le potelet HEB 240 est de classe 1

III.7.2.4. Vérification à l'ELU :

↗ Vérification à la résistance :

- Calcul de l'effort normal résistant :

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow N_{pl.Rd} = \frac{106 \times 23.5}{1.1} \times 10^2 \Rightarrow N_{pl.Rd} = 226454.54 \text{ daN}$$

- Vérification de l'incidence de l'effort normal

$$\min \{ 0.25 N_{pl.Rd} ; 0.5 A_w f_y / \gamma_{M0} \}$$

Avec :  $A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 106 - 2 \times 24 \times 1.7 = 24.4 \text{ cm}^2$

D'où :

$$= \min \{ 0.25 \times 226454.54 ; 0.5 \times 24.4 \times 2350 / 1.1 \}$$

$$= \min \{ 56613.635 ; 26063.63 \} = 26063.63 \text{ daN}$$

On a

$$N_{sd} < \min \{0.25 N_{pl.Rd} ; 0.5 A_w f_y / \gamma_{M0}\}$$

D'où : il n'y a pas réduction du moment de résistance plastique.

- Moment résistant :

Le potelet est de classe 1 :

$$M_{cr.y.Rd} = M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow M_{cr.y.Rd} = \frac{1053 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow$$

$$M_{cr.y.Rd} = 22495.90 \text{ daN.m}$$

- Moment sollicitant :

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{y.sd} = \frac{627.675 \times 11.6^2}{8} \Rightarrow M_{y.sd} = 10557.49 \text{ daN.m}$$

On a :  $M_{y.sd} < M_{cr.y.Rd}$

Donc : Le potelet est vérifié à la flexion composée.

↗ Vérification au instabilités (diversement + flambement) :

On a le potelet est soumis au vent dépression le plus important, qui provoque le phénomène de diversement car la semelle intérieure n'est pas empêchée avec le bardage

- Calcul du moment critique de déversement élastique :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \Rightarrow$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 3923}{1160^2} \sqrt{\frac{486900}{3923} + \frac{1160^2 \times 8 \times 10^3 \times 102.7}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 3923}}$$

$$M_{cr} = 26348.48 \text{ kN.cm} \Rightarrow M_{cr} = 26348.48 \text{ daN.m}$$

- Calcul de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl.y} f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1053 \times 23.5}{26348.48}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.97$$

On a  $h/b = 240/240 = 1 < 2$

Donc courbe de flambement « a »

D'après la courbe a de  $\chi_{LT}$ , on prend  $\chi_{LT} = 0.6865$

- Calcul de moment résistant au déversement :

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd} \Rightarrow M_{b.Rd} = 0.6865 \times 22495.90 \Rightarrow$$

$$M_{b.Rd} = 15443.43 \text{ daN.m}$$

- Flambement selon  $yy'$

La longueur de flambement du potelet selon  $yy'$  est :  $l_y = 1160 \text{ cm}$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} \Rightarrow \lambda_y = \frac{1160}{10.31} \Rightarrow \lambda_y = 112.512$$

On a l'acier s 235 donc  $\varepsilon = 1$  d'où  $\lambda_1 = 93.3$   $\varepsilon = 93.3$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{112.512}{93.3} \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 1.20$$

On a  $h/b = 1 < 1.2$  et  $t_f = 17 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$

Donc courbe « b » selon  $yy'$  (Tableau 1, annexe 1)

D'où  $\chi_y = 0.4781$  (Annexe 2)

$$N_{by.Rd} = \chi_y \times N_{pl.Rd} \Rightarrow N_{by.Rd} = 0.4781 \times 226454.54 \Rightarrow \\ N_{by.Rd} = 108267.91 \text{ daN}$$

Coefficient d'interaction (Annexe B Eurocode 3) :

On a une charge uniformément répartie donc :  $C_{my} = C_{mLT} = 0.95$  (Annexe 4)

$$k_{yy} = \min \left[ C_{my} \left( 1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} \right); C_{my} \left( 1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} \right) \right] \\ k_{yy} = \min \left[ 0.95 \left( 1 + [1.20 - 0.2] \frac{3294.486}{108267.91} \right); 0.95 \left( 1 + 0.8 \frac{3294.486}{108267.91} \right) \right] \\ k_{yy} = \min[0.9789 ; 0.9731] \Rightarrow k_{yy} = 0.9731$$

Vérification de flambement selon  $yy'$  :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y.sd}}{M_{by.Rd}} = \frac{3294.486}{108267.91} + 0.9731 \frac{10557.49}{15443.43} = 0.69 < 1$$

D'où : Le flambement est vérifié selon  $yy'$

- Flambement selon  $zz'$

La longueur de flambement du potelet selon  $zz'$  est :  $l_z = 144.4 \text{ cm}$  (entre axe des lisse)

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} \Rightarrow \lambda_z = \frac{144.4}{6.08} \Rightarrow \lambda_z = 23.75$$

On a l'acier s 235 donc  $\varepsilon = 1$  d'où  $\lambda_1 = 93.3$   $\varepsilon = 93.3$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{23.75}{93.3} \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.254$$

On a  $h/b = 1 < 1.2$  et  $t_f = 17 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$

Donc courbe « c » selon  $zz'$  (Tableau 1, annexe 1)

D'où  $\chi_z = 0.9746$  (Annexe 2)

$$N_{bz.Rd} = \chi_z \times N_{pl.Rd} \Rightarrow N_{bz.Rd} = 0.9746 \times 226454.54 \Rightarrow$$

$$N_{bz.Rd} = 220702.59 \text{ daN}$$

Coefficient d'interaction (Annexe B Eurocode 3)

$$k_{zy} = \max \left[ 1 - \frac{0.1 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}}; 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} \right]$$

$$k_{zy} = \max \left[ 1 - \frac{0.1 \times 0.254}{0.95 - 0.25} \times \frac{3294.486}{220702.59}; 1 - \frac{0.1}{0.95 - 0.25} \times \frac{3294.486}{220702.59} \right]$$

$$k_{zy} = \max[0.999; 0.997] \Rightarrow k_{zy} = 0.999$$

Vérification de flambement selon  $zz'$  :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y.sd}}{M_{by.Rd}} = \frac{3294.486}{220702.59} + 0.999 \frac{14014.50}{15443.43} = 0.92 < 1$$

D'où : Le flambement est vérifié selon  $zz'$

Donc le potelet HEB 240 est vérifié vis-à-vis à l'instabilité, le potelet est stable

↗ Vérification au cisaillement :

- Calcul de l'effort tranchant sollicitant :

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} \Rightarrow V_{z.sd} = \frac{627.675 \times 11.6}{2} \Rightarrow V_{z.sd} = 3640.515 \text{ daN}$$

- Calcul de l'effort tranchant résistant :

$$V_{pl.z.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \Rightarrow V_{pl.z.Rd} = \frac{33.23 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1}$$

$$V_{pl.z.Rd} = 40986.88 \text{ daN}$$

On a :  $V_{z.sd} < V_{pl.z.Rd}$

D'où : Le potelet est vérifié vis-à-vis de cisaillement

### III.7.2.5. Vérification à l'ELS :

↗ Vérification de la flèche :

- Calcul de la charge et surcharge à l'ELS

$$Q_{z.sd} = V \Rightarrow Q_{z.sd} = 418.45 \text{ daN/m}$$

- Vérification de la flèche suivant  $zz'$  :

$$\text{On a : } f_{adm} = \frac{l}{200} \Rightarrow f_{adm} = \frac{1160}{200} \Rightarrow f_{adm} = 5.8 \text{ cm}$$

Et :

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z.sd} \times l^4}{E \cdot I_y} \Rightarrow f_z = \frac{5}{384} \times \frac{418.45 \times 10^{-2} \times 1160^4}{2.1 \times 10^6 \times 11260}$$

$$f_z = 4.172 \text{ cm}$$

On a  $f_z < f_{adm}$

Donc le potelet est vérifié à la flèche suivant  $zz'$

Au final :

Le profilé **HEB 240** convient comme **potelet** pour notre cas de structure

### III.8. Calcul des Contreventements :

#### III.8.1. Définition :

##### III.8.1.1. Poutre au vent :

La poutre au vent est un contreventement disposé généralement suivant les versant de la toiture comme le montre la figure III.6 ci-dessous. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixés sur la traverse ou bien la ferme

Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations

##### III.8.1.2. Palée de stabilité :

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

##### III.8.1.3. Montant de la poutre au vent :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action des charges verticales et en même temps à la compression sous l'action du vent provenant du pignon (F), donc ils seront vérifiés à la flexion déviée composée

#### III.8.2. Calcul structural :

On effectue le dimensionnement des barres des contreventements de toiture (poutre au vent) et de façade (palée de stabilité) afin résister en toute sécurité aux efforts du vent provenant de la face pignon.

III.8.2.1. Poutre au vent :

La poutre au vent sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis

↗ Répartition de l'effort du vent sur la poutre au vent :

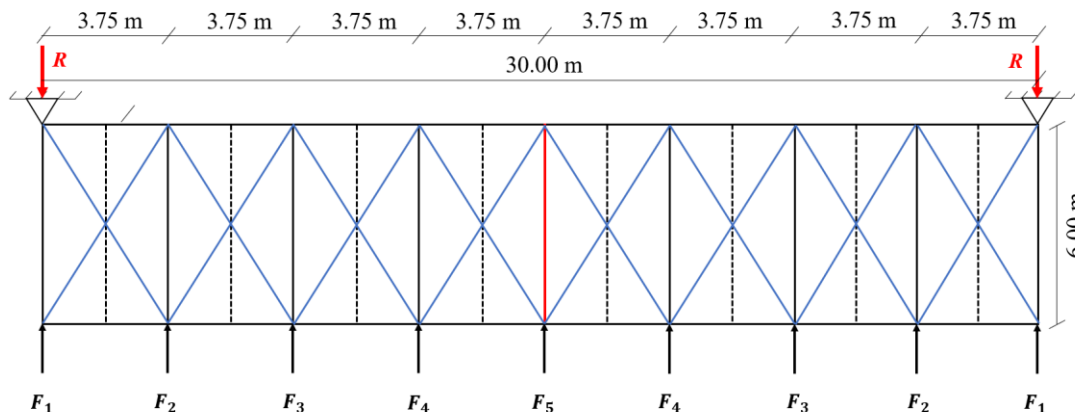


Figure III.5. L'effort du vent sur la poutre

On a :

Zone du vent D :  $W(z) = 80.982 \text{ daN/m}^2$  (Chapitre 2)

$b = 30 \text{ m}$  ;  $d = 54 \text{ m}$  ; pente de toiture :  $\alpha = 6.84^\circ$

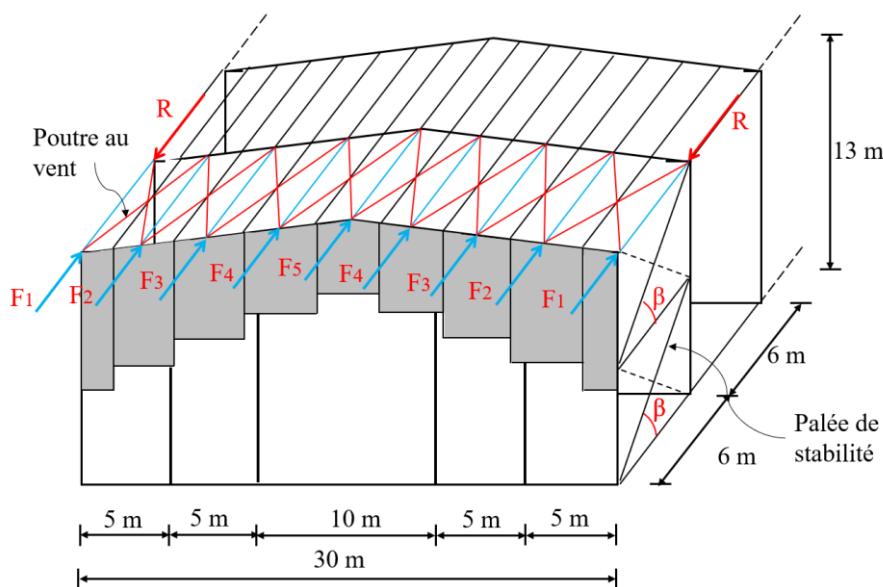


Figure III.6. Représentation des efforts horizontaux

D'après l'étude au vent, la valeur de  $V = W(z)$  est donnée comme suit :

- La somme vectorielle des coefficients de pression ou  $C_{pi} = -0.3$  :

$$\sum (C_{pe} - C_{pi}) = (C_{peD} - C_{pi}) + (C_{peE} - C_{pi}) = (0.8 + 0.3) + (-0.3 + 0.3) = 1.1$$

- Valeur de la pression dynamique de pointe :

$$q_p(z) = 73.62 \text{ daN/m}^2$$

Donc

$$V = W(z) = q_p(z) \times \sum (C_{pe} - C_{pi}) \Rightarrow V = 73.62 \times 1.1 = 80.982 \text{ daN/m}^2$$

- La somme vectorielle des coefficients de pression ou  $C_{pi} = +0.2$  :

$$\sum (C_{pe} - C_{pi}) = (C_{peD} - C_{pi}) + (C_{peE} - C_{pi}) = (0.8 - 0.2) + (-0.3 - 0.2) = 0.1$$

- Valeur de la pression dynamique de pointe :

$$q_p(z) = 73.62 \text{ daN/m}^2$$

Donc

$$V = W(z) = q_p(z) \times \sum (C_{pe} - C_{pi}) \Rightarrow V = 73.62 \times 0.1 = 7.362 \text{ daN/m}^2$$

D'où la valeur du vent la plus défavorable est :  $V = 80.982 \text{ daN/m}^2$

- La force de frottement pour la toiture est donnée par la relation suivante :

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

On a :  $\min(2b; 4h) = \min(2 \times 30 ; 4 \times 14.8) = 59.2 \text{ m}$

Et :  $d = 54 \text{ m}$  donc :  $\min(2b; 4h) > d$

D'où :  $F_{fr} = 0 \text{ daN}$

↗ Evaluation des efforts horizontaux :

$$F_1 = V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{16} = 80.982 \times \frac{13}{2} \times \frac{30}{16} \Rightarrow F_1 = 986.968 \text{ daN}$$

$$F_2 = V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{8} = 80.982 \times \frac{13.45}{2} \times \frac{30}{8} \Rightarrow F_2 = 2042.264 \text{ daN}$$

$$F_3 = V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{8} = 80.982 \times \frac{13.9}{2} \times \frac{30}{8} \Rightarrow F_3 = 2110.593 \text{ daN}$$

$$F_4 = V \times \frac{h_4}{2} \times \frac{b}{8} = 80.982 \times \frac{14.5}{2} \times \frac{30}{8} \Rightarrow F_4 = 2201.698 \text{ daN}$$

$$F_5 = V \times \frac{h_5}{2} \times \frac{b}{8} = 80.982 \times \frac{14.8}{2} \times \frac{30}{8} \Rightarrow F_5 = 2247.25 \text{ daN}$$

↗ Effort de traction dans les diagonales :

On ne prend en considération que les diagonales tendues et que les diagonales comprimées sont supposées flambées à moindre effort. Suivant le sens du vent (paroi D ou parois E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale, la pente est faible.

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

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

$$\text{Avec : } R = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + 2F_4 + F_5}{2} = \frac{2 \times 986.968 + 2 \times 2042.264 + 2 \times 2110.593 + 2 \times 2201.698 + 2247.25}{2}$$

$$\Rightarrow R = 8465.148 \text{ daN}$$

$$\tan(\theta) = \frac{3.75}{6} \Rightarrow \theta = \arctg \frac{3.75}{6} = 32^\circ$$

$$\text{D'où : } F_d = \frac{R - F_1}{\cos(\theta)} = \frac{8465.148 - 986.968}{\cos(32^\circ)} = 8818.108 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 1.5 \times 8818.108 = 13227.162 \text{ daN}$$

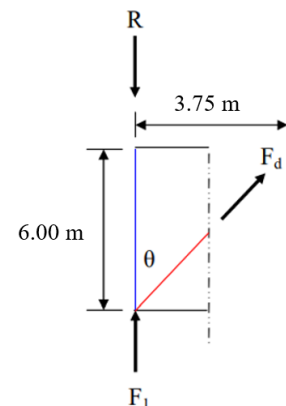
↗ Section de la diagonale :

- Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} \Rightarrow A \geq \frac{13227.162 \times 1.1}{2350} \Rightarrow$$

$$A \geq 6.191 \text{ cm}^2$$



On opte pour une cornière isolée de

65 × 65 × 6 ( $A = 7.53 \text{ cm}^2$ ) (Tableau des profils conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1) avec un boulon de 12 mm (trous de 13 mm)

- Section nette :  $A_{net} = 7.53 - 0.6 \times 1.3 = 6.75 \text{ cm}^2$

↗ Vérification de la section à la résistance :

Dans notre cas ; une cornière attachée par 3 boulons

$$p_1 = 100 \text{ mm} > 5 d_0 = 5 \times 13 = 39 \text{ mm} ;$$

$$e_1 = 25 \text{ mm} > 1.2 d_0 = 1.2 \times 13 = 15.6 \text{ mm}$$

Avec  $d_0 = 13 \text{ mm}$  (12 + 1)

**Tableau III.7.** Coefficient minorateur  $\beta_2$  et  $\beta_3$

Entraxe $p_1$	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.0 d_0$
(2 boulons) $\beta_2$	0.4	0.7
(3 boulons ou plus) $\beta_3$	0.5	0.7

On a utilisé 3 boulons et  $p_1 > 5 d_0$  d'où  $\beta = \beta_3 = 0.7$  (Tableau III.7)

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 6.75 \times 3600}{1.25} = 13608 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 13227.162 \text{ daN} < N_{u,Rd} = 13608 \text{ daN}$                       Vérifiée

En final :

La cornière isolée de **65×65×6** avec 3 boulons de 12 mm et trous de 13 mm convient pour **les barres de contreventement de la poutre au vent.**

III.8.2.2. Palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilités doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent).

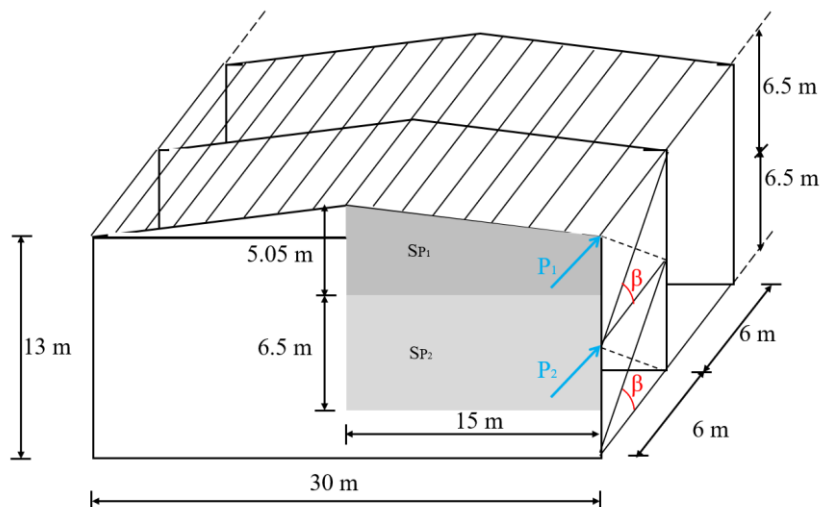
On ne considère que les diagonales tendues.

$$S_{p1} = \left[ \frac{5.05 + 3.25}{2} \right] \times 15 = 62.25 \text{ m}^2$$

$$P_1 = w(z) \times S_{p1} = 80.982 \times 62.25 = 5041.129 \text{ daN}$$

$$S_{p2} = 6.5 \times 15 = 97.5 \text{ m}^2$$

$$P_2 = w(z) \times S_{p2} = 80.982 \times 97.5 = 7895.745 \text{ daN}$$



**Figure III.7.** Surface tributaire d'une palée de stabilité

Par la méthode des coupures, on aura :

Effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N_1 \cos \beta = P_1$$

$$\operatorname{tg}(\beta) = \frac{6.5}{6} \Rightarrow \beta = 47.29^\circ$$

$$N_1 = \frac{P_1}{\cos(\beta)} = \frac{5041.129}{\cos(47.29)} = 7432.13 \text{ daN}$$

$$N_1 \cos \beta + N_2 \cos \beta = P_1 + P_2$$

$$N_2 = \frac{P_1 + P_2 - N_1 \cos \beta}{\cos \beta} \Rightarrow N_2 = \frac{5041.129 + 7895.745 - 7432.13 \cos(47.26)}{\cos(47.26)}$$

$$\Rightarrow N_2 = 11629.90 \text{ daN}$$

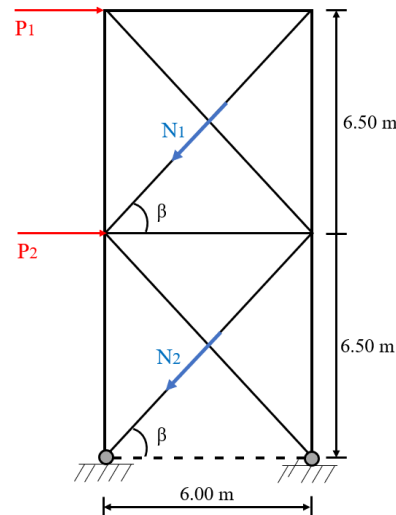


Figure III.8. Palée de stabilité

Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} = 1.5 \times N_2 = 1.5 \times 11629.90 = 17444.85 \text{ daN}$$

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

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} \Rightarrow A \geq \frac{17444.85 \times 1.1}{2350} \Rightarrow A \geq 8.17 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques et de sécurité on opte pour un **UPN 80** (Tableau des profils conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1) de  $A = 11 \text{ cm}^2$  avec un boulon de 14 mm (trou de 15 mm).

Soit

Section nette :  $A_{net} = 11 - 0.6 \times 1.5 = 10.1 \text{ cm}^2$

- Vérification à la résistance ultime de la section :

$$p_1 = 100 \text{ mm} > 5 d_0 = 5 \times 15 = 75 \text{ mm} ;$$

$$e_1 = 25 \text{ mm} > 1.2 d_0 = 1.2 \times 15 = 18 \text{ mm}$$

Avec  $d_0 = 15 \text{ mm}$  (14 + 1)

Dans notre cas le profilé assemblé par 3 boulons et  $p_1 > 5 d_0$

D'où  $\beta = \beta_3 = 0.7$  (Tableau III.7)

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 10.1 \times 3600}{1.25} = 20361.6 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 17444.85 \text{ daN} < N_{u,Rd} = 20361.6 \text{ daN} \quad \text{Vérfiée}$$

Au final :

Le profilé en **UPN 80** avec boulon de 14 mm et trous de 15 mm convient pour **les barres de contreventement de la palée de stabilité.**

### III.8.2.3. Montants de la poutre au vent :

On vérifie la panne à la flexion déviée composée (bi axiale) :

↗ Vérification à la résistance :

- Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :

- Flexion composée :

$$G = 52 \text{ daN/ml}$$

$$N = 128.384 \text{ daN/ml}$$

- Compression :

$$V = F_4 = 2201.698 \text{ daN}$$

- Combinaison de charge :

$$Q_{sd} = 1.35 G + 1.35 N + 1.35 V$$

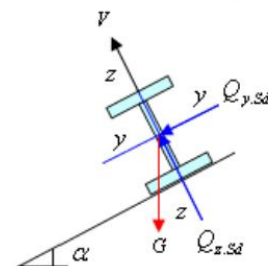
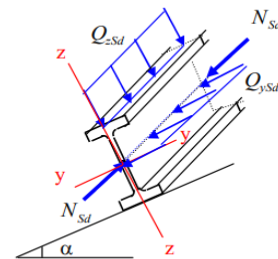
$$Q_{sd} = 1.35 G + 1.35 N \downarrow$$

$$N_{sd} = 1.35 V \rightarrow$$

$$Q_{sd} = 1.35 \times 52 + 1.35 \times 128.384 = 243.52 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 243.52 \times \cos(6.84)$$

$$Q_{z,sd} = 241.785 \text{ daN/ml}$$



$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{241.785 \times 6^2}{8} = 1088.03 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 243.52 \times \sin(6.84)$$

$$Q_{y,sd} = 29 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{29 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 32.625 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 2201.698 = 2972.29 \text{ daN}$$

- Incidence de l'effort tranchant :  
A mi- travée le moment fléchissant sera à sa valeur maximale contrairement à l'effort tranchant qui sera nul ; d'où  $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,Rd}$   
Donc, il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.
- Incidence de l'effort Normal :

$$0.5 \times N_{pl,Rd} = 0.5 \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times \frac{28.5 \times 2350}{1.1} = 30443.18 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 28.5 - 2 \times 10 \times 0.85 = 11.5 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5 \times A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times 11.5 \times 2350}{1.1} = 12284.09 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2972.29 \text{ daN} \leq \text{Min} \left( 0.5 \times N_{pl,Rd} ; \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \right) = 12284.09 \text{ daN}$$

Il n'a pas d'incidence de l'effort normal sur le moment résistant.

Pas de réduction des moments de résistance plastique.

D'où

$$\left( \frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} \right)^\beta$$

$$\alpha = 2 \quad ; \quad \beta = 5n = 5 \times \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 5 \times \frac{2972.29}{60886.36} = 0.244$$

$$\left( \frac{1088.03}{4721.36} \right)^2 + \left( \frac{32.625}{952.81} \right)^{0.244} = 0.492 < 1$$

Le montant est vérifié vis-à-vis de la résistance.

↗ Vérification aux instabilités (diversement + flambement) :

La vérification aux instabilités se fait suivant les formules suivantes :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0 \quad ???$$

Et :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0 \quad ???$$

### Remarque :

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

La semelle inférieure est comprimée sous l'action du vent de soulèvement ; du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée, il y a lieu de risquer de déverser.

Combinaison à L'ELU :

On a :

$$G = 52 \text{ daN/ml (Charge permanente)}$$

$$V = -110.43 \text{ daN/ml (Vent de soulèvement Zone G, Chapitre 2)}$$

$$V' = F_4 = \text{daN/ml (Vent du pignon)}$$

- Charge de Flexion :

$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = 52 \times \cos(6.84) - 1.5 \times 110.43 = -114.01 \text{ daN/ml } \uparrow$$

$$Q_{y,sd} = G \times \sin(\alpha) = 52 \times \sin(6.84) = 6.19 \text{ daN/ml } \leftarrow$$

- Moment sollicitant :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{114.01 \times 6^2}{8} = 513.045 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{6.19 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 6.96 \text{ daN.m}$$

- Moment Résistant :

$$M_{pl.y,Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow M_{pl.y,Rd} = \frac{221 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow$$

$$M_{pl.y,Rd} = 4721.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.z,Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow M_{pl.z,Rd} = \frac{44.6 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow$$

$$M_{pl.z,Rd} = 952.81 \text{ daN.m}$$

- Charge de compression :

$$N_{sd} = 1.5 V' = 1.5 \times 2201.698 = 3302.547 \text{ daN}$$

L'élanement réduit par rapport à l'axe fort yy :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{8.26} = 72.639 \quad ; \quad \overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{72.639}{93.9} = 0.77$$

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1.2 \quad \text{et} \quad t_f = 8.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement y-y → Courbe de flambement « a » (Tableau 1, annexe 1)

D'où le coefficient de réduction  $\chi_y$  est :  $\chi_y = 0.8124$  (Annexe 2)

L'effort réduit

$$N_{by,Rd} = \chi_y \times N_{pl,Rd} = 0.8124 \times 60886.36 = 49464.078 \text{ daN}$$

L'élanement réduit par rapport à l'axe faible zz :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{2.24} = 133.928 \quad ; \quad \overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{133.928}{93.9} = 1.42$$

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1.2 \quad \text{et} \quad t_f = 8.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement z-z → Courbe de flambement « b » (Tableau 1, annexe 1)

D'où le coefficient de réduction  $\chi_z$  est :  $\chi_z = 0.3734$  (Annexe 2)

L'effort réduit est

$$N_{bz,Rd} = \chi_z \times N_{pl,Rd} = 0.3734 \times 60886.36 = 22734.96 \text{ daN}$$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement  $\chi_{LT}$  :

On a :  $\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$

Et :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{i_z}}{c_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{l}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad (\text{Annexe F, Eurocode})$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\frac{600}{2.24}}{1.132^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{600}{2.24}}{0.85} \right)^2 \right]^{0.25}} = 152.23$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{152.23}{93.9} = 1.62$$

On a :  $h/b = 200/100 = 2$  donc courbe de flambement « a » (Tableau 2, annexe 1)

D'où le coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  est :  $\chi_{LT} = 0.2786$  (Annexe 2)

Le moment réduit est :

$$M_{by,Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply,Rd} = 0.2786 \times 4721.36 = 1315.37 \text{ daN.m}$$

Calcul des coefficients d'interactions  $k_{yy}$  et  $k_{zy}$  avec le risque de déversement (Table B2, EN 1993-1-1) :

On a : Charge uniformément répartie donc  $C_{my} = C_{mz} = C_{mLT} = 0.95$

$$k_{yy} = \min \left[ C_{my} \left( 1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) ; C_{my} \left( 1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min \left[ 0.95 \left( 1 + [0.77 - 0.2] \frac{3302.547}{49464.078} \right) ; 0.95 \left( 1 + 0.8 \frac{3302.547}{49464.078} \right) \right] =$$

$$k_{yy} = \min[0.986 ; 1] \Rightarrow k_{yy} = 0.986$$

Et :

$$k_{zy} = \max \left[ 1 - \frac{0.1 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} ; 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right]$$

$$k_{zy} = \max \left[ 1 - \frac{0.1 \times 1.42}{0.95 - 0.25} \times \frac{3302.547}{22734.96} ; 1 - \frac{0.1}{0.95 - 0.25} \times \frac{3302.547}{220702.59} \right]$$

$$k_{zy} = \max[0.970 ; 0.979] \Rightarrow k_{zy} = 0.979$$

Et :

$$k_{zz} = \min \left[ C_{mz} \left( 1 + [2 \bar{\lambda}_z - 0.6] \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) ; C_{mz} \left( 1 + 1.4 \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) \right]$$

$$k_{zz} = \min \left[ 0.95 \left( 1 + [2 \times 1.42 - 0.6] \frac{3302.547}{22734.96} \right) ; 0.95 \left( 1 + 1.4 \frac{3302.547}{22734.96} \right) \right] =$$

$$k_{zz} = \min[1.259 ; 1.143] \Rightarrow k_{zz} = 1.143$$

Et :

$$k_{yz} = 0.6 \times k_{zz} = 0.6 \times 1.143 \Rightarrow k_{yz} = 0.6858$$

- Vérifier par rapport à l'axe fort y-y :

$$\begin{aligned} & \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \\ &= \frac{3302.547}{49464.078} + 0.986 \times \frac{513.045}{1315.37} + 0.6858 \times \frac{6.96}{952.81} = 0.456 < 1 \end{aligned}$$

D'où le flambement par rapport l'axe fort y-y est vérifié

- Vérifier par rapport à l'axe faible z-z :

$$\begin{aligned} & \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \\ &= \frac{3302.547}{22734.96} + 0.979 \times \frac{513.045}{1315.37} + 1.143 \times \frac{6.96}{952.81} = 0.535 < 1 \end{aligned}$$

D'où le flambement par rapport l'axe faible z-z est vérifiée

Au final :

Le profilé **IPE 200** convient comme **montant pour la poutre au vent** pour notre cas de structure.

### III.9. Conclusion :

Suite à l'étude réalisé sur les éléments secondaires de notre construction, on a opté pour des profilés qui se présentent dans le tableau III.8.

**Tableau III.8.** Récapitulation des profils convenant

Eléments	Profile utiliser
Panneau de la toiture	Panneau sandwich ondulé en polyuréthane de type <b>TL 70</b> , d'épaisseur <b>70 mm</b> ,
Bardage	Panneau sandwich ondulé en polyuréthane de type <b>LL 45</b> , d'épaisseur de <b>45 mm</b>
Pannes	<b>IPE 200</b>
Liernes	Barre ronde de diamètre <b>10 mm</b>
Echantignolle	Tôle d'épaisseur de <b>22 mm</b>

---

---

Lisses de Bardage	<b>UPN 140</b>
Potelets	<b>HEB 240</b>
Poutre au vent	Cornière isolée de <b>65×65×6</b>
Palée de stabilité	<b>UPN 80</b>
Montant de la poutre au vent	<b>IPE 200</b>

# Chapitre IV :

## Calcul de la ferme

## IV.1. Introduction :

Les fermes sont les poutres maîtresses d'un comble. Elles sont constituées le plus souvent, par un système triangulé dont la membrure supérieure appelée arbalétrier, est située sous la surface extérieure du comble. Les extrémités de cette membrure sont reliées à la membrure inférieure, appelée entrain, par les goussets de retombée.

Les deux membrures sont réunies par un système à treillis comprenant montants et diagonales. Les fermes prennent appui, soit sur des poteaux en acier.

On considère dans le présent chapitre une fermes trapézoïdale légères destinées à supporter la couverture, dites de toiture.



## IV.2. Calcul structural :

## IV.3.1. Évaluation des charges :

On a opté pour le deuxième portique qui est le plus sollicité, situé à la zone H sous le vent  $\theta = 90^\circ$

- Le vent de soulèvement est :  $V = -64.90 \text{ daN/m}^2$  (Zone H) (Chapitre 2)
- Le poids propre estimer de la ferme (lourde) est de :  $G_{ferme} = 20 \text{ daN/m}^2$  selon l'Eurocode
- Le poids de la poutre au vent est de :  $G_{poutre \text{ au vent}} = 8 \text{ daN/m}^2$
- Le poids propre des pannes IPE 200 est de :  $G_{panne} = 22.4 \text{ daN/ml}$
- L'entre axe des pannes est :  $1.888 \text{ m}$
- La pente du versant est :  $\alpha = 6.84^\circ$
- L'entre axe des portiques est :  $e = 6 \text{ m}$
- Panneau sandwich est de :  $10.67 \text{ daN/m}^2$
- Accessoire de pose est de :  $5 \text{ daN/m}^2$
- Surcharge de neige est de :  $N = 68 \text{ daN/m}^2$

A- Charge permanente :

$$G = \left[ (20 + 8 + 10.67 + 5) \times 6 + \frac{22.4}{1.888} \times 6 \right] \times 1.888 \quad \Rightarrow \quad G = 629.09 \text{ daN}$$

B- Surcharge de neige :

$$N = 68 \times 6 \times 1.888 \quad \Rightarrow \quad N = 770.304 \text{ daN}$$

C- Surcharge du vent (soulèvement) :

$$V = 64.90 \times 6 \times 1.888 \Rightarrow V = 735.187 \text{ daN}$$

Remarque :

Les efforts due au vent ascensionnel agissent perpendiculairement au versant de la toiture.

Vu la faible pente de la toiture ( $\alpha = 6.84$ ) et par souci de simplification des calculs, on admet que ces efforts sont dirigés verticalement, ce qui nous dirige vers une erreur négligeable ( $< 2\%$ )

IV.3.2. Calcul des efforts dans les barres

On considère la ferme comme un ensemble de nœuds articulés avec des barres soumises à des efforts axiaux. Comme elle est en équilibre donc chaque nœud doit être aussi parfaitement en équilibre.

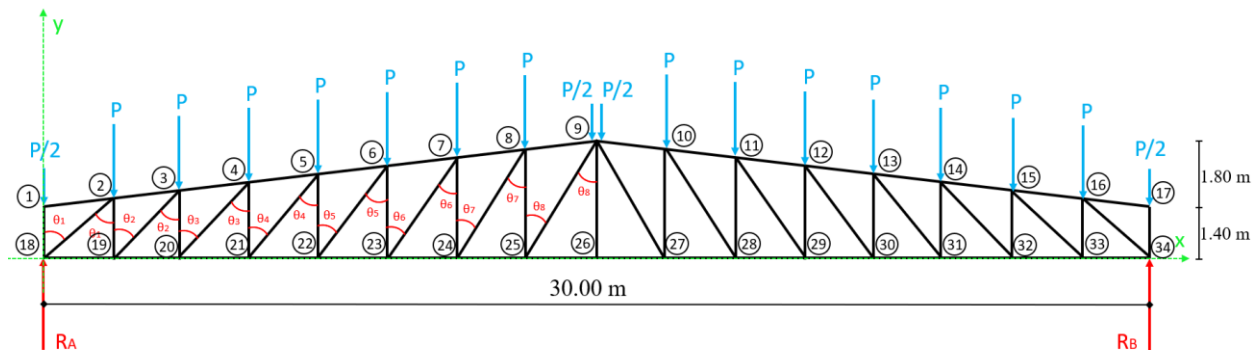
Le calcul des efforts dans les barres s'effectue par la méthode des nœuds.

On prend une charge unitaire  $P = 1 \text{ daN}$  pour simplifier les calculs

La ferme trapézoïdale de notre construction comprend 65 barres et 34 nœuds

Donc :  $b = 65$  et  $n = 34 \Rightarrow b = 2n - 3$

Donc le système est indéformable isostatique



- Calcul des réactions d'appuis :

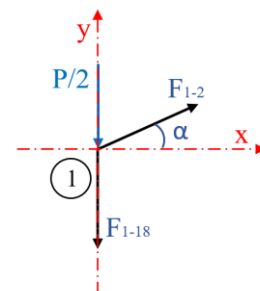
$$R_A = R_B = \frac{16P}{2} = 8P = 8 \text{ daN}$$

- Isolation des nœuds :

❖ Nœud 1 :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{1-2} \cos(\alpha) = 0$$

$$\Rightarrow F_{1-2} = 0 \text{ daN}$$



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_{1-2} \sin(\alpha) - F_{1-18} - \frac{P}{2} = 0 \Rightarrow F_{1-18} = -\frac{P}{2} = -\frac{1}{2} \text{ daN}$$

La longueur du premier montant est :

$$1.4 + 1.875 \tan(\alpha) = 1.4 + 0.225 = 1.625 \text{ m}$$

❖ **Nœud 18 :**

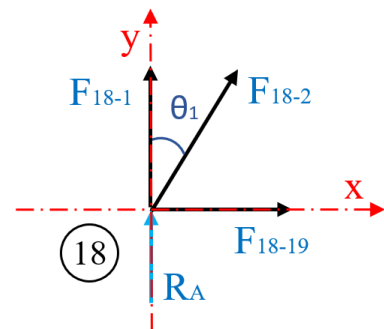
$$\tan \theta_1 = \frac{1.875}{1.625} \Rightarrow \theta_1 = 49.08^\circ$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_{18-2} \cos(\theta_1) + F_{18-1} + R_A = 0 \Rightarrow F_{18-2} = \frac{-F_{18-1} - R_A}{\cos(\theta_1)}$$

$$F_{18-2} = \frac{\left(\frac{1}{2}\right) - 8}{\cos(49.08)} \Rightarrow F_{18-2} = -11.45 \text{ daN}$$

$$\begin{aligned} \sum F_x = 0 &\Rightarrow F_{18-2} \sin(\theta_1) + F_{18-19} = 0 \\ &\Rightarrow F_{18-19} = -F_{18-2} \sin(\theta_1) \end{aligned}$$

$$F_{18-19} = 11.45 \sin(49.08) \Rightarrow F_{18-19} = 8.65 \text{ daN}$$



❖ **Nœud 2 :**

$$\sum F_x = 0$$

$$\Rightarrow F_{2-3} \cos(\alpha) - F_{2-1} \cos(\alpha) - F_{2-18} \sin(\theta_1) = 0$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow F_{2-3} &= \frac{F_{2-1} \cos(\alpha) + F_{2-18} \sin(\theta_1)}{\cos(\alpha)} \\ &\Rightarrow F_{2-3} = \frac{0 - 11.45 \times \sin(49.08)}{\cos(6.84)} \end{aligned}$$

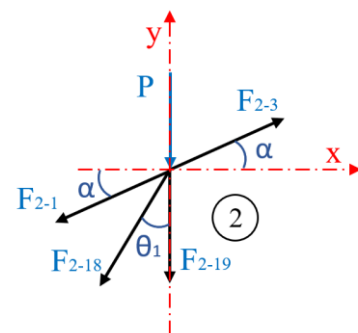
$$\Rightarrow F_{2-3} = -8.714 \text{ daN}$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -P - F_{2-19} - F_{2-18} \cos(\theta_1) - F_{2-1} \sin(\alpha) + F_{2-3} \sin(\alpha) = 0$$

$$\Rightarrow F_{2-19} = -P - F_{2-18} \cos(\theta_1) - F_{2-1} \sin(\alpha) + F_{2-3} \sin(\alpha)$$

$$\Rightarrow F_{2-19} = -1 + 11.45 \times \cos(49.08) - 8.714 \times \sin(6.84)$$

$$\Rightarrow F_{2-19} = 5.46 \text{ daN}$$

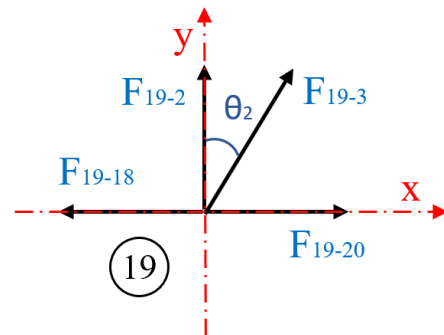


❖ Nœud 19 :

$$\tan \theta_2 = \frac{1.875}{1.625 + 0.225} \Rightarrow \theta_2 = 45.38^\circ$$

$$\begin{aligned} \sum F_y = 0 &\Rightarrow F_{19-3} \cos(\theta_2) + F_{19-2} = 0 \\ &\Rightarrow F_{19-3} = \frac{-F_{19-2}}{\cos(\theta_2)} \end{aligned}$$

$$F_{19-3} = \frac{-5.46}{\cos(45.38)} \Rightarrow F_{19-3} = -7.77 \text{ daN}$$



$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{19-20} - F_{19-18} + F_{19-3} \sin(\theta_2) = 0 \Rightarrow$$

$$\begin{aligned} F_{19-20} = F_{19-18} - F_{19-3} \sin(\theta_2) &\Rightarrow F_{19-20} = 8.65 + 7.77 \sin(45.38) \Rightarrow \\ F_{19-20} &= 14.18 \text{ daN} \end{aligned}$$

❖ Nœud 3 :

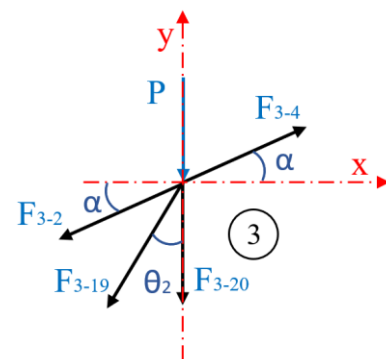
$$\sum F_x = 0$$

$$\Rightarrow F_{3-4} \cos(\alpha) - F_{3-2} \cos(\alpha) - F_{3-19} \sin(\theta_2) = 0$$

$$\Rightarrow F_{3-4} = \frac{F_{3-2} \cos(\alpha) + F_{3-19} \sin(\theta_2)}{\cos(\alpha)} \Rightarrow$$

$$F_{3-4} = \frac{-8.714 \times \cos(6.84) - 7.77 \times \sin(45.38)}{\cos(6.84)}$$

$$\Rightarrow F_{3-4} = -14.18 \text{ daN}$$



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -P - F_{3-20} - F_{3-19} \cos(\theta_2) - F_{3-2} \sin(\alpha) + F_{3-4} \sin(\alpha) = 0$$

$$\Rightarrow F_{3-20} = -P - F_{3-19} \cos(\theta_2) - F_{3-2} \sin(\alpha) + F_{3-4} \sin(\alpha)$$

$$\Rightarrow F_{3-20} = -1 + 7.77 \times \cos(45.38) + 8.714 \times \sin(6.84) - 14.18 \times \sin(6.84)$$

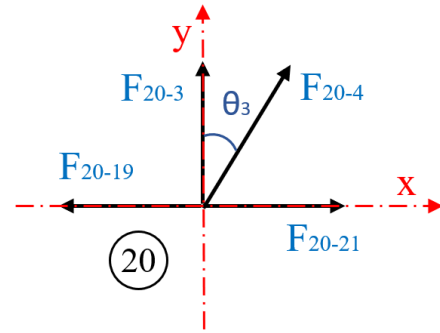
$$\Rightarrow F_{3-20} = 3.80 \text{ daN}$$

❖ Nœud 20 :

$$\tan \theta_3 = \frac{1.875}{1.625 + 0.225 \times 2} \Rightarrow \theta_3 = 42.10^\circ$$

$$\begin{aligned} \sum F_y = 0 &\Rightarrow F_{20-4} \cos(\theta_3) + F_{20-3} = 0 \\ &\Rightarrow F_{20-4} = \frac{-F_{20-3}}{\cos(\theta_3)} \end{aligned}$$

$$F_{20-4} = \frac{-5.12}{\cos(42.10)} \Rightarrow F_{20-4} = -6.90 \text{ daN}$$



$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{20-21} - F_{20-19} + F_{20-4} \sin(\theta_3) = 0 \Rightarrow$$

$$F_{20-21} = F_{20-19} - F_{20-4} \sin(\theta_3)$$

$$\Rightarrow F_{20-21} = 14.18 + 6.90 \times \sin(42.10)$$

$$\Rightarrow F_{20-21} = 18.80 \text{ daN}$$

❖ Nœud 4 :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{4-5} \cos(\alpha) - F_{4-3} \cos(\alpha) - F_{4-20} \sin(\theta_3) = 0$$

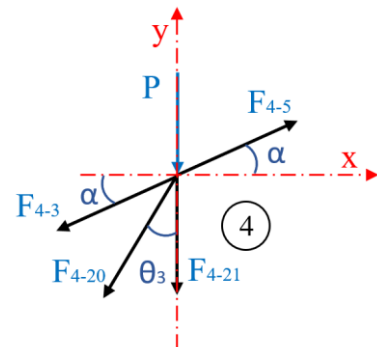
$$\Rightarrow F_{4-5} = \frac{F_{4-3} \cos(\alpha) + F_{4-20} \sin(\theta_3)}{\cos(\alpha)} \Rightarrow$$

$$F_{4-5} = \frac{-14.18 \times \cos(6.84) - 6.90 \times \sin(42.10)}{\cos(6.84)}$$

$$\Rightarrow F_{4-5} = -18.84 \text{ daN}$$

$$\begin{aligned} \sum F_y = 0 &\Rightarrow -P - F_{4-21} - F_{4-20} \cos(\theta_3) \\ &\quad - F_{4-3} \sin(\alpha) + F_{4-5} \sin(\alpha) = 0 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow F_{4-21} = -P - F_{4-20} \cos(\theta_3) - F_{4-3} \sin(\alpha) + F_{4-5} \sin(\alpha)$$



$$\Rightarrow F_{4-21} = -1 + 6.90 \times \cos(42.10) + 14.18 \times \sin(6.84) - 18.84 \times \sin(6.84)$$

$$\Rightarrow F_{4-21} = 3.56 \text{ daN}$$

❖ Nœud 21 :

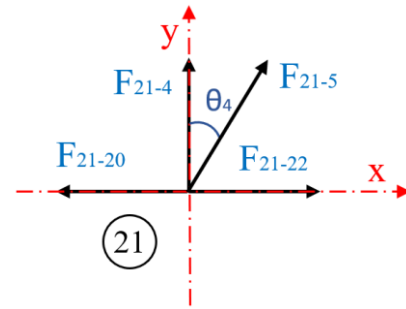
$$\tan \theta_4 = \frac{1.875}{1.625 + 0.225 \times 3} \Rightarrow \theta_4 = 39.18^\circ$$

$$\begin{aligned} \sum F_y = 0 &\Rightarrow F_{21-5} \cos(\theta_4) + F_{21-4} = 0 \\ &\Rightarrow F_{21-5} = \frac{-F_{21-4}}{\cos(\theta_4)} \end{aligned}$$

$$F_{21-5} = \frac{-3.56}{\cos(39.18)} \Rightarrow F_{21-5} = -4.59 \text{ daN}$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{21-22} - F_{21-20} + F_{21-5} \sin(\theta_4) = 0 \Rightarrow$$

$$\begin{aligned} F_{21-22} = F_{21-20} - F_{21-5} \sin(\theta_4) &\Rightarrow F_{21-22} = 18.80 + 4.59 \times \sin(39.18) \Rightarrow \\ F_{21-22} &= 21.70 \text{ daN} \end{aligned}$$



❖ Nœud 5 :

$$\sum F_x = 0$$

$$\Rightarrow F_{5-6} \cos(\alpha) - F_{5-4} \cos(\alpha) - F_{5-21} \sin(\theta_4) = 0$$

$$\Rightarrow F_{5-6} = \frac{F_{5-4} \cos(\alpha) + F_{5-21} \sin(\theta_4)}{\cos(\alpha)} \Rightarrow$$

$$F_{5-6} = \frac{-18.84 \times \cos(6.84) - 4.59 \times \sin(39.18)}{\cos(6.84)}$$

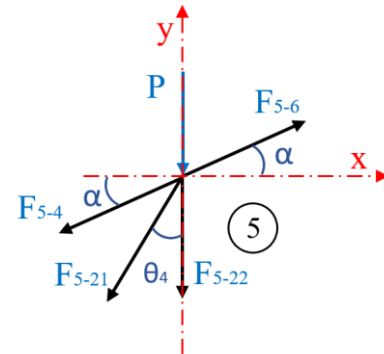
$$\Rightarrow F_{5-6} = -21.76 \text{ daN}$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -P - F_{5-22} - F_{5-21} \cos(\theta_4) - F_{5-4} \sin(\alpha) + F_{5-6} \sin(\alpha) = 0$$

$$\Rightarrow F_{5-22} = -P - F_{5-21} \cos(\theta_4) - F_{5-4} \sin(\alpha) + F_{5-6} \sin(\alpha)$$

$$\Rightarrow F_{5-22} = -1 + 4.59 \times \cos(39.18) + 18.84 \times \sin(6.84) - 21.76 \times \sin(6.84)$$

$$\Rightarrow F_{5-22} = 2.21 \text{ daN}$$



❖ Nœud 22 :

$$\tan \theta_5 = \frac{1.875}{1.625 + 0.225 \times 4} \Rightarrow \theta_5 = 36.59^\circ$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_{22-6} \cos(\theta_5) + F_{22-5} = 0$$

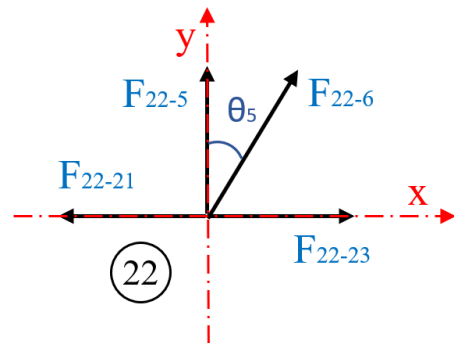
$$\Rightarrow F_{22-6} = \frac{-F_{22-5}}{\cos(\theta_5)}$$

$$F_{22-6} = \frac{-2.21}{\cos(36.59)} \Rightarrow F_{22-6} = -2.75 \text{ daN}$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{22-23} - F_{22-21} + F_{22-6} \sin(\theta_5) = 0 \Rightarrow$$

$$F_{22-23} = F_{22-21} - F_{22-6} \sin(\theta_5) \Rightarrow F_{22-23} = 21.70 + 2.75 \times \sin(36.59) \Rightarrow$$

$$F_{22-23} = 23.34 \text{ daN}$$



❖ Nœud 6 :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{6-7} \cos(\alpha) - F_{6-5} \cos(\alpha) - F_{6-22} \sin(\theta_5) = 0$$

$$\Rightarrow F_{6-7} = \frac{F_{6-5} \cos(\alpha) + F_{6-22} \sin(\theta_5)}{\cos(\alpha)} \Rightarrow$$

$$F_{6-7} = \frac{-21.76 \times \cos(6.84) - 2.75 \times \sin(36.59)}{\cos(6.84)}$$

$$\Rightarrow F_{6-7} = -23.24 \text{ daN}$$

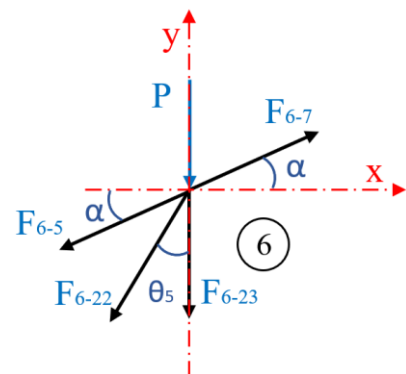
$$\sum F_y = 0$$

$$\Rightarrow -P - F_{6-23} - F_{6-22} \cos(\theta_5) - F_{6-5} \sin(\alpha) + F_{6-7} \sin(\alpha) = 0$$

$$\Rightarrow F_{6-23} = -P - F_{6-22} \cos(\theta_5) - F_{6-5} \sin(\alpha) + F_{6-7} \sin(\alpha)$$

$$\Rightarrow F_{6-23} = -1 + 2.75 \times \cos(36.59) + 21.76 \times \sin(6.84) - 23.24 \times \sin(6.84)$$

$$\Rightarrow F_{6-23} = 1.03 \text{ daN}$$

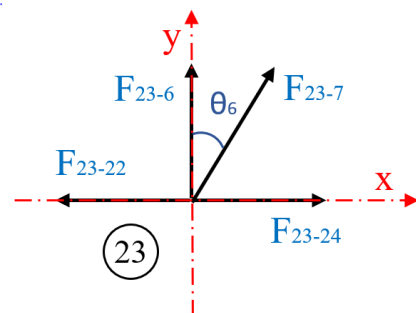


❖ Nœud 23 :

$$\tan \theta_6 = \frac{1.875}{1.625 + 0.225 \times 5} \Rightarrow \theta_6 = 34.28^\circ$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_{23-7} \cos(\theta_6) + F_{23-6} = 0$$

$$\Rightarrow F_{23-7} = \frac{-F_{23-6}}{\cos(\theta_6)}$$



$$F_{23-7} = \frac{-1.03}{\cos(34.28)} \Rightarrow F_{23-7} = -1.25 \text{ daN}$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{23-24} - F_{23-22} + F_{23-7} \sin(\theta_6) = 0 \Rightarrow$$

$$F_{23-24} = F_{23-22} - F_{23-7} \sin(\theta_6) \Rightarrow F_{23-24} = 23.34 + 1.25 \times \sin(34.28) \Rightarrow$$

$$F_{23-24} = 24.04 \text{ daN}$$

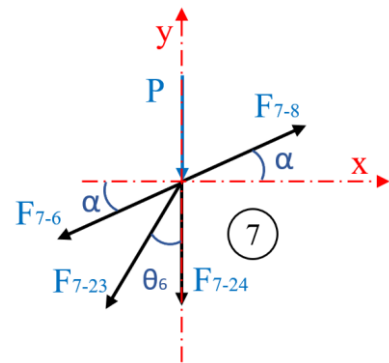
❖ Nœud 7 :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{7-8} \cos(\alpha) - F_{7-6} \cos(\alpha) - F_{7-23} \sin(\theta_6) = 0$$

$$\Rightarrow F_{7-8} = \frac{F_{7-6} \cos(\alpha) + F_{7-23} \sin(\theta_6)}{\cos(\alpha)} \Rightarrow$$

$$F_{7-8} = \frac{-23.24 \times \cos(6.84) - 1.25 \times \sin(34.28)}{\cos(6.84)}$$

$$\Rightarrow F_{7-8} = -23.95 \text{ daN}$$



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -P - F_{7-24} - F_{7-23} \cos(\theta_6) - F_{7-6} \sin(\alpha) + F_{7-8} \sin(\alpha) = 0$$

$$\Rightarrow F_{7-24} = -P - F_{7-23} \cos(\theta_6) - F_{7-6} \sin(\alpha) + F_{7-8} \sin(\alpha)$$

$$\Rightarrow F_{7-24} = -1 + 1.25 \times \cos(34.28) + 23.24 \times \sin(6.84) - 23.95 \times \sin(6.84)$$

$$\Rightarrow F_{7-24} = -0.05 \text{ daN}$$

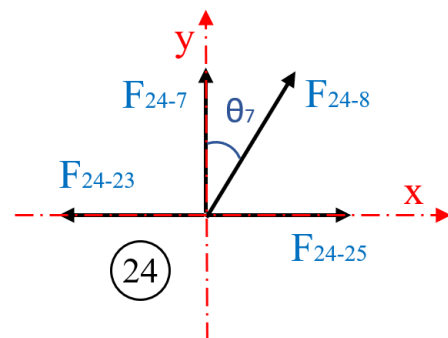
❖ Nœud 24 :

$$\tan \theta_7 = \frac{1.875}{1.625 + 0.225 \times 6} \Rightarrow \theta_7 = 32.22^\circ$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_{24-8} \cos(\theta_7) + F_{24-7} = 0$$

$$\Rightarrow F_{24-8} = \frac{-F_{24-7}}{\cos(\theta_7)}$$

$$F_{24-8} = \frac{0.05}{\cos(32.22)} \Rightarrow F_{24-8} = 0.06 \text{ daN}$$



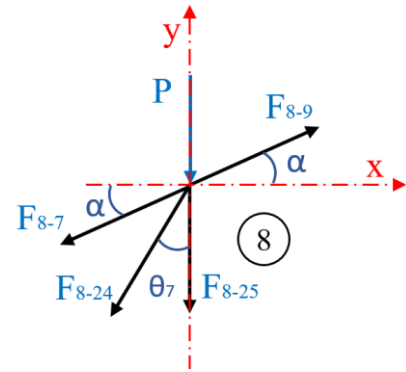
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{24-25} - F_{24-23} + F_{24-8} \sin(\theta_7) = 0 \Rightarrow$$

$$F_{24-25} = F_{24-23} - F_{24-8} \sin(\theta_7) \Rightarrow F_{24-25} = 24.04 - 0.06 \times \sin(32.22) \Rightarrow$$

$$F_{24-25} = 24 \text{ daN}$$

❖ Nœud 8 :

$$\begin{aligned} \sum F_x = 0 &\Rightarrow F_{8-9} \cos(\alpha) - F_{8-7} \cos(\alpha) \\ &\quad - F_{8-24} \sin(\theta_7) = 0 \\ \Rightarrow F_{8-9} &= \frac{F_{8-7} \cos(\alpha) + F_{8-24} \sin(\theta_7)}{\cos(\alpha)} \Rightarrow \\ F_{8-9} &= \frac{-23.95 \times \cos(6.84) + 0.06 \times \sin(32.22)}{\cos(6.84)} \\ &\Rightarrow F_{8-9} = -23.92 \text{ daN} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} \sum F_y = 0 &\Rightarrow -P - F_{8-25} - F_{8-24} \cos(\theta_7) - F_{8-7} \sin(\alpha) + F_{8-9} \sin(\alpha) = 0 \\ \Rightarrow F_{8-25} &= -P - F_{8-24} \cos(\theta_7) - F_{8-7} \sin(\alpha) + F_{8-9} \sin(\alpha) \\ \Rightarrow F_{8-25} &= -1 - 0.06 \times \cos(32.22) + 23.95 \times \sin(6.84) - 23.92 \times \sin(6.84) \\ &\Rightarrow F_{8-25} = -1.05 \text{ daN} \end{aligned}$$

❖ Nœud 25 :

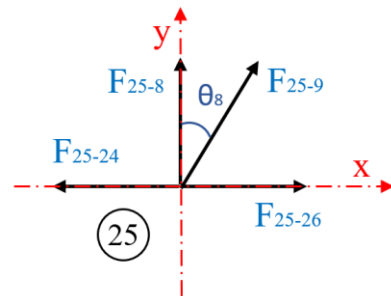
$$\tan \theta_8 = \frac{1.875}{1.625 + 0.225 \times 7} \Rightarrow \theta_8 = 30.36^\circ$$

$$\begin{aligned} \sum F_y = 0 &\Rightarrow F_{25-9} \cos(\theta_8) + F_{25-8} = 0 \\ \Rightarrow F_{25-9} &= \frac{-F_{25-8}}{\cos(\theta_8)} \end{aligned}$$

$$F_{25-9} = \frac{1.05}{\cos(30.36)} \Rightarrow F_{25-9} = 1.216 \text{ daN}$$

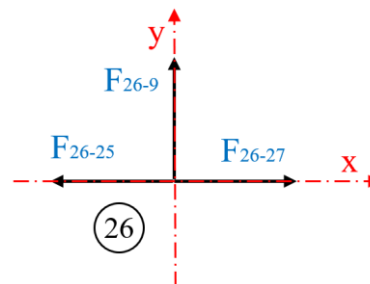
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{25-26} - F_{25-24} + F_{25-9} \sin(\theta_8) = 0 \Rightarrow$$

$$\begin{aligned} F_{25-26} &= F_{25-24} - F_{25-9} \sin(\theta_8) \Rightarrow F_{25-26} = 24 - 1.216 \times \sin(30.36) \Rightarrow \\ &F_{25-26} = 23.39 \text{ daN} \end{aligned}$$



❖ Nœud 26 :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_{26-9} = 0 \text{ daN}$$



**Tableau IV.1.** Récapitulatif des efforts dans les barres :

Eléments	N° des barres	Effort dû à $P = 1 \text{ daN}$	Les combinaisons les plus défavorables	
			$1.35 G + 1.5 N =$ <b>2004.72 daN</b>	$G - 1.5 V =$ <b>- 473.69 daN</b>
Membrure supérieure	1 – 2	0	0	0
	2 – 3	-8.714	-17469.13	4127.73
	3 – 4	-14.18	-28426.93	6716.92
	4 – 5	-18.24	-36566.09	8640.11
	5 – 6	-21.76	-43622.70	10307.50
	6 – 7	-23.24	-46589.69	11008.56
	7 – 8	-23.95	<b>-48013.04</b>	<b>11344.88</b>
	8 – 9	-23.92	-47952.90	11330.67
Membrure inférieure	18 – 19	8.65	17340.83	-4097.42
	19 – 20	14.18	28426.93	-6716.92
	20 – 21	18.80	37688.74	-8905.37
	21 – 22	21.70	43502.42	-10279.073
	22 – 23	23.34	46790.17	-11055.92
	23 – 24	24.04	<b>48193.47</b>	<b>-11387.51</b>
	24 – 25	24	48113.28	-11368.56
	25 – 26	23.39	46890.40	-11079.61
Diagonales	2 – 18	-11.45	<b>-22954.04</b>	<b>5423.75</b>
	3 – 19	-7.77	-15576.67	3680.57
	4 – 20	-6.90	-13832.57	3268.46
	5 – 21	-4.59	-9201.66	2174.24
	6 – 22	-2.75	-5512.98	1302.65
	7 – 23	-1.25	-2505.9	592.11
	8 – 24	0.06	120.28	-28.42
	9 – 25	1.216	2437.74	-576.01
Montants	1 – 18	-0.5	-1002.36	236.845
	2 – 19	5.46	<b>10945.77</b>	-2586.35

	3 – 20	3.80	7617.94	-1800.02
	4 – 21	3.56	7136.80	-1686.34
	5 – 22	2.21	4430.43	-1046.85
	6 – 23	1.03	2064.86	-487.90
	7 – 24	-0.05	-100.24	23.68
	8 – 25	-1.05	<b>-2104.96</b>	497.37
	9 – 26	0	0	0

**Remarque :**

Convention de signe : (+) Tension et (-) Compression.

IV.3.3. Dimensionnement des barres :

**A- Membrane supérieure :**

**Barre 7-8 :**

$$N_{sd} = - 48013.04 \text{ daN} \quad (\text{Compression})$$

$$N_{sd} = + 11330.67 \text{ daN} \quad (\text{Tension})$$

- Longueur  $l_0$  de la barre :

$$l_0 = \frac{30/16}{\cos(\alpha)} = \frac{1.875}{\cos(6.84)} = 1.888 \text{ m}$$

$$l_y = 0.9l_0 = 0.9 \times 1.888 = 1.69 \text{ m} \quad (\text{Dans le plan de la ferme})$$

$$l_z = l_0 = 1.888 \text{ m} \quad (\text{Dans le plan } \perp \text{ au plan de la ferme})$$

- Prédimensionnement de la membrane supérieure :

$$I_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times l_{max}^2}{\pi^2 \times E} \rightarrow I_{nec} \geq \frac{48013.04 \times 188.8^2}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6} \rightarrow I_{nec} = 82.57 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1) ont opté pour une section en UPN 65 en double collée dos à dos

Soit un UPN 65 :

$$I_y^1 = 57.5 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_z^1 = 14.1 \text{ cm}^4 ;$$

$$A_{UPN 65} = 9.03 \text{ cm}^2 \quad ; \quad y_s = 1.42 \text{ cm}$$

Soit deux UPN 65 :

$$I_y = 2 \times I_y^1 = 2 \times 57.5 = 115 \text{ cm}^4$$

$$A_{2UPN 65} = 9.03 \times 2 = 18.06 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{115}{18.06}} = 2.523 \text{ cm}$$

$$\Delta = y_s + 0.5 = 1.42 + 0.5 = 1.92 \text{ cm}$$

$$I_z = 2 \times [I_z^1 + A_{UPN} \times \Delta^2] = 2 \times [14.1 + 9.03 \times 1.92^2] = 94.77 \text{ cm}^4$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{94.77}{18.06}} = 2.25 \text{ cm}$$

Classe de la section : (Annexe 3)

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

- La classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b-t_w-r_1}{t_f} = \frac{4.2-0.55-0.75}{0.75} = 3.86 < 9\varepsilon = 9 \quad \text{Vérfiée}$$

- La classe de l'âme

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{3.4}{0.55} = 6.18 < 33\varepsilon = 33 \quad \text{Vérifier}$$

Section de la classe 1 → Pas de réduction de section pour le flambement local.

$$\text{On a : } \lambda_{max} = \max(\lambda_y ; \lambda_z)$$

Avec :

$\beta_A = 1.0$  : pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{169}{2.523} = 66.98$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times (\beta_A)^{0.5} = \frac{66.98}{93.9\varepsilon} \times 1 = 0.71$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{188.8}{2.25} = 83.91$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times (\beta_A)^{0.5} = \frac{83.91}{93.9\varepsilon} \times 1 = 0.9$$

Donc :  $\overline{\lambda_{max}} = 0.9$

On a section en U donc courbe de flambement « c » (Tableau 2, annexe 1)

d'où  $\alpha = 0.49$  (Tableau 3, annexe 1)

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha(\overline{\lambda_{max}} + 0.2) + \overline{\lambda_{max}}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.49(0.9 + 0.2) + 0.9^2]$$

$$\phi = 1.0765$$

$$\chi_{min} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \lambda_{max}^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.0765 + [1.0765^2 - 0.9^2]^{0.5}} = 0.5998$$

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0.5998 \times \frac{18.06 \times 2350}{1.1} = 23141.91 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 48013.04 \text{ daN} > N_{b,Rd} = 23141.91 \text{ daN}$$

L'UPN 65 en double dos à dos ne résiste pas il faut augmenter la section

Après plusieurs calculs on a opté pour une section en UPN 120 en double coller âme à âme

Vérification à la compression

Soit un UPN 120 :

$$I_y^1 = 364 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_z^1 = 43.2 \text{ cm}^4 ;$$

$$A_{UPN 120} = 17 \text{ cm}^2 ; \quad y_s = 1.6 \text{ cm}$$

Soit deux UPN 120 :

$$I_y = 2 \times I_y^1 = 2 \times 364 = 728 \text{ cm}^4$$

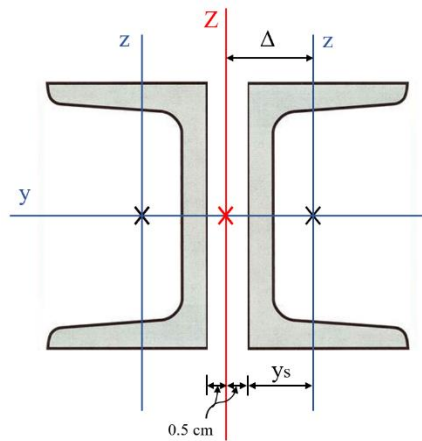
$$A_{2 UPN 100} = 17 \times 2 = 34 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{728}{34}} = 4.62 \text{ cm}$$

$$\Delta = y_s + 0.5 = 1.6 + 0.5 = 2.1 \text{ cm}$$

$$I_z = 2 \times [I_z^1 + A_{UPN} \times \Delta^2] = 2 \times [43.2 + 17 \times 2.1^2] = 236.34 \text{ cm}^4$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{236.34}{34}} = 2.63 \text{ cm}$$



Classe de la section : (Annexe 3)

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

- La classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b-t_w-r_1}{t_f} = \frac{5.5-0.7-0.9}{0.9} = 4.33 < 9\varepsilon = 9 \quad \text{Vérifiée}$$

- La classe de l'âme

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{8.2}{0.7} = 11.71 < 33 \varepsilon = 33 \quad \text{Vérifiée}$$

Section de la classe 1 → Pas de réduction de section pour le flambement local.

On a :  $\lambda_{max} = \max(\lambda_y ; \lambda_z)$

Avec :

$\beta_A = 1.0$  : pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{169}{4.62} = 36.58$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times (\beta_A)^{0.5} = \frac{36.58}{93.9 \varepsilon} \times 1 = 0.39$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{188.8}{2.63} = 71.78$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times (\beta_A)^{0.5} = \frac{71.78}{93.9 \varepsilon} \times 1 = 0.76$$

Donc :  $\overline{\lambda_{max}} = 0.76$

On a section en U donc courbe de flambement « c » (Tableau 2, annexe 1)

D'où  $\alpha = 0.49$  (Tableau 3, annexe 1)

$$\begin{aligned} \phi &= 0.5 \left[ 1 + \alpha(\overline{\lambda_{max}} + 0.2) + \overline{\lambda_{max}}^2 \right] = 0.5[1 + 0.49(0.76 - 0.2) + 0.76^2] \\ \phi &= 0.926 \end{aligned}$$

$$\chi_{min} = \frac{1}{\phi + \left[ \phi^2 - \overline{\lambda_{max}}^2 \right]^{0.5}} = \frac{1}{0.926 + [0.926^2 - 0.76^2]^{0.5}} = 0.6872$$

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0.6872 \times \frac{34 \times 2350}{1.1} = 49915.70 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 48013.04 \text{ daN} < N_{b,Rd} = 49915.70 \text{ daN} \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification a la traction :

On a :

$$N_{sd} = 11330.67 \text{ daN} \quad (\text{Tension})$$

La résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34 \times 2350}{1.1} = 72636.36 \text{ daN}$$

La section nette :

$$A_{net} = 2 \times (17 - 0.7 \times 1.3) = 32.18 \text{ cm}^2$$

La résistance ultime de la section nette :

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 32.18 \times 3600}{1.25} = 83410.56 \text{ daN}$$

$$N_{t,Rd} = \text{Min}(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) \rightarrow N_{t,Rd} = \text{Min}(72636.36; 83410.56)$$

On a :

$$N_{sd} = 11330.67 \text{ daN} < N_{t,Rd} = 72636.36 \text{ daN} \quad \text{Vérifiée}$$

D'où l'UPN 120 en double dos à dos de 1 cm d'espacement entre âme convient comme membrure supérieure de notre ferme

### B- Membrure inférieure :

#### Barre 1-10 :

$$N_{sd} = -11387.51 \text{ daN} \quad (\text{Compression})$$

$$N_{sd} = +48193.47 \text{ daN} \quad (\text{Tension})$$

- Longueur  $l_0$  de la barre :

$$l_0 = \frac{30}{16} = 1.875 \text{ m}$$

$$l_y = 0.9l_0 = 0.9 \times 1.875 = 1.6875 \text{ m} \quad (\text{Dans le plan de la ferme})$$

$$l_z = l_0 = 1.875 \text{ m} \quad (\text{Dans le plan } \perp \text{ au plan de la ferme})$$

- Prédimensionnement de la membrure inférieure :

Calcul de la section brute :

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} \rightarrow A \geq \frac{48193.47 \times 1.1}{2350} \rightarrow A = 22.55 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau des profilés (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1) ont opté pour une section en UPN 100 en double coller dos à dos

Soit un double UPN 100 :

$$A_{UPN 100} = 13.5 \text{ cm}^2 ; A = 2 \times A_{UPN 100} = 2 \times 13.5 = 27 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la section choisi la résistance :
  - Vérification a la traction :

La résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{27 \times 2350}{1.1} = 57681.81 \text{ daN}$$

Section nette :

$$A_{net} = 2 \times (13.5 - 0.6 \times 1.3) = 25.44 \text{ cm}^2$$

La résistance ultime de la section nette :

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 25.44 \times 3600}{1.25} = 65940.48 \text{ daN}$$

$$N_{t,Rd} = \text{Min}(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) \rightarrow N_{t,Rd} = \text{Min}(57681.81; 65940.48)$$

On a :

$$N_{sd} = 48193.47 \text{ daN} \leq N_{t,Rd} = 57681.81 \text{ daN} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ Vérification a la compression :

Soit un UPN 100 :

$$I_y^1 = 206 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_z^1 = 29.3 \text{ cm}^4 ;$$

$$A_{UPN 100} = 13.5 \text{ cm}^2 \quad ; \quad y_s = 1.55 \text{ cm}$$

Soit deux UPN 100 :

$$I_y = 2 \times I_y^1 = 2 \times 206 = 412 \text{ cm}^4$$

$$A_{2 UPN 100} = 13.5 \times 2 = 27 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{412}{27}} = 3.9 \text{ cm}$$

$$\Delta = y_s + 0.5 = 1.55 + 0.5 = 2.05 \text{ cm}$$

$$I_z = 2 \times [I_z^1 + A_{UPN} \times \Delta^2] = 2 \times [29.3 + 13.5 \times 2.05^2] = 172.06 \text{ cm}^4$$

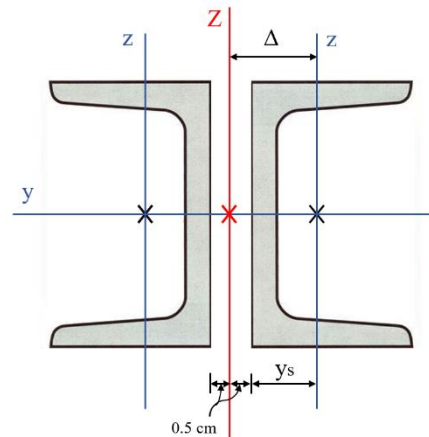
$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{172.06}{27}} = 2.52 \text{ cm}$$

Classe de la section : (Annexe 3)

On a :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

- La classe de la semelle



$$\frac{c}{t_f} = \frac{b-t_w-r_1}{t_f} = \frac{5-0.6-0.85}{0.85} = 4.17 < 9\varepsilon = 9 \quad \text{Vérfiée}$$

- La classe de l'âme

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{6.4}{0.6} = 10.66 < 33 \varepsilon = 33 \quad \text{Vérfiée}$$

Section de la classe 1 → Pas de réduction de section pour le flambement local.

$$\text{On a : } \lambda_{max} = \max(\lambda_y ; \lambda_z)$$

Avec :

$\beta_A = 1.0$  : pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{198.4}{3.9} = 50.87$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times (\beta_A)^{0.5} = \frac{50.87}{93.9 \varepsilon} \times 1 = 0.54$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{248}{2.52} = 98.41$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times (\beta_A)^{0.5} = \frac{98.41}{93.9 \varepsilon} \times 1 = 1.04$$

Donc :  $\overline{\lambda_{max}} = 1.04$

On a section en U donc courbe de flambement « c » (Tableau 2, annexe 1)

D'où  $\alpha = 0.49$  (Tableau 3, annexe 1)

$$\begin{aligned} \phi &= 0.5 \left[ 1 + \alpha(\overline{\lambda_{max}} + 0.2) + \overline{\lambda_{max}}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.49(0.79 - 0.2) + 0.79^2] \\ \phi &= 0.9566 \end{aligned}$$

$$\chi_{min} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \overline{\lambda_{max}}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.9566 + [0.9566^2 - 0.79^2]^{0.5}} = 0.6684$$

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0.6684 \times \frac{27 \times 2350}{1.1} = 38554.52 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 11387.51 \text{ daN} < N_{b,Rd} = 38554.52 \text{ daN} \quad \text{Vérfiée}$$

D'où l'UPN 100 en double dos à dos de 1 cm d'espacement entre âme convient comme membrure inférieure de notre ferme.

### C- Diagonales :

#### Barre 2-18 :

$$N_{sd} = -22954.04 \text{ daN} \quad (\text{Compression})$$

$$N_{sd} = + 5423.75 \text{ daN} \quad (\text{Tension})$$

- Longueur  $l_0$  de la barre :

$$l_0 = \frac{1.875}{\sin(\theta_1)} = \frac{1.875}{\sin(49.08)} = 2.48 \text{ m}$$

$$l_y = 0.8 \times l_0 = 0.8 \times 2.48 = 1.984 \text{ m} \quad (\text{Dans le plan de la ferme})$$

$$l_z = l_0 = 2.48 \text{ m} \quad (\text{Dans le plan } \perp \text{ au plan de la ferme})$$

- Prédimensionnement de la diagonale :

$$I_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times (l_{max}^2)}{\pi^2 \times E} \Rightarrow I_{nec} \geq \frac{22954.04 \times (248^2)}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6} \Rightarrow I_{nec} = 68.11 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1) ont opté pour une section en UPN 65 en double coller dos à dos

Soit un UPN 65 :

$$I_y^1 = 57.5 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_z^1 = 14.1 \text{ cm}^4 ;$$

$$A_{UPN 65} = 9.03 \text{ cm}^2 \quad ; \quad y_s = 1.42 \text{ cm}$$

Soit deux UPN 65 :

$$I_y = 2 \times I_y^1 = 2 \times 57.5 = 115 \text{ cm}^4$$

$$A_{2 UPN 65} = 9.03 \times 2 = 18.06 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{115}{18.06}} = 2.523 \text{ cm}$$

$$\Delta = y_s + 0.5 = 1.42 + 0.5 = 1.92 \text{ cm}$$

$$I_z = 2 \times [I_z^1 + A_{UPN} \times \Delta^2] = 2 \times [14.1 + 9.03 \times 1.92^2] = 94.77 \text{ cm}^4$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{94.77}{18.06}} = 2.25 \text{ cm}$$

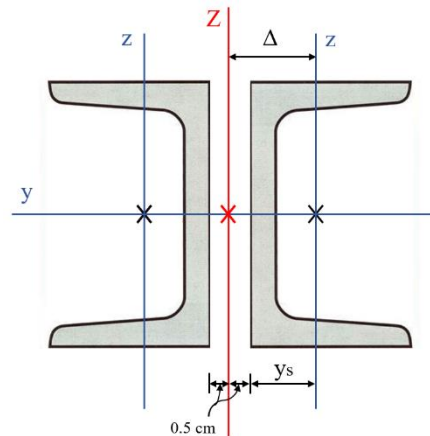
Classe de la section : (Annexe 3)

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

- La classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b-t_w-r_1}{t_f} = \frac{4.2-0.55-0.75}{0.75} = 3.86 < 9\varepsilon = 9 \quad \text{Vérfiée}$$

- La classe de l'âme



$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{3.4}{0.55} = 6.18 < 33 \varepsilon = 33 \quad \text{Vérfiée}$$

Section de la classe 1 → Pas de réduction de section pour le flambement local.

$$\text{On a : } \lambda_{max} = \max(\lambda_y ; \lambda_z)$$

Avec :

$\beta_A = 1.0$  : pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{198.4}{2.523} = 78.63$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times (\beta_A)^{0.5} = \frac{78.63}{93.9 \varepsilon} \times 1 = 0.84$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{248}{2.25} = 110.22$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times (\beta_A)^{0.5} = \frac{110.22}{93.9 \varepsilon} \times 1 = 1.17$$

Donc :  $\overline{\lambda_{max}} = 1.17$

On a section en U donc courbe de flambement « c » (Tableau 2, annexe 1)

D'où  $\alpha = 0.49$  (Tableau 3, annexe 1)

$$\begin{aligned} \phi &= 0.5 \left[ 1 + \alpha(\overline{\lambda_{max}} + 0.2) + \overline{\lambda_{max}}^2 \right] = 0.5 \left[ 1 + 0.49(1.17 - 0.2) + 1.17^2 \right] \\ \phi &= 1.4221 \end{aligned}$$

$$\chi_{min} = \frac{1}{\phi + \left[ \phi^2 - \overline{\lambda_{max}}^2 \right]^{0.5}} = \frac{1}{1.4221 + \left[ 1.4221^2 - 1.17^2 \right]^{0.5}} = 0.4483$$

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0.4483 \times \frac{18.06 \times 2350}{1.1} = 17296.63 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 22954.04 \text{ daN} > N_{b,Rd} = 17296.63 \text{ daN}$$

L'UPN 65 en double dos à dos ne résiste pas il faut augmenter la section

Après plusieurs calculs on a opté pour une section en UPN 100 en double collée âme à âme

Soit un UPN 100 :

$$I_y^1 = 206 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_z^1 = 29.3 \text{ cm}^4 ;$$

$$A_{UPN 100} = 13.5 \text{ cm}^2 ; \quad y_s = 1.55 \text{ cm}$$

Soit deux UPN 100 :

$$I_y = 2 \times I_y^1 = 2 \times 206 = 412 \text{ cm}^4$$

$$A_{2UPN100} = 13.5 \times 2 = 27 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{412}{27}} = 3.9 \text{ cm}$$

$$\Delta = y_s + 0.5 = 1.55 + 0.5 = 2.05 \text{ cm}$$

$$I_Z = 2 \times [I_Z^1 + A_{UPN} \times \Delta^2] = 2 \times [29.3 + 13.5 \times 2.05^2] = 172.06 \text{ cm}^4$$

$$i_Z = \sqrt{\frac{I_Z}{A}} = \sqrt{\frac{172.06}{27}} = 2.52 \text{ cm}$$

Classe de la section : (Annexe 3)

On a :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

- La classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b-t_w-r_1}{t_f} = \frac{5-0.6-0.85}{0.85} = 4.17 < 9\varepsilon = 9 \quad \text{Vérifiée}$$

- La classe de l'âme

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{6.4}{0.6} = 10.66 < 33\varepsilon = 33 \quad \text{Vérifiée}$$

Section de la classe 1 → Pas de réduction de section pour le flambement local.

$$\text{On a : } \lambda_{max} = \max(\lambda_y ; \lambda_z)$$

Avec :

$\beta_A = 1.0$  : pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{198.4}{3.9} = 50.87$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times (\beta_A)^{0.5} = \frac{50.87}{93.9\varepsilon} \times 1 = 0.54$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{248}{2.52} = 98.41$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times (\beta_A)^{0.5} = \frac{98.41}{93.9\varepsilon} \times 1 = 1.04$$

Donc :  $\overline{\lambda_{max}} = 1.04$

On a une section en U donc courbe de flambement « c » (Tableau 2, annexe 1)

D'où  $\alpha = 0.49$  (Tableau 3, annexe 1)

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha(\overline{\lambda_{max}} + 0.2) + \overline{\lambda_{max}}^2 \right] = 0.5[1 + 0.49(1.04 - 0.2) + 1.04^2]$$

$$\phi = 1.2466$$

$$\chi_{min} = \frac{1}{\phi + \left[ \phi^2 - \overline{\lambda_{max}}^2 \right]^{0.5}} = \frac{1}{1.2466 + [1.2466^2 - 1.04^2]^{0.5}} = 0.5170$$

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0.5170 \times \frac{27 \times 2350}{1.1} = 29821.5 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 22954.04 \text{ daN} < N_{b,Rd} = 29821.5 \text{ daN} \quad \text{Vérifier}$$

Vérification de la rigidité :

La barre est susceptible de flamber uniquement sous l'action de son poids propre

L'élanement limite est :  $\lambda_{lim} = 150$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{198.4}{3.9} = 50.87 < 150 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{248}{2.52} = 98.41 < 150 \quad \text{Vérifiée}$$

D'où l'UPN 100 en double dos à dos de 1 cm d'espacement entre âme convient comme diagonale de notre ferme

#### D- Montants :

##### Barre 2-19 :

$$N_{sd} = + 10945.77 \text{ daN} \quad (\text{Tension})$$

##### Barre 8-25 :

$$N_{sd} = - 2104.96 \text{ daN} \quad (\text{Compression})$$

On a choisi l'étude la barre 8-28 sous la compression car elle est la barre la plus longue en proportionnelle avec un effort de compression important

- Longueur  $l_0$  de la barre 8-28 :

$$l_0 = 1.4 + 0.225 \times 7 = 2.975 \text{ m}$$

$$l_y = 0.8 \times l_0 = 0.8 \times 2.975 = 2.38 \text{ m} \quad (\text{Dans le plan de la ferme})$$

$$l_z = l_0 = 2.975 \text{ m} \quad (\text{Dans le plan } \perp \text{ au plan de la ferme})$$

- Prédimensionnement du montant :

Calcul de la section brute A :

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} \Rightarrow A \geq \frac{10945.77 \times 1.1}{2350} \Rightarrow A \geq 5.12 \text{ cm}^2$$

La section étant très faible, et pour raisons constructives, on opte pour double UPN 65 coller dos à dos selon le tableau des profile (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1)

Vérification de section choisie à la résistance :

Vérification a la traction :

On a :

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

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

Avec :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{18.03 \times 2350}{1.1} = 38518.63 \text{ daN}$$

Et :

$$A_{net} = 2 \times (9.03 - 1.3 \times 0.55) = 16.63 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 16.63 \times 3600}{1.1} = 53881.2 \text{ daN}$$

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd}) = \min(38518.63 ; 53881.2) \rightarrow N_{t,Rd} = 38518.63 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 10945.77 < N_{t,Rd} = 38518.63 \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification a la compression :

Soit un UPN 65 :

$$I_y^1 = 57.5 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_z^1 = 14.1 \text{ cm}^4 ;$$

$$A_{UPN 65} = 9.03 \text{ cm}^2 \quad ; \quad y_s = 1.42 \text{ cm}$$

Soit deux UPN 65 :

$$I_y = 2 \times I_y^1 = 2 \times 57.5 = 115 \text{ cm}^4$$

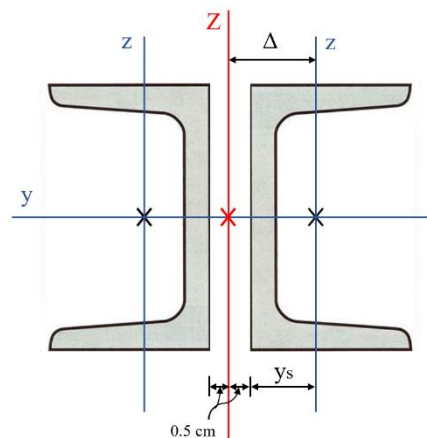
$$A_{2UPN 65} = 9.03 \times 2 = 18.06 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{115}{18.06}} = 2.523 \text{ cm}$$

$$\Delta = y_s + 0.5 = 1.42 + 0.5 = 1.92 \text{ cm}$$

$$I_z = 2 \times [I_z^1 + A_{UPN} \times \Delta^2] = 2 \times [14.1 + 9.03 \times 1.92^2] = 94.77 \text{ cm}^4$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{94.77}{18.06}} = 2.25 \text{ cm}$$



Classe de la section : (Annexe 3)

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

- La classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b-t_w-r_1}{t_f} = \frac{4.2-0.55-0.75}{0.75} = 3.86 < 9\varepsilon = 9 \quad \text{Vérfiée}$$

- La classe de l'âme

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{3.4}{0.55} = 6.18 < 33\varepsilon = 33 \quad \text{Vérfiée}$$

Section de la classe 1 → Pas de réduction de section pour le flambement local.

$$\text{On a : } \lambda_{max} = \max(\lambda_y ; \lambda_z)$$

Avec :

$\beta_A = 1.0$  : pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{238}{2.523} = 74.33$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times (\beta_A)^{0.5} = \frac{74.33}{93.9\varepsilon} \times 1 = 0.79$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{297.5}{2.25} = 132.22$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times (\beta_A)^{0.5} = \frac{132.22}{93.9\varepsilon} \times 1 = 1.4$$

Donc :  $\overline{\lambda_{max}} = 1.4$

On a section en U donc courbe de flambement « c » (Tableau 2, annexe 1)

D'où  $\alpha = 0.49$  (Tableau 3, annexe 1)

$$\begin{aligned} \phi &= 0.5 \left[ 1 + \alpha(\overline{\lambda_{max}} + 0.2) + \overline{\lambda_{max}}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.49(1.4 - 0.2) + 1.4^2] \\ \phi &= 1.774 \end{aligned}$$

$$\chi_{min} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \overline{\lambda_{max}}^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.774 + [1.774^2 - 1.4^2]^{0.5}} = 0.3492$$

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0.3492 \times \frac{18.06 \times 2350}{1.1} = 13473.08 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 2104.96 \text{ daN} > N_{b,Rd} = 13473.08 \text{ daN} \quad \text{Vérfiée}$

Vérification à la rigidité :

La barre est susceptible de flamber uniquement sous l'action de son poids propre.

L'élancement limite :  $\lambda_{lim} = 450$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{238}{2.523} = 74.33 < 450 \quad \text{Vérfiée}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{297.5}{2.25} = 132.22 < 450 \quad \text{Vérfiée}$$

D'où l'UPN 65 en double dos à dos de 1 cm d'espacement entre âme convient comme montant de notre ferme.

Mais vu les raison pratique, détails de construction et d'assemblage on prend UPN 80 en double dos à dos de 1 cm d'espacement entre âme

### Remarque :

Pour les barres à effort nul (cas de la barre 9-26 et 1-2) ; ne sont pas sans utilité, même si elles ne sont pas soumises à des efforts lors de mises en charges ; autrement elles peuvent être sollicitées si les charges changent, aussi sont nécessaires pour maintenir la ferme dans la forme désirée.

#### IV.3.4. Calcul du poids réel de la ferme :

Le poids propre de la ferme estimé initialement est de  $20 \text{ daN/m}^2$

Donc le poids d'une ferme est  $20 \times 30 \times 6 = 3600 \text{ daN}$

- Membrure supérieure :

La longueur de la membrure supérieure est :  $l = \frac{30}{\cos(6.84)} = 30.21 \text{ m}$

Donc :

$$G_1 = 30.21 \times 26.8 = 809.628 \text{ daN}$$

- Membrure inférieure :

La longueur de la membrure inférieure est :  $l = 30 \text{ m}$

$$G_2 = 30 \times 21.2 = 636 \text{ daN}$$

- Diagonale :

La longueur de la diagonale est :  $l = \frac{l_{2-18} + l_{9-25}}{2} \times 8 \times 2 = \frac{2.481 + 3.709}{2} \times 8 \times 2 = 49.52 \text{ m}$

$$G_3 = 49.52 \times 21.2 = 1049.824 \text{ daN}$$

- Montants :

La longueur du montant est :

$$l = \frac{l_{1-18} + l_{9-26}}{2} \times 9 \times 2 - 3.2 = \frac{1.4 + 3.2}{2} \times 9 \times 2 - 3.2 = 38.2 \text{ m}$$

$$G_4 = 38.2 \times 14.18 = 541.676 \text{ daN}$$

D'où :

$$G_{ferme} = 809.628 + 636 + 1049.824 + 541.676 = 3037.128 \text{ daN}$$

A cela on ajoute forfaitairement 20% pour tenir compte du poids des goussets, des boulons, des contreventements verticaux entre les fermes et de la peinture.

$$G_{ferme} = 3037.128 \times 1.2 \Rightarrow G_{ferme} = 3644.55 \text{ daN}$$

**Remarque :**

La valeur estimée pour le calcul structural (**3600 daN**) est sensiblement la même après le calcul du poids réel de la ferme (**3644.55 daN**)

**IV.3. Conclusion :**

Suite à l'étude réalisée et au calcul sur les éléments de la ferme on obtient les résultats représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2.** Récapitulatif des éléments de la ferme et leur poids par mètre linière

Eléments	Profile	Poids propre
Membrures supérieure	2 UPN 120	26.8 daN/ml
Membrures inférieure	2 UPN 100	21.2 daN/ml
Diagonales	2 UPN 100	21.2 daN/ml
Montants	2 UPN 80	14.18 daN/ml

# Chapitre V :

## Calcul du pont Roulant

V.1. Introduction :

Les ponts roulants sont des moyens de manutention indispensables dans le lien de secteurs industriels ; dans ce chapitre nous décrirons le dimensionnement d'un pont roulant, ses constituants et son fonctionnement dans l'objectif de faire une vérification analytique et numérique de sa résistance.

V.2. Définition :

Un pont roulant, est un engin de lavage mobile circulant sur un chemin de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace. Transversalement au chemin de roulement est disposé un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge.

Si le pont est constitué d'une seule poutre, on parle de pont mono poutre. Dans les autres cas, on a affaire à un pont bipoutre (Figure V.1)



Figure V.1. Pont roulant bipoutre

- 1- La portée
- 2- La cote d'approche
- 3- La hauteur de levage
- 4- Hauteur de pose

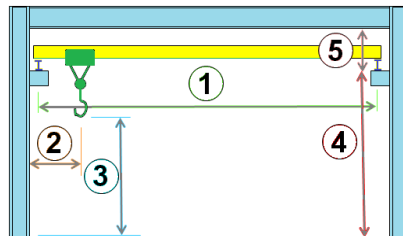


Figure V.2. Dimensions et hauteurs

V.3. Calcul structural :

Selon l'Eurocode 3 on enchainera le calcul suivant :

V.3.1. Evaluation des charges :

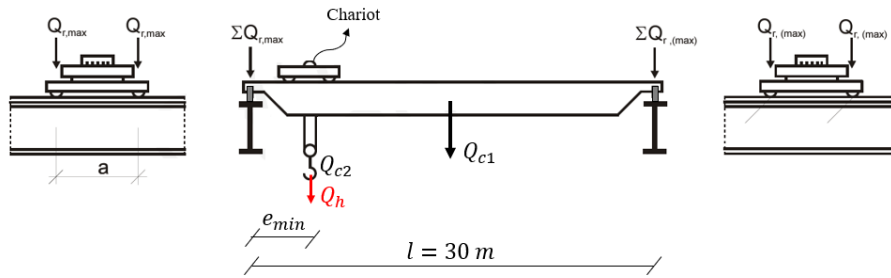
D'après la recommandation [C.T.I.C.M]

- Capacité du pont =  $150\text{ kN} = 15\text{ tonnes}$  ,
- Portée entre les rails du pont :  $L = 30\text{ m}$  ,
- Poids propre du pont :  $Q_{c1} = 310\text{ kN}$  (Annexe 6),
- Poids propre du chariot :  $Q_{c2} = 50\text{ kN}$  (Annexe 6),
- Masse à lever nominale :  $Q_{h,nom} = 150\text{ kN}$  ,
- Approche minimale du crochet :  $e_{min} = 1.0\text{ m}$  ,
- L'empattement (entre axe des galets du pont) :  $a = 4.6\text{ m}$  (Annexe 6),

- Portée de la poutre de roulement :  $l = 6.0 m$ ,
- Classe de levage : HC3 (Annexe 5, Tableau 5)
- Vitesse de levage :  $v_h = 5 m/min$  (Annexe 6),
- Utilisez l'acier de la classe S235

V.3.2. Calcul des réactions au niveau des galets :

Il convient de déterminer les charges verticales exercées par les galets d'un appareil de levage sur une poutre de roulement en tenant compte des dispositions de charges (Figure V.3)



**Figure V.3.** Position de l'appareil de levage en charge pour obtenir le chargement maximal de la poutre de roulement

V.3.2.1. Réaction verticale maximale par galet

↗ Appareil de levage en charge :

Groupe charge 1 : (Annexe 5, Tableau 1)

On a :  $0.9 \leq \varphi_1 \leq 1.1$  d'où on prend  $\varphi_1 = 1.1$  (Annexe 5, Tableau 3)

Classe de levage HC3 (Annexe 5, Tableau 5)

$$\varphi_2 = \varphi_{2,min} + \beta_2 \times v_h = 1.15 + 0.51 \times \frac{5}{60} = 1.1925$$

La charge maximale caractéristique par galet de l'appareil de levage en charge avec majoration dynamique est donnée par :

$$\begin{aligned} \sum Q_{r,max} &= \varphi_1 \left[ \frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \times \left( \frac{l - e_{min}}{l} \right) \right] + \varphi_2 \times Q_h \times \left( \frac{l - e_{min}}{l} \right) \\ \sum Q_{r,max} &= 1.1 \times \left[ \frac{310}{2} + 50 \times \left( \frac{30 - 1}{30} \right) \right] + 1.1925 \times 150 \times \left( \frac{30 - 1}{30} \right) = 396.57 \text{ kN} \\ \sum Q_{r,(max)} &= \varphi_1 \left[ \frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \times \left( \frac{e_{min}}{l} \right) \right] + \varphi_2 \times Q_h \times \left( \frac{e_{min}}{l} \right) \\ \sum Q_{r,(max)} &= 1.1 \times \left[ \frac{310}{2} + 50 \times \left( \frac{1}{30} \right) \right] + 1.1925 \times 150 \times \left( \frac{1}{30} \right) = 178.29 \text{ kN} \\ Q_{r,max} &= \frac{\sum Q_{r,max}}{2} = \frac{396.57}{2} = 198.28 \text{ kN} \\ Q_{r,(max)} &= \frac{\sum Q_{r,(max)}}{2} = \frac{178.29}{2} = 89.145 \text{ kN} \end{aligned}$$

V.3.2.2. Réaction verticale minimale par galet :

↗ Appareil de levage à vide :

Groupe charge 1 :

On a :  $\varphi_1 = 1.1$  (Annexe 5, Tableau 3)

$$\sum Q_{r,(min)} = \varphi_1 \left[ \frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \times \left( \frac{l - e_{min}}{l} \right) \right]$$

$$\sum Q_{r,(min)} = 1.1 \times \left[ \frac{310}{2} + 50 \times \left( \frac{30 - 1}{30} \right) \right] = 223.67 \text{ kN}$$

$$Q_{r,(min)} = \frac{\sum Q_{r,min}}{2} = \frac{223.67}{2} = 111.835 \text{ kN}$$

$$\sum Q_{r,min} = \varphi_1 \left[ \frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \times \left( \frac{e_{min}}{l} \right) \right]$$

$$\sum Q_{r,min} = 1.1 \times \left[ \frac{310}{2} + 50 \times \left( \frac{1}{30} \right) \right] = 172.33 \text{ kN}$$

$$Q_{r,min} = \frac{\sum Q_{r,min}}{2} = \frac{172.33}{2} = 86.165 \text{ kN}$$

V.3.3. Charges horizontales :

Pour tenir compte de l'effet de l'accélération de décélération de l'appareil de levage lors de ses déplacements, des réactions horizontales longitudinales et transversales doivent être prévus comme suit :

V.3.3.1. Charge horizontale longitudinale :

$$H_{L,1} = H_{L,2} = \varphi_5 \times \frac{K}{n_r}$$

Avec :  $n_r = 2$  nombre de poutres de roulement

Et :  $\varphi_5 = 1.5$  les systèmes dont la force change graduellement (Annexe 5, Tableau 6)

↗ La force d'entraînement calcule comme suit

$$K = \mu \times \sum Q_{r,min}^*$$

Avec :  $\mu = 0.2$  coefficient de frottement (Acier-Acier)

Et :

$$\sum Q_{r,min}^* = m_w \times Q_{r,min} = 2 \times 86.165 = 172.33 \text{ kN}$$

Avec :  $m_w = 2$  nombre de galets entraînés

D'où :

$$K = \mu \times \sum Q_{r,min}^* = 0.2 \times 172.33 = 34.466 \text{ kN}$$

Donc :

$$H_{L,1} = H_{L,2} = 1.5 \times \frac{34.466}{2} = 25.85 \text{ kN}$$

### V.3.3.2. Charge horizontale transversales :

Ces forces qui sont transmises par les galets de pont roulant à la poutre de roulement, ont pour cause :

- Le freinage du chariot.
- Les irrégularités de la voie de roulement.
- Le levage oblique.

Le moment  $M$  résultant de la force d'entraînement qu'il convient d'appliquer au centre de masse est contrebalancée par les charges horizontales transversales  $H_{T1}$  et  $H_{T2}$ .

Les charges horizontales transversales peuvent être obtenus de la façon suivante (EC 1-P 3: 2.7.2(3)) :

$$H_{T1} = \varphi_5 \times \xi_2 \times \frac{M}{a}$$

$$H_{T2} = \varphi_5 \times \xi_1 \times \frac{M}{a}$$

$$\text{Et : } \xi_1 = \frac{\sum Q_{r,max}}{\sum Q_r}$$

Avec :

$$\sum Q_r = \sum Q_{r,max} + \sum Q_{r,(max)} = 396.57 + 178.29 = 574.86 \text{ kN}$$

Dou :

$$\xi_1 = \frac{\sum Q_{r,max}}{\sum Q_r} = \frac{396.57}{574.86} = 0.6898$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1 = 1 - 0.6898 = 0.3102$$

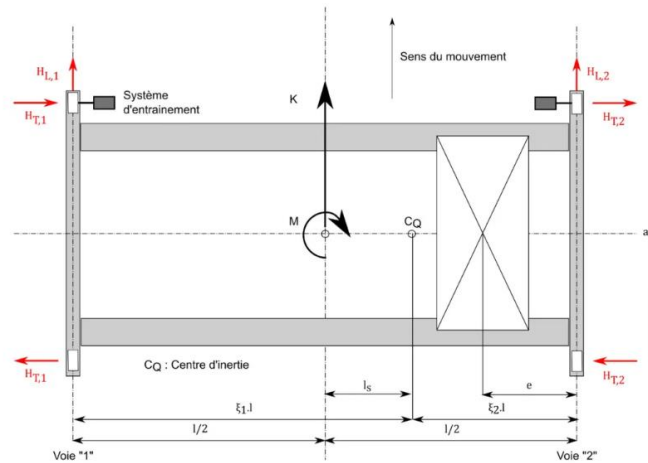
$$l_s = (\xi_1 - 0.5) \times l = (0.6898 - 0.5) \times 30 = 5.694 \text{ m}$$

L'excentrement  $l_s$ , est la distance qui sépare le centre d'inertie de l'axe médiane du pont.

$$M = K \times l_s = 34.466 \times 5.694 = 196.25 \text{ kN.m}$$

$$H_{T,1} = \varphi_5 \times \xi_1 \times \frac{M}{a} = 1.5 \times 0.6898 \times \frac{196.25}{4.6} = 44.14 \text{ kN}$$

$$H_{T,2} = \varphi_5 \times \xi_2 \times \frac{M}{a} = 1.5 \times 0.3102 \times \frac{196.25}{4.6} = 19.85 \text{ kN}$$



V.3.3.3. Force horizontales produits par la marche en crabe de l'appareil de levage :

La marche en crabe se traduit par un couple de forces horizontales qui peuvent être dues aux chocs par le passage des galets sur les joints de rails.

**Remarque :**

Elle est appliquée généralement dans le cas des appareils de levage lourd de classe HC3 et plus.

Des forces horizontales longitudinales et transversales des galets  $H_{S,i,j,k}$  et la force de guidage  $S$  due à la marche en crabe sont susceptibles de se produire au niveau des organes de guidage des appareils de levage ou des chariots pendant leur déplacement longitudinal ou transversal en un mouvement régulier.

↗ Angle de marche en crabe  $\alpha$  :

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_0 \leq 0.0150 \text{ rad}$$

$\alpha_F ; \alpha_V ; \alpha_0$  : Sont définie suivant tableau 7 annexe 5

Avec :

$\alpha_0 = 0.001 \text{ rad}$  : Angle de base (Annexe 5, Tableau 7)

$$x = \frac{10}{0.75} = 13.33 \text{ mm}$$

$$\alpha_F = \frac{0.75 \times x}{a} = \frac{0.75 \times (10/0.75)}{4600} = 0.0021 \text{ rad}$$

Usure du rail :  $y = 0.10 \times b_r = 0.10 \times 50 = 5 \text{ mm}$  Avec :  $b_r = 50 \text{ mm}$

$$\alpha_V = \frac{y}{a} = \frac{5}{4600} = 0.001 \text{ rad}$$

D'ou :

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_0 = 0.0021 + 0.001 + 0.001 = 0.0041 \text{ rad} \leq 0.0150 \text{ rad} \quad \text{verifier}$$

↗ Le facteur associe (coefficient non positif)  $f$  :

$$f = 0.3 \times (1 - \exp^{-250\alpha}) = 0.3 \times (1 - \exp^{-250 \times 0.0041}) = 0.192 \leq 0.3$$

↗ Distance entre le centre instantané de rotation et le guidage :

On a :

$$h = \frac{m \times \xi_1 \times \xi_2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$$

Avec :  $e_1 = 0$  ;  $e_2 = a$  ;  $m = 0$

$$h = \frac{0 + 4.6^2}{4.6} = 4.6 \text{ m}$$

Coefficient  $\lambda$  :

$$\lambda_s = 1 - \frac{\sum e_j}{n \times h} = 1 - \frac{4.6}{2 \times 4.6} = 0.5$$

$$\lambda_{S,1,L} = \lambda_{S,2,L} = 0$$

$$S = f \times \lambda_s \times \sum Q_r = 0.192 \times 0.5 \times 574.86 = 55.18 \text{ kN}$$

Pour la paire de galet 1 :

$$\lambda_{S,1,T} = \frac{\xi_1}{n} \times \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0.6898}{2} \times \left(1 - \frac{0}{4.6}\right) = 0.3449$$

$$\lambda_{S,2,T} = \frac{\xi_2}{n} \times \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0.3102}{2} \times \left(1 - \frac{0}{4.6}\right) = 0.1551$$

↗ Force horizontale transversale :

$$H_{S,1,T} = f \times \lambda_{S,1,T} \times \sum Q_r = 0.192 \times 0.3449 \times 574.86 \Rightarrow H_{S,1,T} = 38.06 \text{ kN}$$

$$H_{S,2,T} = f \times \lambda_{S,2,T} \times \sum Q_r = 0.192 \times 0.1551 \times 574.86 \Rightarrow H_{S,2,T} = 17.11 \text{ kN}$$

↗ Force horizontale longitudinale :

$$H_{S,1,L} = f \times \lambda_{S,1,L} \times \sum Q_r = 0$$

$$H_{S,2,L} = f \times \lambda_{S,2,L} \times \sum Q_r = 0$$

V.3.3.4. Force horizontales produits lors des accélérations et des décélérations du chariot :

La force horizontale  $H_{T,3}$  produite par l'accélération et décélération du chariot est déterminé de la façon suivante :

$$H_{T,3} = 10\% (Q_h) + 10\% (Q_{c,2}) = 10\% (150) + 10\% (50) = 20 \text{ kN}$$

**Tableau V.1.** Récapitulation des charges revenant à la poutre de roulement

Groupe de charges			1
Facteur d'amplifications dynamique correspondant au groupe de charges			$\varphi_1 = 1.1$ $\varphi_2 = 1.2$ $\varphi_5 = 1.5$
Charges verticales	Poids propre du pont	$Q_{r,(min)}$	111.835 kN
		$Q_{r,min}$	86.165 kN
	Poids propre du pont et de la masse à lever	$Q_{r,(max)}$	89.145 kN
		$Q_{r,max}$	198.28 kN
Charges horizontales	Accélération du pont	$H_{L,1}$	25.85 kN
		$H_{L,2}$	25.85 kN
		$H_{T,1}$	44.14 kN
		$H_{T,2}$	19.85 kN
	Marche en crabe	$H_{S,1,L}$	0
		$H_{S,2,L}$	0
		$H_{S,1,T}$	38.06 kN
		$H_{S,2,T}$	17.11 kN
	Accélération du chariot	$H_{T,3}$	20 kN

V.3.4. Dimensionnement de la poutre de roulement :

Le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche. La flèche maximale est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre.

- Portée :  $l = 6 \text{ m}$

- poids estimé de la poutre de roulement avec rail est de  $100 \text{ daN/ml} = 1 \times 10^{-2} \text{ kN/cm}$

La flèche admissible  $f_{adm}$  :

$$f_{adm} = \frac{l}{600} = \frac{600}{600} = 1 \text{ cm}$$

↗ Flèche verticale :

On a:  $\delta_1 + \delta_2 \leq f_{adm} = 1 \text{ cm}$

$$\delta_1 + \delta_2 = \left[ \frac{1}{48} \times \frac{Q_{r,max} \times l^3}{E \times I_Y} \right] + \left[ \frac{5}{384} \times \frac{G \times l^4}{E \times I_Y} \right]$$

$$= \left[ \frac{1}{48} \times \frac{198.28 \times 600^3}{2.1 \times 10^4 \times I_Y} \right] + \left[ \frac{5}{384} \times \frac{1 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^4 \times I_Y} \right] \leq 1$$

$$\frac{42488.57}{I_Y} + \frac{6428.57}{I_Y} \leq 1 \Rightarrow I_Y \geq 48917.14 \text{ cm}^4$$

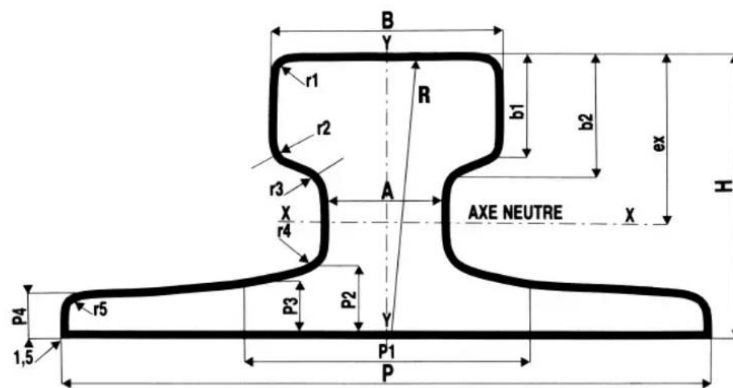
D'après le tableau des profiles on opte pour **HEB 400**

**Tableau V.2.** Les caractéristiques du profilé **HEB 400** (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1)

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	A <sub>vz</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>vy</sub> (mm <sup>2</sup> )
155	400	300	298	13.5	24	197.8 × 10 <sup>2</sup>	69.98 × 10 <sup>2</sup>	127.82 × 10 <sup>2</sup>
I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (mm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (mm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>w</sub> (mm <sup>6</sup> )	r (mm)
57680 × 10 <sup>4</sup>	10820 × 10 <sup>4</sup>	3232 × 10 <sup>3</sup>	1104 × 10 <sup>3</sup>	17.08 × 10	7.40 × 10	355.7 × 10 <sup>4</sup>	3817 × 10 <sup>9</sup>	27

↗ Choix du rail de roulement :

Le type et dimension de rail de roulement sont souvent fournis par le fabricant du pont roulant en fonction des conditions d'utilisation (charges, vitesse, portée,) et aussi en fonction du type de galet. On adopte des rails carrés en acier **A 75**.



**Figure V.4.** Caractéristiques géométriques des rails

**Tableau V.3.** Caractéristiques géométriques des rails

DISPONIBLE COURANT EN 12 METRES - Autres longueurs sur demande  
USUALLY AVAILABLE IN 12 METRES - Other length on request

DIN	Profil Section N°	Poids métrique weight KG	Hauteur Height H	Patin Base P	Boudin Head B	Ame Web A	P1	P2	P3	P4	b1	b2	r1	r2	r3	r4	r5	ex	R
A 45	1	22,1	55	125	45	24	54	14,5	11	8	20	24	4	3	4	5	4	33	400
A 55	2	31,8	65	150	55	31	66	17,5	12,5	9	25	28,5	5	5	5	6	5	38	400
A 65	3	43,1	75	175	65	38	78	20	14	10	30	34	6	5	5	6	5	44	400
A 75	4	56,2	85	200	75	45	90	22	15,4	11	35	39,5	8	6	6	8	6	50	500
A 100	5	74,3	95	200	100	60	100	23	16,5	12	40	45,5	10	6	6	8	6	52	500
A 120	6	100	105	220	120	72	120	30	20	14	47,5	55,5	10	6	10	10	6	57	600
A 150	7	150,3	150	220	150	80	-	31,5	-	14	50	-	10	8	35	10	6	77	800

Résistance courante Rm mini 690 N/mm<sup>2</sup> / Pour d'autres Résistances, nous consulter.  
Usual tensile strength Rm mini 690 N/mm<sup>2</sup> / For others tensile strength, please contact us.

Profil conforme aux spécifications techniques de la norme DIN 536-91  
Section from DIN 536-91 standard

V.3.5. Vérification au états limite de service ELS :

La vérification de la flèche est faite suivant les deux directions verticales et horizontales.

↗ Flèche verticale :

$$\delta_1 = \frac{Q_{r,max} \times l^3}{48 \times E \times I_Y} = \frac{198.28 \times 600^3}{48 \times 2.1 \times 10^4 \times 57680}$$

$$\Rightarrow \delta_1 = 0.736 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{G \times l^4}{E \times I_Y} = \frac{5}{384} \times \frac{(1.55 + 0.562) \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^4 \times 57680} \Rightarrow \delta_2 = 0.0294 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 = 0.736 + 0.0294 \Rightarrow \delta_{max} = 0.7654 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{L}{600} = 1 \text{ cm}$$

↗ Flèche horizontale :

$$I_z = \frac{(b_f^3 \times t_f)}{12} = \frac{30^3 \times 2.4}{12} = 5400 \text{ cm}^4 \text{ (semelle superieure)}$$

$$\delta_{max} = \frac{1}{48} \times \frac{H_{T,1} \times l^3}{E \times I_z} = \frac{1}{48} \times \frac{44.14 \times 600^3}{2.1 \times 10^4 \times 5400} = 1.75 > f_{adm} = \frac{L}{600} = 1 \text{ cm}$$

Donc la flèche horizontale n'est pas vérifiée.

Après plusieurs tentatives de vérification de la flèche horizontale on opte pour un **HEM 340** qui a une largeur de la semelle importante, Car les charges latérales elle sont appliqués sur la semelle supérieure de la poutre de roulement.

**Tableau V.3.** Les caractéristiques du profilé **HEM 340** (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1)

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	A <sub>vz</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>vy</sub> (mm <sup>2</sup> )
248	377	309	243	21	40	315.8 × 10 <sup>2</sup>	98.63 × 10 <sup>2</sup>	217.17 × 10 <sup>2</sup>
I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (mm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (mm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>w</sub> (mm <sup>6</sup> )	r (mm)
76370 × 10 <sup>4</sup>	19710 × 10 <sup>4</sup>	4718 × 10 <sup>3</sup>	1953 × 10 <sup>3</sup>	15.55 × 10	7.90 × 10	1506 × 10 <sup>4</sup>	5584 × 10 <sup>9</sup>	27

↗ Flèche verticale :

$$\delta_1 = \frac{Q_{r,max} \times l^3}{48 \times E \times I_y} = \frac{198.28 \times 600^3}{48 \times 2.1 \times 10^4 \times 76370}$$

$$\Rightarrow \delta_1 = 0.556 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{G \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{(2.48 + 0.562) \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^4 \times 76370} \Rightarrow \delta_2 = 0.032 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 = 0.556 + 0.032 \Rightarrow \delta_{max} = 0.588 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{L}{600} = 1 \text{ cm}$$

↗ Flèche horizontale :

$$I_z = \frac{(b_f^3 \times t_f)}{12} = \frac{30.9^3 \times 4}{12} = 9834.543 \text{ cm}^4 \text{ (semelle superieure)}$$

$$\delta_{max} = \frac{1}{48} \times \frac{H_{T,1} \times l^3}{E \times I_z} = \frac{1}{48} \times \frac{44.14 \times 600^3}{2.1 \times 10^4 \times 9834.543} = 0.961 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{L}{600} = 1 \text{ cm}$$

Donc la poutre en HEM 340 est vérifiée à l'ELS

### V.3.6. Calcul des sollicitations internes :

Les poutres de roulement dans notre cas sont conçues en tançons de 6.0 m de long supportées par deux appuis (isostatiques). Cette disposition permet de réduire les contraintes de fatigue qui peuvent être induites par l'alternance des moments  $M_+/M_-$ . Au niveau des appuis dans le cas des poutres continus.

#### V.3.6.1. Calcul des moments maximaux :

↗ Charges verticales  $M_V$  :

$$\text{Calcul de } \frac{a}{l} : \frac{a}{l} = \frac{4.6}{6} = 0.766 > 0.586$$

$$\text{Donc : } M_{max} = [Q_{r,max} \times l]/4$$

Et le moment est max à  $x = l/2 = 6/2 = 3 \text{ m}$

$$M_v = \frac{198.28 \times 6}{4} = 297.42 \text{ kN.m}$$

↗ Charge permanente  $M_G$  :

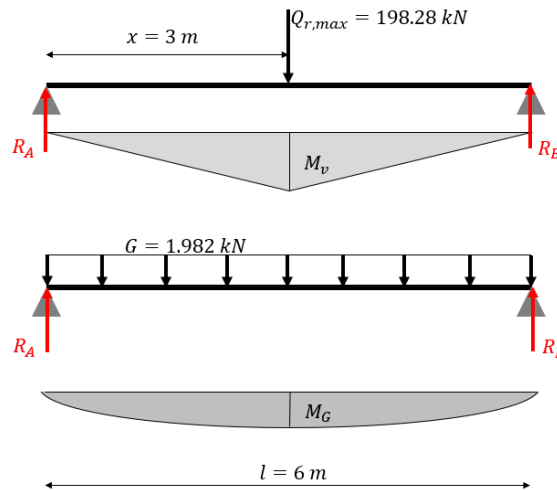
Pour  $x = 3 \text{ m}$  :

$$G = 2.48 + 0.562 = 3.042 \text{ kN/ml}$$

$$R_A = R_B = \frac{G \times l}{2} = \frac{3.042 \times 6}{2} = 9.126 \text{ kN}$$

$$M_{max} = M_G = \frac{(G \times l^2)}{8} = \frac{(3.042 \times 6^2)}{8}$$

$$M_G = 13.689 \text{ kN.m}$$

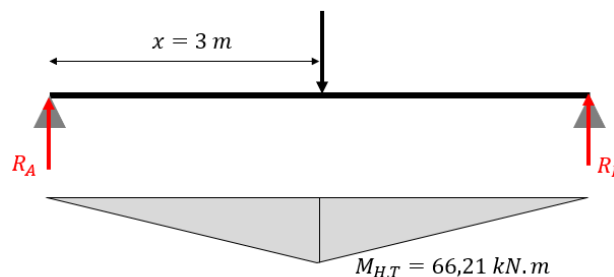


↗ Charge horizontale :

La valeur maximale du moment fléchissant est obtenue en plaçant une charge latérale à mi travée

$$M_h = \frac{44.14 \times 6}{4} = 66.21 \text{ kN.m}$$

$$H_{T,1} = 44,14 \text{ kN}$$



V.3.6.2. Calcul de l'effort tranchant maximal :

La position du galet qui donne un effort tranchant maximal est donne aux appuis.

↗ Charge variable V :

$$\sum M/B = 0$$

$$R_A \times l - Q_{r,max} \times l - Q_{r,max} \times (l - a) = 0 \Rightarrow R_A = \frac{Q_{r,max} \times l + Q_{r,max} \times (l - a)}{l}$$

$$R_A = \frac{198.28 \times 6 + 198.28 \times (6 - 4.6)}{6} = 244.55 \text{ kN}$$

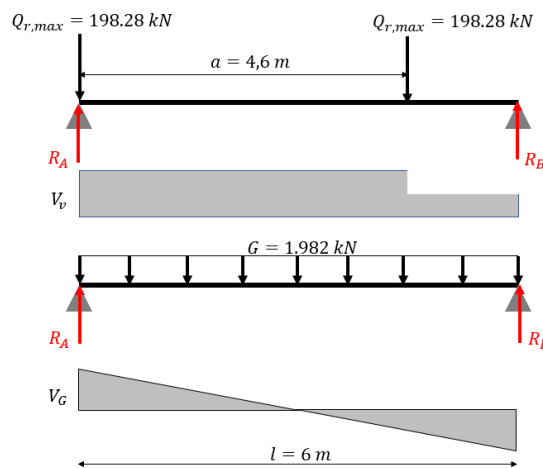
$$R_B = 2 \times Q_{r,max} - R_A = 2 \times 198.28 - 244.55 = 152.01 \text{ kN}$$

$$V_V = R_A = 244.55 \text{ kN}$$

↗ Charge permanente G :

$$R_A = R_B = \frac{G \times l}{2} = \frac{3.042 \times 6}{2} = 9.126 \text{ kN}$$

$$V_G = R_A = 9.126 \text{ kN}$$



↗ Charge horizontale :

$$\sum M/B = 0$$

$$R_A \times l - Q_{r,max} \times l - Q_{r,max} \times (l - a) = 0 \Rightarrow R_A = \frac{Q_{r,max} \times l + Q_{r,max} \times (l - a)}{l}$$

$$R_A = \frac{44.14 \times 6 + 44.14 \times (6 - 4.6)}{6} = 54.44 \text{ kN}$$

$$R_B = 2 \times Q_{r,max} - R_A = 2 \times 44.14 - 54.44 = 33.84 \text{ kN}$$

$$V_h = R_A = 54.44 \text{ kN}$$

V.3.6.3. Charge totale pondérée :

↗ Charges verticales :

Le moment maximal pondère à  $x = 3 \text{ m}$  :

$$M_{y,sd} = 1.35M_G + 1.5M_v = 1.35 \times 13.689 + 1.5 \times 297.42$$

$$M_{y,sd} = 464.61 \text{ kN.m}$$

L'effort tranchant maximal pondéré aux appuis :

$$V_{z,sd} = 1.35V_G + 1.5V_V = 1.35 \times 9.126 + 1.5 \times 244.55$$

$$V_{z,sd} = 374.852 \text{ kN}$$

↗ Charges horizontales :

Le moment maximal à  $x = 3 \text{ m}$  :

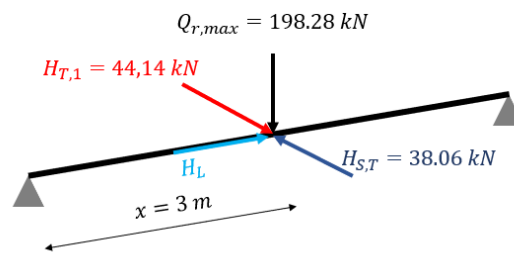
$$M_{z,sd} = 1.5 M_h = 1.5 \times 66.21 \Rightarrow M_{z,sd} = 99.315 \text{ kN.m}$$

L'effort tranchant maximal pondéré aux appuis :

$$V_{y,sd} = 1.5 V_h = 1.5 \times 54.44 \Rightarrow V_{y,sd} = 81.66 \text{ kN}$$

Remarque :

On retient la valeur du moment fléchissant due aux charges latérales qui coïncide avec la valeur maximale du au moment fléchissant due aux charges verticales.



↗ L'effort axiale :

$$N_{sd} = 1.5 H_{L,1} = 1.5 H_{L,2} = 1.5 \times 25.85 = 38.775 \text{ kN}$$

**Tableau V.4.** Récapitulatif des résultats

Moment fléchissant max (kN.m) à $x = 3 \text{ m}$	$M_{y,sd}$	$M_{z,sd}$ (Au niveau de la semelle supérieure)
	464.61	99.315
Effort tranchant max aux appuis (kN)	$V_{z,sd}$	$V_{y,sd}$
	374.852	81.66
Effort Normal (axial) (kN)	$N_{sd}$	
	38.775	

V.3.7. Vérification de la section a l'ELU :

V.3.7.1. Classe de la section :

↗ Classe de la semelle (semelle comprimée) :

On a

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

Et :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2 \times r)/2}{t_f} = \frac{(309 - 21 - 2 \times 27)/2}{40} = 2.925 < 9\varepsilon = 9$$

Donc la semelle est de classe 1

↗ Classe de l'âme (âme fléchie) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_f} = \frac{297}{40} = 7.425 < 72\varepsilon = 72$$

Donc l'âme est de classe 1

D'où la section est de classe 1

V.3.7.2. Résistance au cisaillement aux appuis :

↗ Cisaillement verticale :

$$V_{plz,sd} = (A_{vz} \times f_y) / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = (98.63 \times 23.5) / (\sqrt{3} \times 1.1) = 1216.53 \text{ kN}$$

$$0.5 \times V_{plz,Rd} = 0.5 \times 1216.53 = 608.265 \text{ kN}$$

On a :

$$V_{z,sd} = 374.852 < 0.5 \times V_{plz,Rd}$$

Donc :il n y a pas d'interaction de moment de résistance plastique vis-à-vis de l'effort tranchant.

$$V_{z,sd} = 374.852 < V_{plz,sd} = 747.45 \text{ kN} \quad \textit{Verifiée}$$

↗ Cisaillement latérale :

On a :  $A_{vy} = b \times t_f = 30.9 \times 4 = 123.6 \text{ cm}^2$  (semelle supérieure)

$$V_{ply,sd} = (A_{vy} \times f_y) / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = (123.6 \times 23.5) / (\sqrt{3} \times 1.1) = 1524.51 \text{ kN}$$

$$0.5 \times V_{ply,Rd} = 0.5 \times 1524.51 = 762.255 \text{ kN}$$

On a :

$$V_{y,sd} = 81.66 < 0.5 \times V_{ply,Rd}$$

Donc :il n y a pas d'interaction de moment de résistance plastique vis-à-vis de l'effort tranchant.

$$V_{y,sd} = 81.66 < V_{ply,sd} = 1524.51 \text{ kN} \quad \textit{Verifiée}$$

V.3.7.3. Résistance de la section a la flexion déviée (bi-axiale) composée :

On a :

$$M_{cy,Rd} = M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4718 \times 23.5}{1.1} \times 10^{-2} = 1007.936 \text{ kN.m}$$

Les charges horizontales sont supposées reprises uniquement par la semelle supérieure du profilé.

Et :

$$M_{cz,Rd} = M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$W_{plz} = \frac{b_f^2 \times t_f}{4} = \frac{30.9^2 \times 4}{4} = 954.81 \text{ cm}^3 \text{ (semelle superieure)}$$

$$M_{cz,Rd} = \frac{954.81 \times 23.5}{1.1} 10^{-2} = 203.98 \text{ kN.m}$$

Et :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{315.8 \times 23.5}{1.1} = 6746.63 \text{ kN}$$

D'où :

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} = \frac{38.775}{6746.63} + \frac{464.61}{1007.936} + \frac{99.315}{203.98} = 0.953 < 1.0 \quad \text{Verifiée}$$

La Poutre de roulement est vérifiée vis-à-vis de la flexion déviée composée

V.3.7.4. Résistance aux instabilités :

La poutre de roulement qui est simplement appuyé est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux. Les maintiens sont causés par la poutre au niveau de chaque galet.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply,Rd}$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Tronçon n°1 :  $L = 3 \text{ m}$

Cas des moments aux extrémités du tronçon :

$$C_1 = 1.88 - 1.40 \times \psi + 0.52 \times \psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{Avec } M_a < M_b ; \quad -1.0 < \psi < 1.0$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{464.61} = 0$$

$$\rightarrow C_1 = 1.88$$

Dou :

$$M_{cr} = 1.88 \times \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 19710}{300^2} \times \sqrt{\frac{5584 \times 10^3}{19710} + \frac{300^2 \times 8 \times 10^3 \times 1506}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 19710}} \times 10^{-2}$$

$$M_{cr} = 19989.593 \text{ kN.m}$$

Autrement :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{4718 \times 23.5}{1998959.3}} = 0.23$$

$$\frac{h}{b} = \frac{377}{309} = 1.22 < 2$$

→ Courbe de flambement « a »

D'où :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0.23 \rightarrow \chi_{LT} = 0.9934$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply,Rd} = 0.9934 \times 1007.936 = 1001.28 \text{ kN.m}$$

Les équations d'interactions :

On a :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

Et :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

Autrement :

$$N_{by,Rd} = \chi_y \times N_{pl,Rd}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{15.55} = 38.585 \quad ; \quad \overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{38.585}{93.9} = 0.41$$

$$\frac{h}{b} = \frac{377}{309} = 1.22 > 1.2 \quad ; \quad t_f = 40 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$$

→ Axe de flambement yy → courbe de flambement « a »

Dou :

$$\overline{\lambda}_y = 0.41 \rightarrow \chi_y = 0.9501$$

$$N_{by,Rd} = \chi_y \times N_{pl,Rd} = 0.9501 \times 6746.63 = 6409.97 \text{ kN}$$

Semelle supérieure :

$$I_z = \frac{(b_f^3 \times t_f)}{12} = \frac{30.9^3 \times 4}{12} = 9834.543 \text{ cm}^4$$

$$A = b_f \times t_f = 30.9 \times 4 = 123.6 \text{ cm}^2$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{9834.543}{123.6}} = 8.92 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{8.92} = 33.63$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{33.63}{93.9} = 0.36$$

$$\frac{h}{b} = \frac{650}{300} = 2.16 > 1.2 \quad ; \quad t_f = 40 \text{ mm}$$

→ Axe de flambement zz → courbe de flambement « b »

D'ou :

$$\bar{\lambda}_z = 0.36 \rightarrow \chi_z = 0.9417$$

$$N_{bz,Rd} = \chi_z \times N_{pl,Rd} = 0.9417 \times 6746.63 = 6353.30 \text{ kN}$$

Calcul des coefficients d'interactions  $k_{ij}$ :

$$k_{yy} = \min \left[ C_{my} \left( 1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \times \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) ; C_{my} \left( 1 + 0.8 \times \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min \left[ 0.6 \left( 1 + [0.41 - 0.2] \times \frac{38.775}{6409.97} \right) ; 0.6 \left( 1 + 0.8 \times \frac{38.775}{6409.97} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min(0.6 ; 0.603) = 0.6$$

$$k_{zy} = \max \left[ \left( 1 - \frac{0.1 \times \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) ; \left( 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max \left[ \left( 1 - \frac{0.1 \times 0.36}{0.6 - 0.25} \times \frac{38.775}{6409.97} \right) ; \left( 1 - \frac{0.1}{0.6 - 0.25} \times \frac{38.775}{6409.97} \right) \right] =$$

$$k_{zy} = \min(0.999 ; 0.998) = 0.998$$

$$k_{zz} = \min \left[ C_{mz} \left( 1 + [2 \times \bar{\lambda}_z - 0.6] \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) ; C_{mz} \left( 1 + 0.8 \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) \right]$$

$$k_{zz} = \min \left[ 0.6 \times \left( 1 + [2 \times 0.36 - 0.6] \times \frac{38.775}{6353.30} \right) ; 0.6 \times \left( 1 + 0.8 \times \frac{38.775}{6353.30} \right) \right]$$

$$k_{zz} = \min(0.6 ; 0.603) = 0.6$$

$$k_{yz} = 0.6 \quad k_{zz} = 0.6 \times 0.6 = 0.36$$

- Vérification par rapport à l'axe fort yy :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}}$$

$$= \frac{38.775}{6409.97} + 0.6 \times \frac{464.61}{1001.28} + 0.36 \times \frac{99.315}{203.98} = 0.456 < 1.0 \quad \text{Vérifiée}$$

- Vérification par rapport à l'axe faible zz :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}}$$

$$= \frac{38.775}{6353.30} + 0.998 \times \frac{464.60}{1001.28} + 0.6 \times \frac{99.315}{203.98} = 0.76 < 1.0 \quad \text{Vérifiée}$$

D'où : la poutre de roulement est vérifiée vis-à-vis des instabilités (diversement + flambement).

#### V.3.7.5. Résistance au voilement (EC3, page187)

Il faut vérifier que si :  $\frac{d}{t_w} < 69 \varepsilon$  (pas de risque de voilement de l'âme)

Avec :

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

D'où :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{24}{21} = 11.57 < 69 \varepsilon$$

Donc pas de risque de voilement de l'âme

#### V.3.7.6 Contrainte de compression verticale locale :

La contrainte locale verticale de compression  $\sigma_{z,sd}$  générée dans lame par les charges des galets appliquées sur la semelle supérieure :

$$\sigma_{z,sd} = \frac{F_{z,sd}}{l_{eff} \times t_w}$$

La largeur effective d'âme  $l_{eff}$  sur laquelle s'exerce la pression locale est évaluée selon (EN 1993-6, Tableau 5.1)

On a le rail de pont roulant non fixé de façon rigide sur la semelle cas (b)

Donc :

$$l_{eff} = 3.25 \times \left( \frac{I_r + I_{f,eff}}{t_w} \right)^{1/3}$$

↗ Largeur efficace de la semelle :

$$b_{eff} = b_{fr} + h_{r,wear} + t_f$$

Avec :  $h_{r,wear} = 0.75 \cdot h_r = 0.75 \times 85 = 63.75 \text{ mm}$  ,  $h_r$  est la hauteur totale du rail **A75**

Et :  $b_{fr} = 200 \text{ mm}$  (largeur du rail)

Et :  $t_f = 31 \text{ mm}$  (épaisseur de la semelle de la poutre de roulement)

D'où :

$$b_{eff} = 200 + 63.75 + 31 = 294.75 \text{ mm} < b_{poutre} = 300 \text{ mm}$$

↗ Moment d'inertie de la semelle supérieure :

$$I_{f,eff} = \frac{b_{eff} \times t_f^3}{12} = \frac{29.475 \times 3.1^3}{12} = 73.174 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$l_{eff} = 3.25 \times \left( \frac{531 + 73.174}{1.6} \right)^{1/3} = 23.49 \text{ cm} = 234.9 \text{ mm}$$

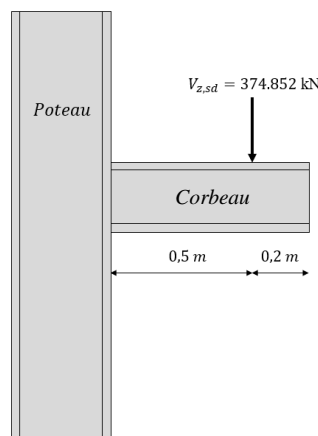
$$F_{z,sd} = \gamma_Q \times Q_{r,max} = 1.5 \times 198.28 = 297.42 \text{ kN}$$

D'où la contrainte locale verticale de compression est :

$$\sigma_{z,sd} = \frac{F_{z,sd}}{l_{eff} \times t_w} = \frac{297.42}{23.49 \times 1.6} = 7.91 \text{ kN/cm}^2 < f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$$

### V.3.8. Dimensionnement du support du chemin de roulement (Corbeau) :

Le chemin de roulement est supporté par Corbeau :



**Figure V.5.** Support du chemin de roulement (Corbeau)

Le corbeau est prédimensionnée en vérifiant la condition de résistance suivante :

$$M_{y,sd} \leq M_{cy,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$M_{y,sd} = V_{z,sd} \times 0.5 = 374.852 \times 0.5 = 187.426 \text{ kN.m}$$

D'où :

$$W_{el,y} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{187.426 \times 1.1 \times 10^2}{23.5} \Rightarrow W_{el,y} \geq 877.3 \text{ cm}^3$$

On opte pour un **HEB 240** de  $W_{el,y} = 938.3 \text{ cm}^3$  et  $W_{pl,y} = 1053 \text{ cm}^3$

↗ Vérification à l'effort tranchant :

On a :

$$V_{z,sd} = 374.852 \text{ kN}$$

Et :

$$V_{z,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{33.23 \times 23.5}{1.1 \times \sqrt{3}} = 409.86 \text{ kN}$$

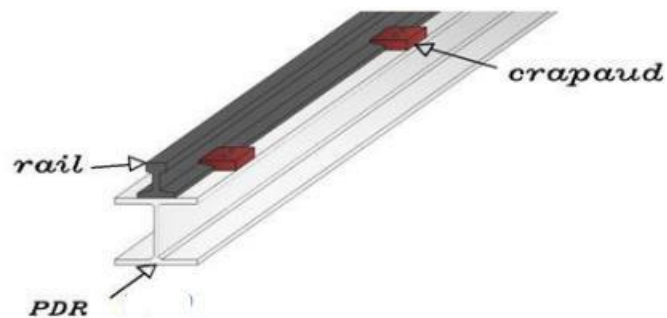
D'où :

$$V_{z,sd} < V_{z,Rd}$$

Donc le corbeau est vérifié vis-à-vis de l'effort tranchant

#### V.4. Conclusion :

Suite à l'étude réalisée sur le pont roulant de notre construction, on a opté pour **HEM 340** comme une poutre à chemin de roulement (PDR) équipé d'un rail en **A75** fixé à l'aide des crapauds au long de la poutre (PDR) (Figure V.6) et supporter par un corbeau en **HEB 240**



**Figure V.6.** Poutre de roulement avec un rail

# Chapitre VI :

## Calcul Sismique

### VI.1. Introduction :

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leurs masses qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles de solliciter la structure.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, qui met à notre disposition trois types d'analyse :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe

### VI.2. Choix de la méthode de calcul :

La Méthode Statique Équivalente une parmi les trois méthodes de calcul sismique, on va vérifier les conditions d'application de cette méthode suivant RPA 99 / version 2003

#### VI.2.1. Les conditions d'application de la Méthode Statique Équivalente :

La Méthode Statique Équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 RPA 99 / version 2003 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

On a notre halle métallique a une hauteur totale de 14.8 m et situé à la zone II, donc la première condition est satisfaite, d'où on va vérifier les régularités en plan et en élévation comme suit :

Vérification de la régularité en plan et en élévation :

- Régularité en plan

a1– on a notre structure est doublement symétrique (critère vérifié)

a2–on a le centre des masse est  $\{Y_G = 22.89 \text{ m} ; X_G = 13.92 \text{ m}\}$  et le centre des rigidité  $\left\{Y_G = \frac{54}{2} = 27 \text{ m} ; X_G = \frac{30}{2} = 15 \text{ m}\right\}$

D'où  $e_y = 4.11 \text{ m}$  et  $e_x = 1.08 \text{ m}$  donc 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. Elle est supérieure à la différence entre les centres (critère vérifiée)

a3 – le rapport longueur / largeur est  $0.25 < \frac{54}{30} = 1.8 < 4$  et aussi on n'a pas de partie rentrante (critère vérifié)

a4 – Notre structure est considérée comme indéformable (critère vitrifié)

On voit que notre structure vérifie tous les critères (a1, a2, a3 et a4) du RPA 99 / version 2003 selon les deux sens horizontale X et Y

Donc notre structure est régularisée en plan

- Régularité en élévation

Notre structure vérifie tous les critères, suspendant on a le système de contreventement suivant la direction X par portique et suivant la direction Y par palée triangulée en X pas de discontinuité(b1) ; Aussi pas de diminution progressive de section (b2) et pas de décrochement en élévation (b4).

D'où, notre structure vérifie tous les critères (b1, b2 et b4) du RPA 99 /version 2003 selon les deux sens horizontale X et Y ; autrement notre structure est régularisée en élévation.

En finale on a la structure est régularise en plan et en élévation donc on n'a pas besoin de passer vers la deuxième condition et aussi la longueur totale de notre structure égale à

$$14.8 \text{ m} < 65 \text{ m (zone II)}$$

Donc la méthode statique équivalente est applicable pour notre cas de structure.

### VI.2.2. Principe de la Méthode MSE

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

### VI.3. Calcul de la force sismique totale V

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 du RPA 99 / version 2003

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

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 total de la structure

### II.3.2.1. Coefficient d'accélération de zone A

Donné par le tableau 4.1 du RPA 99 / version 2003 en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

**NB :** pour notre cas on a le groupe d'usage 3 (Industriel) et la structure est implantée dans la zone Iia ; Donc **A = 0.10**

### II.3.2.2. Facteur d'amplification dynamique moyen D

Facteur d'amplification dynamique moyen fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T). (Formule 4.2 du RPA 99 / version 2003)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule 4.3 du RPA 99 / version 2003 :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

$\xi$  : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Les valeurs de  $\xi$  sont données dans le tableau 4.2 du RPA 99/ version 2003

**NB :** pour notre cas on a la structure on acier avec un remplissage léger (pas de mure intérieure)

Donc  $\xi = 4 \%$

$$\text{D'où } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+4)}} = 0.935 \geq 0.7$$

$T_2$  est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, elle est donnée par le tableau 4.7 du RPA 99 /2003

**NB :** pour notre structure elle est implantée dans un sol de catégorie S2

Donc  $T_2 = 0.40 \text{ sec}$

Estimation de la période fondamentale T de la structure

La formule donnée par le RPA 99 / version 2003 est la suivante

$$T = \min\{C_T \cdot h_n^{3/4} ; 0.09 h_n / \sqrt{D}\}$$

Avec

- $h_n$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6.
- $D$  est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

**NB :** pour notre cas on a un portique autostables en acier avec remplissage en maçonnerie

Donc  $C_T = 0.085$

Notre structure a une hauteur totale  $h_n = 14.8 \text{ m}$

Suivant le sens X on a  $D = 30 \text{ m}$

Suivant le sens Y on a  $D = 54 \text{ m}$

D'où

Suivant X

$$T_X = \min\{0.085 \times 14.8^{3/4} ; 0.09 \times 30 / \sqrt{30}\} \Rightarrow T_X = 0.492 \text{ sec}$$

On a  $T_2 < T_X < 3.0 \text{ s}$

D'où

$$D_X = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_X}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_X = 2.5 \times 0.935 \times \left(\frac{0.4}{0.492}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_X = 2.036$$

Suivant Y

$$T_Y = \min \{0.085 \times 14.8^{3/4}; 0.09 \times 54 / \sqrt{54}\} \Rightarrow T_Y = 0.641 \text{ sec}$$

On a  $T_2 < T_y < 3.0 \text{ s}$

D'où

$$D_Y = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T_Y} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_Y = 2.5 \times 0.935 \times \left( \frac{0.4}{0.641} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_Y = 1.706$$

### II.3.2.3. Coefficient de comportement global de la structure R

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA 99 / version 2003

En cas d'utilisation des systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

**NB :** pour notre cas on a une structure en acier avec un système de contreventement en portique autostable ordinaire cas n° 8 suivant X et ossature contreventée triangulée en X cas n° 9a suivant Y.

Donc **R = 4**

### II.3.2.4. Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée au tableau 4.4

**NB :**

a. Vérification des critères de qualités **q** pour notre cas :

Conditions minimales sur les files de contreventement est non observé ;  $q_1 = 0.05$

Redondance en plan est non observé ;  $q_2 = 0.05$

Régularité en plan est observé ;  $q_3 = 0$

Régularité en élévation est observé ;  $q_4 = 0$

Contrôle de la qualité des matériaux est non observé, par mesure de sécurité on a pénalisé ce critère pour tenir compte de la fiabilité des composants des éléments ; donc  $q_5 = 0.05$

Contrôle de la qualité de l'exécution est non observé ;  $q_6 = 0.10$

b. La valeur de Q

$$Q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0.05 + 0.10) \Rightarrow Q = 1.25$$

### II.3.2.5. Poids total de la structure W

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^5 W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

Avec

-  $W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

-  $W_{Qi}$  : charges d'exploitation.

-  $\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et est donné par le tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003.

**NB :**

- D'après la modélisation de la structure selon le logiciel Robot on a le poids total de la structure sans le poids du bardage ; de la couverture ; du pont et le chariot :

$$G_1 = 148965.026 \text{ daN}$$

- Le poids propre qui revient au premier niveau :

$$G_2 = 91574.544 \text{ daN}$$

- Le poids propre du bardage :

$$G_3 = 35315.64 \text{ daN}$$

- Le poids propre de la couverture :

$$G_4 = 25563.09 \text{ daN}$$

- Le poids propre du pont et le chariot est :

$$G_5 = 31000 + 5000 = 36000 \text{ daN}$$

- La capaciter du pont est de

$$Q = 15000 \text{ daN}$$

Pour notre cas on a un hangar cas n° 3

Donc  $\beta = 0.50$

$$W_1 = (G_2 + G_5 + G_3) + \beta \times Q$$

$$\Rightarrow W_1 = (91574.544 + 36000 + 35315.64) + 0.5 \times 15000$$

$$\Rightarrow W_1 = 170390.184 \text{ daN}$$

$$W_2 = (G_1 - G_2) + G_4$$

$$\Rightarrow W_2 = (148965.026 - 91574.544) + 25563.09$$

$$W_2 = 82953.572 \text{ daN}$$

$$W = W_1 + W_2 = 170390.184 + 82953.572$$

$$W = 253343.756 \text{ daN}$$

Au final donc

$$V_x = \frac{0.1 \times 2.036 \times 1.25}{4} \times 253343.756 \Rightarrow V_x = 16119 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{0.1 \times 1.706 \times 1.25}{4} \times 253343.756 \Rightarrow V_y = 13506.38 \text{ daN}$$

#### VI.4. Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur :

La résultante de la force sismique à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^5 W_j \cdot h_j} \quad (4 - 11)$$

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :  $F_t = 0.07 T \cdot V$

Avec :

T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes.

**NB :** notre cas on  $T_X = 0.492$  sec et  $T_Y = 0.641$  sec

Donc  $T_X < T_Y < 0.7$  sec, d'où  $F_t = 0$

Donc 4-11 devient

$$F_i = \frac{V \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^5 W_j \cdot h_j}$$

$$F_{x1} = \frac{16119 \times 170390.184 \times 8}{170390.184 \times 8 + 82953.572 \times 5} \Rightarrow F_{x1} = 12358.56 \text{ daN}$$

$$F_{x2} = \frac{16119 \times 82953.572 \times 13}{170390.184 \times 8 + 82953.572 \times 5} \Rightarrow F_{x2} = 9777.14 \text{ daN}$$

$$F_{y1} = \frac{13506.38 \times 170390.184 \times 8}{170390.184 \times 8 + 82953.572 \times 5} \Rightarrow F_{y1} = 10355.44 \text{ daN}$$

$$F_{y2} = \frac{13506.38 \times 82953.572 \times 13}{170390.184 \times 8 + 82953.572 \times 5} \Rightarrow F_{y2} = 8192.42 \text{ daN}$$

#### VI.5. Distribution de l'Effort Tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant à chaque niveau (k) est donné par la formule suivante :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (4 - 10)$$

$$V_{x1} = 0 + 12358.56 + 9777.14 = 22135.7 \text{ daN}$$

$$V_{x2} = 0 + 9777.14 = 9777.14 \text{ daN}$$

$$V_{y1} = 0 + 10355.44 + 8192.42 = 18547.86 \text{ daN}$$

$$V_{y2} = 0 + 8192.42 = 8192.42 \text{ daN}$$

VI.6. Comparaison des résultats sismiques avec ceux du vent :

↗ Résultats sismiques :

$$F_{x1} = 12358.56 \text{ daN}$$

$$F_{x2} = 9777.14 \text{ daN}$$

- Le moment de renversement du au séisme est :

$$M_r = F_{x1} \times 8 + F_{x2} \times 13 = 12358.56 \times 8 + 9777.14 \times 13$$

$$M_r = 225971.3 \text{ daN.m}$$

↗ Résultats du vent :

On la surface d'influence du vent 1 est :

Au 1<sup>er</sup> niveau :

$$F_{wx1} = 79.9864 \times 10.5 \times 54$$

$$F_{wx1} = 45352.28 \text{ daN}$$

Au 2<sup>eme</sup> niveau :

$$F_{wx2} = 79.9864 \times 2.5 \times 54$$

$$F_{wx2} = 10798.164 \text{ daN}$$

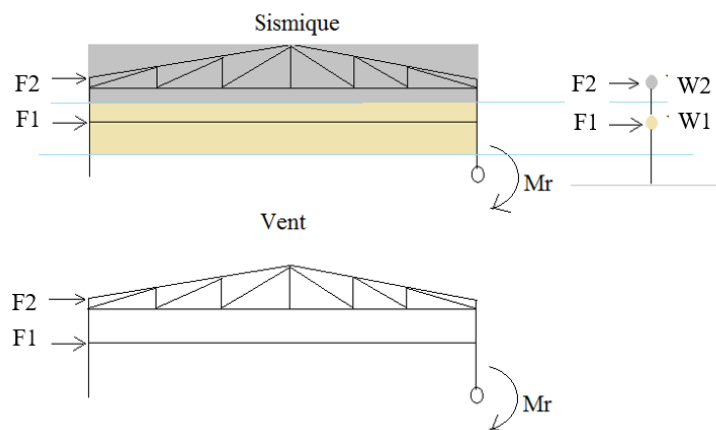
- Le moment de renversement du au vent est :

$$M_{wr} = F_{wx1} \times 5.25 + F_{wx2} \times 11.75 = 45352.28 \times 5.25 + 10798.164 \times 11.75$$

$$M_{wr} = 364977.897 \text{ daN.m}$$

D'où :

$$M_{wr} > M_r$$



VI.6. Conclusion :

Nous avons présenté dans ce projet la méthode statique équivalente ; elle est utilisée pour l'estimation des paramètres ; elle nous offre l'efficacité pour l'analyse et l'interprétation des

données complexes, elle nous permet de cerner le comportement sismique de notre structure d'une manière plus réaliste.

## Chapitre VII :

# Calcul d'ossature poteau-ferme

## VII.1. Introduction :

Dans ce présent chapitre on tient à définir et à dimensionner le profil nécessaire des poteaux pour assurer leurs résistances sous les charges qui leurs sont appliquées en suivant les formules de CCM97 et de l'Eurocode 3.

## VII.2. Calcul structural :

## VII.2.1. Evaluation des charges

Les actions qui sollicitent le portique intermédiaire sont :

- Action du poids propre
- Action de la neige
- Action du vent déterminé au chapitre 2 selon RNV 2013
- Action du pont roulant (verticale et horizontale)
- L'imperfection géométrique globale

Et l'entre axe des portiques est 6 m

A- Charge permanente :

➤ Sans poids propre de la ferme et poteau :

$$G_1 = G_{\text{couverture}} + G_{\text{poutre au vent}} + G_{\text{pannes}} + G_{\text{liernes}}$$

$$G_1 = (10.67 + 5) \times 6 + [(5.91 \times 8 \times 7.07) + (18 \times 22.4 \times 6) + (18 \times 1.888 \times 0.617)]/30.21$$

$$G_1 = 185.85 \text{ daN/ml} = 1.858 \text{ kN/ml}$$

➤ Le poids propre des lisses, tirants, palée de stabilité et bardage :

$$G_2 = (16 \times 6 \times 9) + (9 \times 1.44 \times 0.617) + (8.64 \times 2 \times 8.845) + (10.78 \times 6 \times 13)$$

$$G_2 = 2018.51 \text{ daN} = 20.185 \text{ kN}$$

➤ Le Poids propre de la ferme est :

$$G_3 = \frac{36.4455}{30.21} = 1.2064 \text{ kN/ml}$$

B- Surcharge de neige :

$$N = 68 \times 6 = 408 \text{ daN/ml} = 4.08 \text{ kN/ml}$$

C- Surcharge du vent :

➤ Le deuxième portique est situé dans les zones D, E, F, G, H, J et I suivant le vent  $\theta = 0^\circ$

Zone	D	E	F	G	H	J	I
W(z) (daN/m <sup>2</sup> )	44.172	-36.81	-129.04	-97.65	-54.83	-64.31	-56.18

↗ Le deuxième portique est situé dans les zones A, B et H, suivant le vent  $\theta = 90^\circ$

Zone	A	B	H
W(z) (daN/m <sup>2</sup> )	- 88.344	- 73.62	- 64.90

✚ Vent  $\theta = 0^\circ$  :

- Vent de soulèvement versant gauche :

$$V_1 = \frac{[(-129.04 \times 4.4 - 97.65 \times 1.6)/6 \times (e/10) - 54.83 \times (d/2 - e/10)] \times 6}{15}$$

$$V_1 = - 406.93 \text{ daN/ml} = - 4.069 \text{ kN/ml}$$

- Vent de soulèvement versant droit :

$$V_2 = \frac{[(-64.31 \times (e/10) - 56.18 \times (d/2 - e/10))] \times 6}{15}$$

$$V_2 = - 346.70 \text{ daN/ml} = - 3.467 \text{ kN/ml}$$

- Vent pression :

$$V_3 = 44.172 \times 6 \quad \Rightarrow \quad V_3 = 265.032 \text{ daN/ml} = 2.6503 \text{ kN/ml}$$

- Vent dépression :

$$V_4 = -36.81 \times 6 = - 220.86 \text{ daN/ml} = -2.2086 \text{ kN/ml}$$

✚ Vent  $\theta = 90^\circ$  :

- Vent de soulèvement versant gauche et droite :

$$V_5 = - 64.90 \times 6 = -389.4 \text{ daN/ml} = -3.894 \text{ kN/ml}$$

- Vent dépression :

$$V_6 = -88.344 \times (e/5 - 3) - 73.62 \times (6 - (e/5 - 3))$$

$$V_6 = V_7 = -88.344 \times (29.6/5 - 3) - 73.62 \times (6 - (29.6/5 - 3))$$

$$V_6 = V_7 = -484.71 \text{ daN/ml} = 4.8471 \text{ kN/ml}$$

D- Action du pont roulant :

On a la longueur de la poutre de roulement est  $l = 6 \text{ m}$

La distance entre galet est  $a = 4.6 \text{ m}$

• Réactions verticales :

$$R_{V1} = 2 \times Q_{r,max} \times (l - a/2)/l = 2 \times 198.28 \times (6 - 4.6/2)/6$$

$$R_{V1} = 244.54 \text{ kN}$$

$$R_{V2} = 2 \times Q_{r,(max)} \times (l - a/2)/l = 2 \times 89.145 \times (6 - 4.6/2)/6$$

$$R_{V2} = 109.94 \text{ kN}$$

On rajoute la réaction du poids propre de la poutre et du rail

$$G_4 = (2.48 + 0.56) \times 6 = 18.24 \text{ kN}$$

D'où :

$$R_{V1} = 244.54 + 18.24 = 262.78 \text{ kN}$$

$$R_{V2} = 109.94 + 18.24 = 128.18 \text{ kN}$$

Réactions horizontales due à l'accélération et décélération du chariot :

$$R_{HT1} = Rh1 = Rh1' = -Rh1'' = 44.14 \text{ kN}$$

$$R_{HT2} = Rh2 = Rh2' = -Rh2'' = 19.85 \text{ kN}$$

On remarque que les réactions horizontales  $H_{T,1}$  et  $H_{T,2}$  dues à l'accélération et décélération du pont roulant sont avérées plus défavorables.

E- L'imperfection géométrique globale :  $H_{eq} = \varphi \times N_{sd}$

• Défaut initial d'aplomb donne par :  $\varphi = \varphi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m$

Et :  $\varphi_0 = \frac{1}{200}$  est la valeur de base

$h = 13 \text{ m}$  La hauteur du poteau

D'où :  $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{13}} = 0.554$  et  $\alpha_h = 0.554 < \frac{2}{3}$  donc on prend  $\alpha_h = \frac{2}{3}$

$m = 2$  Nombre de poteau dans une file

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0.75$$

D'où :  $\varphi = \frac{1}{200} \times \frac{2}{3} \times 0.75 = 2.5 \times 10^{-3}$

- Effort axial en tête du poteau :

$$N_{sd} = 1.35(G_1 \times 15.1 + G_2 + G_3 \times 15.1) + 1.5 N \times 15.1$$

$$N_{sd} = 1.35(1.858 \times 15.1 + 20.185 + 1.2064 \times 15.1) + 1.5(4.08 \times 15.1)$$

$$N_{sd} = 182.13 \text{ kN}$$

$$H_{eq.1} = P1 = 182.13 \times 2.5 \times 10^{-3} = 0.4553 \text{ kN}$$

- Effort au niveau des chemin de roulement :

$$N_{sd} = 1.35 \times (18.24 \times 2) + 1.5(244.54 + 109.94) = 580.968 \text{ kN}$$

$$H_{eq.2} = P2 = \frac{580.968}{2} \times 2.5 \times 10^{-3} = 0.72621 \text{ kN}$$

#### VII.2.2. Combinaisons des charges :

On a :

- $PERM1$  = Calculé systématiquement par logiciel (poids de la ferme et poteau)
- $chariot\ gauche = Rv1 + Rv2 + Rh1 + Rh2$
- $chariot\ droit = Rv1' + Rv2' + Rh1' + Rh2'$
- $Vent\ 0 = V1 + V2 + V3 + V4$
- $Vent\ 90 = V5 + V6 + V7$

↗ Et les combinaisons à l'ELU sont :

- **COMB1** =  $1.35(PERM1 + G1 + G2) + 1.5(chariot\ gauche) + 0.75 N + P1 + P2$
- **COMB2** =  $1.35(PERM1 + G1 + G2) + 1.5(chariot\ droit) + 0.75 N + P1 + P2$
- **COMB3** =  $1.35(PERM1 + G1 + G2) + 1.5(chariot\ gauche) + 0.75 N + 0.9 Vent\ 0$
- **COMB4** =  $1.35(PERM1 + G1 + G2) + 1.5(chariot\ droit) + 0.75 N + 0.9 Vent\ 0$

- **COMB5** = 1.35(PERM1 + G1 + G2) + 1.5(*chariot gauche*) + 0.75 N + 0.9 Vent 90
- **COMB6** = 1.35(PERM1 + G1 + G2) + 1.5(*chariot droit*) + 0.75 N + 0.9 Vent 90
- **COMB7** = 1.35(PERM1 + G1 + G2) + 1.5 Vent 0
- **COMB8** = 1.35(PERM1 + G1 + G2) + 1.5 Vent 90
- **COMB9** = 1.35(PERM1 + G1 + G2) + 1.5(Rv1 + Rv2 + Rh1'' + Rh2'') + 0.75N + P1 + P2
- **COMB10** = 1.35(PERM1 + G1 + G2) + 1.5(Rv1 + Rv2 + Rh1'' + Rh2'') + 0.75 N + 0.9 Vent 0

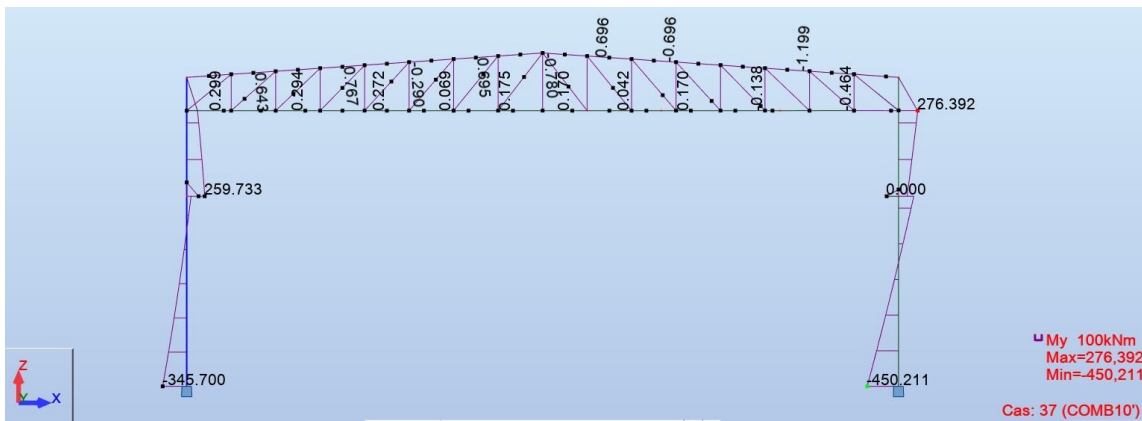
↗ Les combinaisons à l'ELS sont :

- **COMB11** = (PERM1 + G1 + G2) + (Rv1 + Rv2 + Rh1'' + Rh2'') + N + P1 + P2
- **COMB12** = (PERM1 + G1 + G2) + (Rv1 + Rv2 + Rh1'' + Rh2'') + N + Vent 0

VII.2.3. Sollicitation interne tirée par ROBOT :

Les moments les plus défavorables donnés par logiciel ROBOT avec une estimation du poteau en profil HEB 320 sous la combinaison **COMB10**'sont donnés sur la Figure VII.1 :

$$M_{y,sd \max} = - 450.211 \text{ kN.m}$$



**Figure VII.1.** Le moment sollicitant au tour de yy [ $M_{y,sd}$  (kN.m)]

VII.2.4. Prédimensionnement du poteau :

Le prédimensionnement du poteau se fait par la flexion simple sous le moment max pris par logiciel ROBOT :  $M_{y,sd} = 450.211 \text{ kN.m}$

$$M_{y,sd} \leq M_{y,el Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{el,y} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

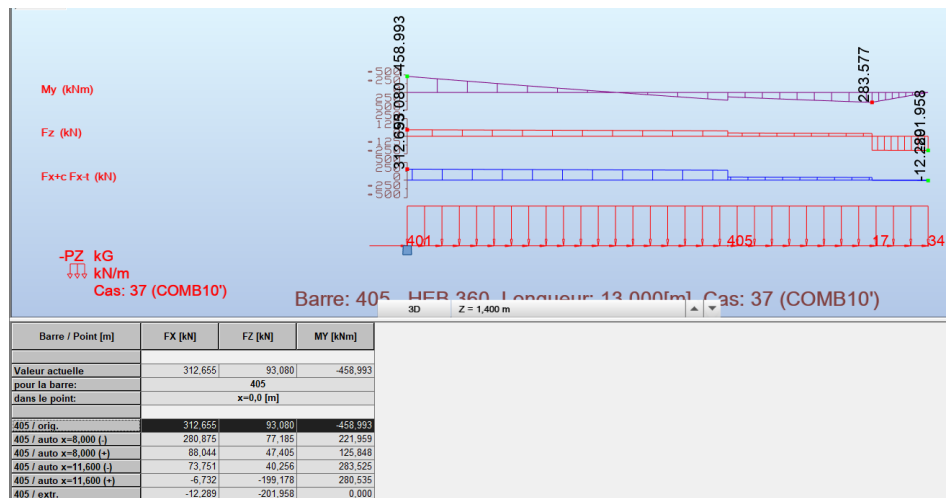
$$\Rightarrow W_{el,y} \geq \frac{450.211 \times 10^2 \times 1.1}{23.5} = 3166.27 \text{ cm}^3$$

Dans le tableau des profile opte pour HEB 360 de  $W_{el,y} = 2400 \text{ cm}^3$

**Tableau VI.1.** Les caractéristiques du profilé **HEB 360** (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1)

G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	A <sub>vz</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>vy</sub> (mm <sup>2</sup> )
142	360	300	261	12.5	22.5	180.6 × 10 <sup>2</sup>	60.60 × 10 <sup>2</sup>	120 × 10 <sup>2</sup>
I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (mm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (mm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)	It (mm <sup>4</sup> )	I <sub>w</sub> (mm <sup>6</sup> )	r (mm)
43190 × 10 <sup>4</sup>	10140 × 10 <sup>4</sup>	2683 × 10 <sup>3</sup>	1032 × 10 <sup>3</sup>	15.46 × 10	7.49 × 10	292.5 × 10 <sup>4</sup>	2882 × 10 <sup>9</sup>	27

Après avoir fait le prédimensionnement on a changé le profilé du poteau de HEB 320 a HEB 360 sur logiciel, ce qui nous donne les valeurs des sollicitations interne suivante sous la combinaison **COMB10'** :



**Figure VII.2.** Les valeurs extrêmes des sollicitations internes du poteau droit

La section la plus critique est à la base du poteau droit à  $x = 0 \text{ m}$  sous la combinaison **COMB10** (voir Figure VII.2) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{y,sd} = -458.993 \text{ kN.m} \\ N_{sd} = 312.655 \text{ kN} \\ V_{z,sd} = 93.08 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Et l'effort tranchant max se trouve à  $x = 11.60 \text{ m}$  jusqu'a  $x = 13 \text{ m}$  du poteau sous la combinaison **COMB9'** (Figure VII.3):  $V_{z,sd \text{ max}} = 204.631 \text{ kN}$

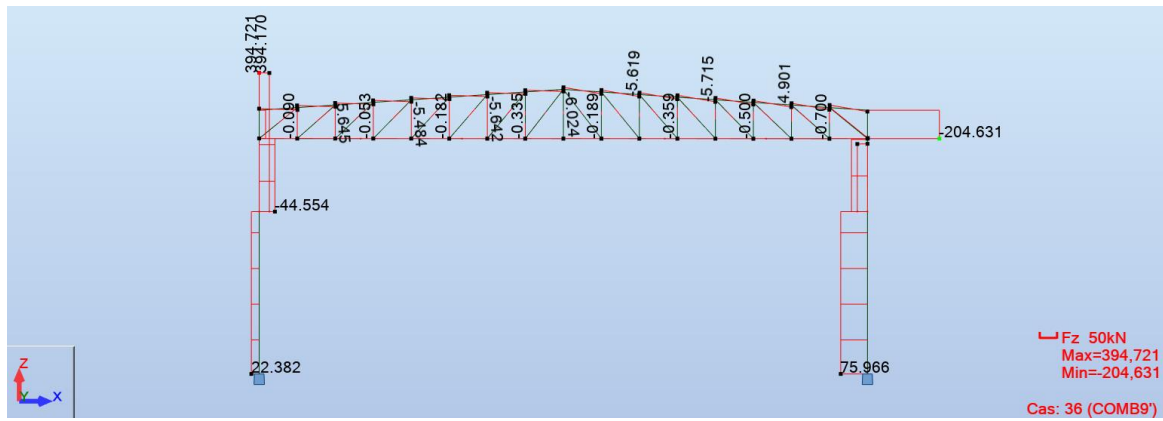


Figure VII.3. L'effort tranchant sollicitant suivant zz sous COMB9 [ $V_{z,sd}$  (kN)]

L'effort axial max se trouve à la base du poteau sous la combinaison COMB1 (Figure VII.4) :

$$N_{sd\ max} = 554.714\ kN$$

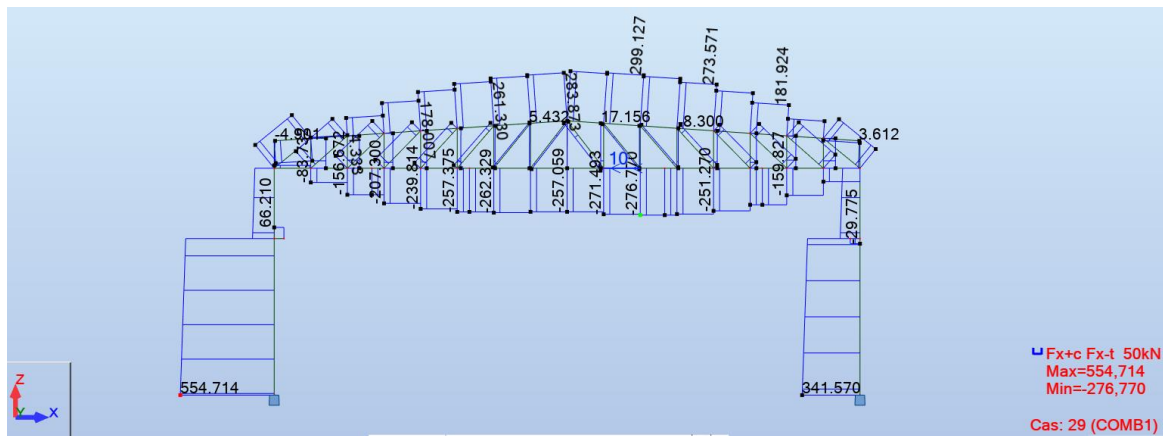


Figure VII.4. L'effort axial sollicitant sous COMB1 [ $N_{sd}$  (kN)]

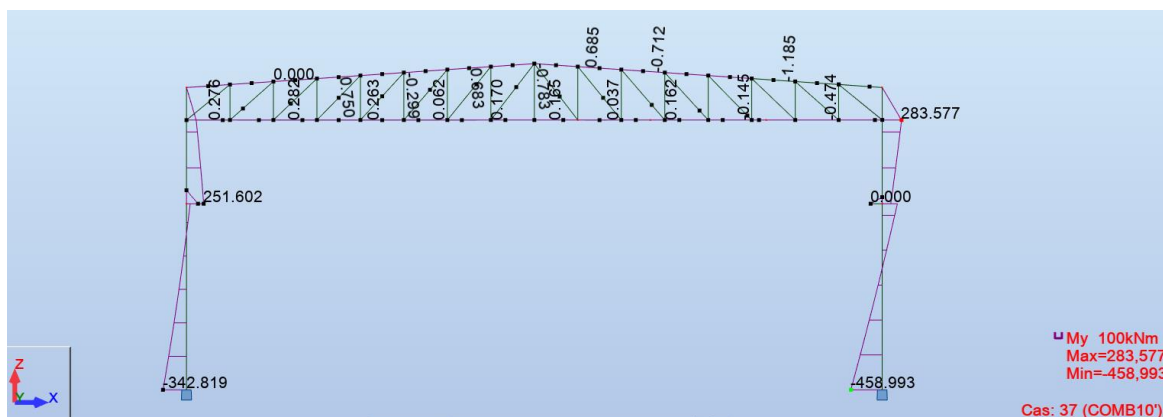


Figure VII.5. Le moment sollicitant autour de yy [ $M_{y,sd}$  (kN.m)]

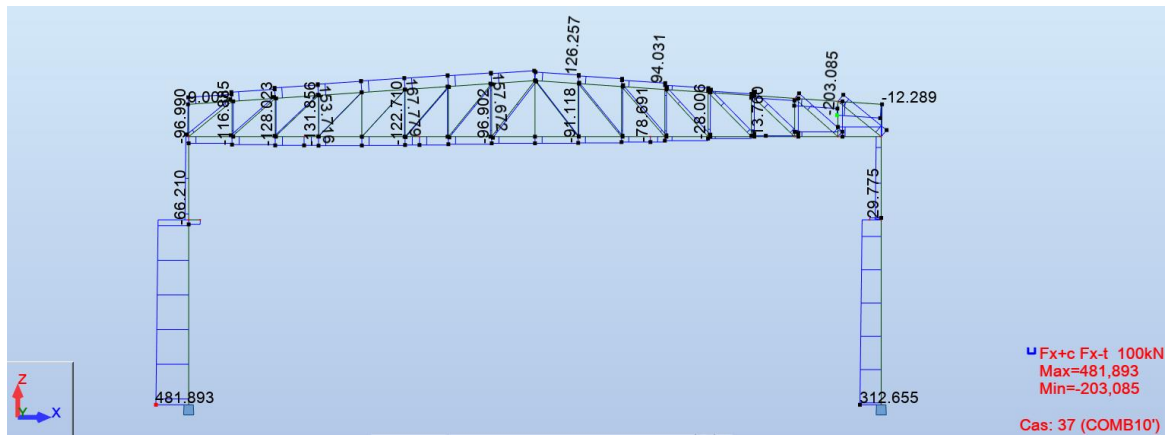


Figure VII.6. L'effort axial sollicitant sous COMB10 [ $N_{sd}$  (kN)]

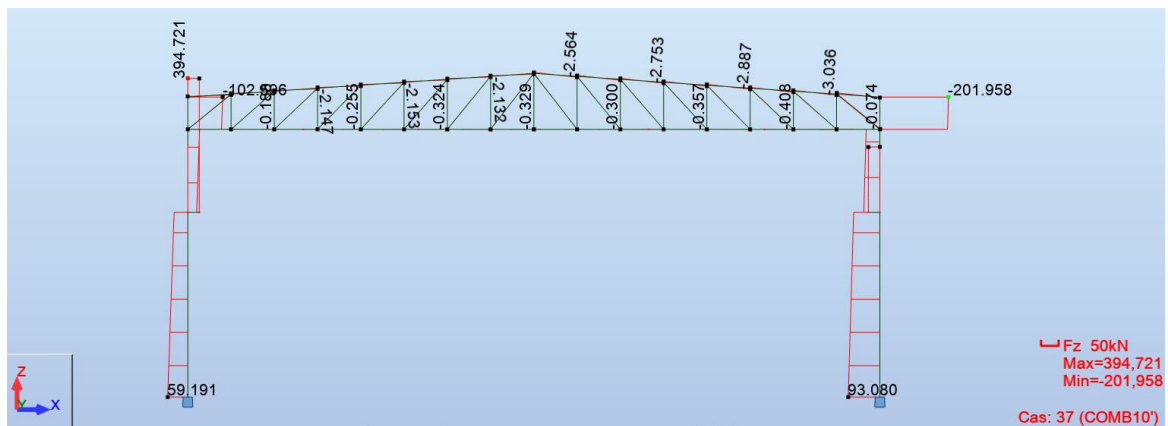


Figure VII.7. L'effort tranchant sollicitant suivant zz sous COMB10 [ $V_{z,sd}$  (kN)]

VII.2.5. Classe de la section : (Annexe 3)

- La classe de la semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(300 - 12.5 - 2 \times 27)/2}{22.5} = 5.188$$

On a l'acier S 235 donc  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

D'où :

$\frac{c}{t_f} < 9\varepsilon$  Donc la semelle est de classe 1

- La classe de l'âme (flexion composée)

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{554.714}{1.25 \times 23.5} = 18.883 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d + d_c}{2} \right) = \frac{1}{261} \left( \frac{261 + 188.83}{2} \right) = 0.862 < 1$$

Pour les sections de classe 1

$$\frac{d}{t_w} = \frac{261}{12.5} = 20.88 < \frac{396 \varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0.862 - 1)} = 38.80$$

Donc l'âme est de classe 1

Donc le poteau HEB 360 est de classe 1

VII.2.6. Vérification à l'ELU :

↗ Vérification à la résistance :

- Calcul de l'effort normal résistant :

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow N_{pl.Rd} = \frac{180.6 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow N_{pl.Rd} = 3858.27 \text{ kN}$$

- Vérification de l'incidence de l'effort normal

$$\min \{0.25 N_{pl.Rd} ; 0.5 A_w f_y / \gamma_{M0}\}$$

$$\text{Avec : } A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 180.6 - 2 \times 30 \times 2.25 = 45.6 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$= \min \{0.25 \times 3858.27 ; 0.5 \times 45.6 \times 23.5 / 1.1\}$$

$$= \min \{964.567 ; 487.09\} = 487.09 \text{ daN}$$

On a :

$$N_{sd} = 312.655 \text{ kN} < \min \{0.25 N_{pl.Rd} ; 0.5 A_w f_y / \gamma_{M0}\}$$

D'où : il n'y a pas de réduction du moment de résistance plastique.

Et

$$N_{sd \max} = 554.714 \text{ kN} < N_{pl.Rd} = 3858.27 \text{ kN}$$

- Moment résistant :

Le poteau est de classe 1 donc :

$$M_{cr.y.Rd} = M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow M_{cr.y.Rd} = \frac{2683 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow$$

$$M_{cr.y.Rd} = 57318.6 \text{ kN.cm} = 573.186 \text{ kN.m}$$

- Moment sollicitant :

On a :  $M_{y.sd} = 458.993 \text{ kN.m} < M_{cr.y.Rd}$

Donc : Le Poteau est vérifié à la flexion composée.

↗ Vérification au instabilités (diversement + flambement) :

On a le poteau est soumis au vent en dépression le plus important, qui provoque le phénomène de déversement car la semelle intérieure n'est pas empêchée par le bardage

- Calcul du moment critique de déversement élastique :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \Rightarrow$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 10140}{1300^2} \sqrt{\frac{2883000}{10140} + \frac{1300^2 \times 8 \times 10^3 \times 292.5}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 10140}}$$

$$M_{cr} = 65515.76 \text{ kN.cm} \Rightarrow M_{cr} = 655.157 \text{ kN.m}$$

- Calcul de l'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl.y} f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{2683 \times 23.5}{65515.76}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.98$$

On a  $h/b = 360/300 = 1.2 < 2$

Donc courbe de flambement « a » (Tableau 2, annexe 1)

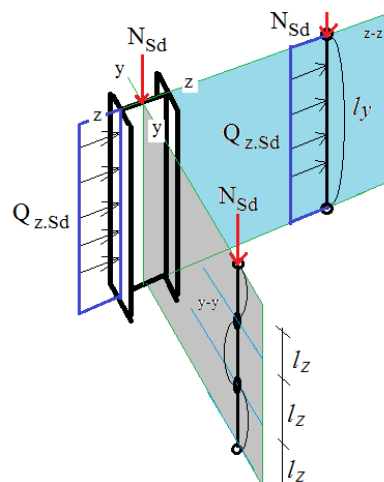
D'après la courbe a de  $\chi_{LT}$ , on prend  $\chi_{LT} = 0.6796$  (Annexe 2)

- Calcul de moment résistant au déversement :

$$M_{by.Rd} = \chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd}$$

$$\Rightarrow M_{by.Rd} = 0.6796 \times 573.186$$

$$\Rightarrow M_{by.Rd} = 389.53 \text{ kN.m}$$



On a :

$$M_{y,sd} > M_{by,Rd}$$

Donc le poteau en HEB 360 ne résiste pas au déversement, donc il faut redimensionner ce dernier, après plusieurs tentatives on a opté pour **HEB 450**

- Calcul du moment résistant :

$$M_{cr,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow M_{cr,y,Rd} = \frac{3982 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow$$

$$M_{cr,y,Rd} = 85070 \text{ kN.cm} = 850.70 \text{ kN.m}$$

- Calcul du moment critique de déversement élastique :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \Rightarrow$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 11720}{1300^2} \sqrt{\frac{5258000}{11720} + \frac{1300^2 \times 8 \times 10^3 \times 440.5}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 11720}}$$

$$M_{cr} = 87626.22 \text{ kN.cm} \Rightarrow M_{cr} = 876.262 \text{ kN.m}$$

- Calcul de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{3982 \times 23.5}{87626.22}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1.03$$

On a  $h/b = 450/300 = 1.5 < 2$

Donc courbe de flambement « a » (Tableau 2, annexe 1)

D'après la courbe a de  $\chi_{LT}$ , on prend  $\chi_{LT} = 0.6446$  (Annexe 2)

- Calcul de moment résistant au déversement :

$$M_{by,Rd} = \chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd} \Rightarrow M_{by,Rd} = 0.6446 \times 850.70 \Rightarrow M_{by,Rd} = 548.36 \text{ kN.m}$$

On a :  $M_{y,sd} < M_{by,Rd}$  vérifiée

- Flambement selon yy'

La longueur de flambement du poteau selon yy' est :  $l_y = 1300 \text{ cm}$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} \Rightarrow \lambda_y = \frac{1300}{19.14} \Rightarrow \lambda_y = 67.92$$

On a l'acier S 235 donc  $\varepsilon = 1$  d'où  $\lambda_1 = 93.3$   $\varepsilon = 93.3$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{67.92}{93.3} \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.7279$$

On a  $h/b = 1.5 > 1.2$  et  $t_f = 26 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$

Donc courbe « a » selon yy' (Tableau 1, annexe 1)

D'où  $\chi_y = 0.8382$  (Annexe 2)

$$N_{by.Rd} = \chi_y \times N_{pl.Rd} \Rightarrow N_{by.Rd} = 0.8382 \times 4657.27 \Rightarrow$$

$$N_{by.Rd} = 3903.72 \text{ kN}$$

Coefficient d'interaction (Annexe B Eurocode 3) :

On a une charge uniformément répartie donc :  $C_{my} = C_{mLT} = 0.95$  (Annexe 4)

$$k_{yy} = \min \left[ C_{my} \left( 1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} \right); C_{my} \left( 1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min \left[ 0.95 \left( 1 + [0.7279 - 0.2] \frac{312.655}{3903.72} \right); 0.95 \left( 1 + 0.8 \frac{312.655}{3903.72} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min[0.99 ; 1.0108] \Rightarrow k_{yy} = 0.99$$

Vérification de flambement selon yy' :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y.sd}}{M_{by.Rd}} = \frac{312.655}{3903.72} + 0.99 \frac{458.993}{584.36} = 0.857 < 1$$

D'où : Le flambement est vérifié autour de l'axe fort yy'

- Flambement autour de l'axe faible zz'

La longueur de flambement du potelet selon zz' est :  $l_z = 144.4 \text{ cm}$  (entre axe des lisses)

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} \Rightarrow \lambda_z = \frac{144.40}{7.33} \Rightarrow \lambda_z = 19.69$$

On a l'acier S 235 donc  $\varepsilon = 1$  d'où  $\lambda_1 = 93.3$   $\varepsilon = 93.3$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{19.69}{93.3} \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.211$$

On a  $h/b = 1.5 > 1.2$  et  $t_f = 26 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$

Donc courbe « b » selon  $zz'$  (Tableau 1, annexe 1)

D'où  $\chi_z = 0.9965$  (Annexe 2)

$$N_{bz.Rd} = \chi_z \times N_{pl.Rd} \Rightarrow N_{bz.Rd} = 0.9965 \times 4657.27 \Rightarrow$$

$$N_{bz.Rd} = 4640.94 \text{ kN}$$

Coefficient d'interaction (Annexe B Eurocode 3)

$$k_{zy} = \max \left[ 1 - \frac{0.1 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}}; 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} \right]$$

$$k_{zy} = \max \left[ 1 - \frac{0.1 \times 0.211}{0.95 - 0.25} \times \frac{312.655}{4640.94}; 1 - \frac{0.1}{0.95 - 0.25} \times \frac{312.655}{4640.94} \right]$$

$$k_{zy} = \max[0.997; 0.990] \Rightarrow k_{zy} = 0.990$$

Vérification de flambement selon  $zz'$  :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y.sd}}{M_{by.Rd}} = \frac{312.655}{4640.94} + 0.990 \frac{458.993}{584.36} = 0.845 < 1$$

D'où : Le flambement est vérifié selon  $zz'$

Donc le Poteau **HEB 450** est vérifié à l'instabilité.

↗ Vérification au cisaillement :

$$V_{pl.z.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \Rightarrow V_{pl.z.Rd} = \frac{79.66 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1.1}$$

$$V_{pl.z.Rd} = 982.55 \text{ kN}$$

On a :  $V_{z.sd \max} = 204.631 \text{ kN} < V_{pl.z.Rd}$  Vérifiée

D'où : Le Poteau est vérifié vis-à-vis du cisaillement

### VII.2.7. Vérification à l'ELS :

↗ Vérification de la flèche :

- Calcul de la charge et surcharge a l'ELS

$$Q_{z.sd 1} = 44.14 \text{ kN} \text{ et } Q_{z.sd 2} = 4.8471 \text{ kN/m}$$

- Vérification de la flèche suivant  $zz'$  :

La flèche maximale à mi- travée du poteau

$$\text{On a : } f_{adm} = \frac{L}{200} \Rightarrow f_{adm} = \frac{1300}{200} \Rightarrow f_{adm} = 6.5 \text{ cm}$$

Et la flèche à mi- travée du poteau dû à la charge accélération et décélération du pont

$$f_{z1} = \frac{Q_{z.sd} \times a \times (L^2 - a^2)^{3/2}}{9\sqrt{3} \times L \times E \times I_y} \Rightarrow f_{z1} = \frac{44.14 \times 500 \times (1300^2 - 500^2)^{3/2}}{9\sqrt{3} \times 1300 \times 2.1 \times 10^4 \times 79890}$$

$$f_{z1} = 1.12 \text{ cm}$$

Aussi la flèche dû au vent a mi travée

$$f_{z2} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z.sd} \times l^4}{E \cdot I_y} \Rightarrow f_{z2} = \frac{5}{384} \times \frac{4.8471 \times 10^{-2} \times 1300^4}{2.1 \times 10^4 \times 79890}$$

$$f_{z2} = 1.074 \text{ cm}$$

$$f_z = f_{z1} + f_{z2} = 1.12 + 1.074 = 2.194 \text{ cm}$$

On a :  $f_z < f_{adm}$  Donc le Poteau est vérifié à la flèche suivant  $zz'$

↗ Vérification au déplacement globale en haut du poteau :

D'après logiciel ROBOT on retire la valeur du déplacement maximumde la tête du poteau suivant le repère global de la structure, voire la Figure VII.8 :

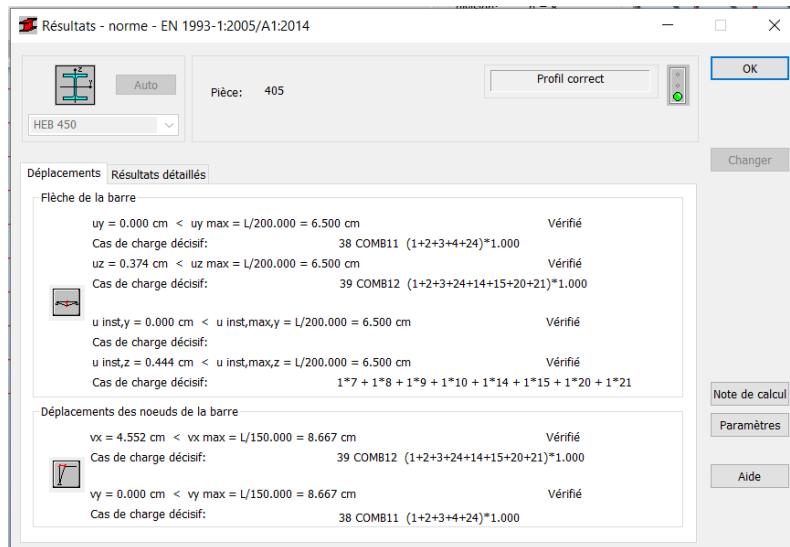


Figure VII.8. Valeurs des déplacement max

D'où le déplacement max de la tête du poteau est donner par la combinaison **COMB12**est de :

$$V_x = 4.552 \text{ cm}$$

Et on

$$V_{x,adm} = \frac{L}{150} = \frac{1300}{150} = 8.666 \text{ cm}$$

D'où  $V_x < V_{x,adm}$

Donc le déplacement maximal de la tête du poteau suivant le repère global de la structure est vérifié

### VII.3. Conclusion :

Suite à l'étude réalisée à l'aide des résultats obtenu par logiciel ROBOT on a pu choisir le profil **HEB 450** qui satisfait les critères de vérifications du règlement CCM97 et l'eurocode 3.

**Chapitre VIII :**  
**Vérification des éléments de la  
structure avec ROBOT**

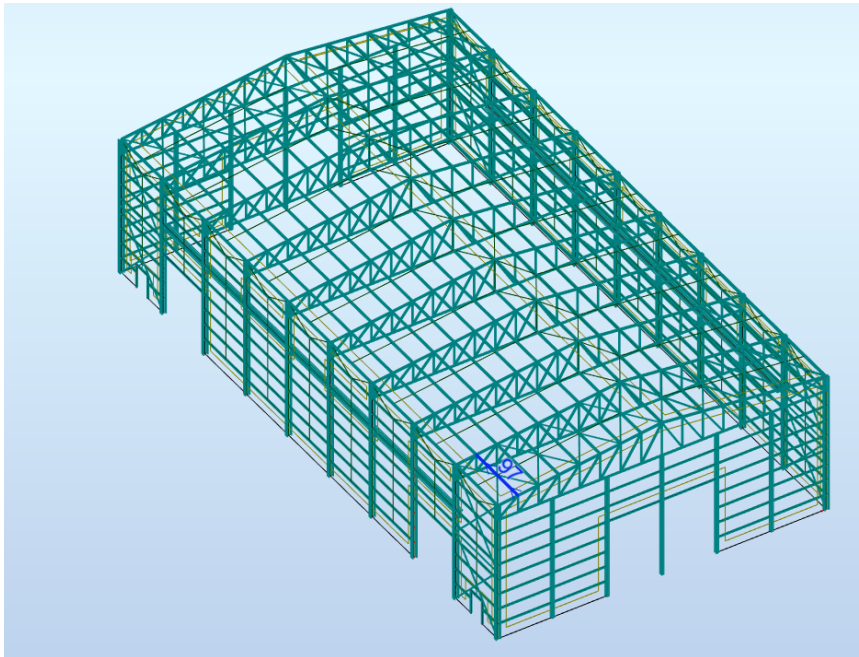
VIII.1. Introduction :

Le calcul est effectué par le logiciel ROBOT Structural Analysis

Professional 2021, les notes de calcul sont données par famille en s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.

Nous avons exposé dans ce chapitre, ce que nous avons jugé le plus important.

VIII.2. Panne :



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:** 97 Poutre\_97

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

6.000 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 62 panne 1 elu (1+2)\*1.35+4\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 23500000.000$  daN/m<sup>2</sup>



**PARAMETRES DE LA SECTION:** panne

h=20.000 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=10.000 cm	Ay=19.576 cm <sup>2</sup>	Az=13.996 cm <sup>2</sup>	Ax=28.480 cm <sup>2</sup>
tw=0.560 cm	Iy=1943.170 cm <sup>4</sup>	Iz=142.370 cm <sup>4</sup>	Ix=7.020 cm <sup>4</sup>
tf=0.850 cm	Wply=220.640 cm <sup>3</sup>	Wplz=44.610 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>,Ed</sub> = 146.579 daN	My,Ed = -755.193 daN*m	Mz,Ed = -82.814 daN*m	Vy,Ed = 79.538 daN
Nc,Rd = 60843.636 daN	My,Ed,max = -755.193 daN*m		Mz,Ed,max = -93.721

daN*m	Vy,T,Rd = 24095.223 daN	
Nb,Rd = 60843.636 daN	My,c,Rd = 4713.673 daN*m	Mz,c,Rd = 953.032 daN*m
	Vz,Ed = -791.312 daN	
	MN,y,Rd = 4713.673 daN*m	MN,z,Rd = 953.032 daN*m
	Vz,T,Rd = 17239.354 daN	
	Mb,Rd = 3004.003 daN*m	Tt,Ed = 0.531 daN*m
		Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 0.00	Mcr = 4903.805 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.61
Lcr,low=6.000 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.14	XLT,mod = 0.64

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))  
 My,Ed/MN,y,Rd = 0.16 < 1.00 (6.2.9.1.(2))  
 Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.09 < 1.00 (6.2.9.1.(2))  
 (My,Ed/MN,y,Rd)^2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.11 < 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 = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)  
 Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))\*gM0) = 0.01 < 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:*

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.25 < 1.00 (6.3.2.1.(1))  
 N,Ed/(Xy\*N,Rk/gM1) + kyy\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) + kyz\*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.35 < 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) = 0.35 < 1.00 (6.3.3.(4))

**DEPLACEMENTS LIMITES**



*Flèches (REPERE LOCAL):*

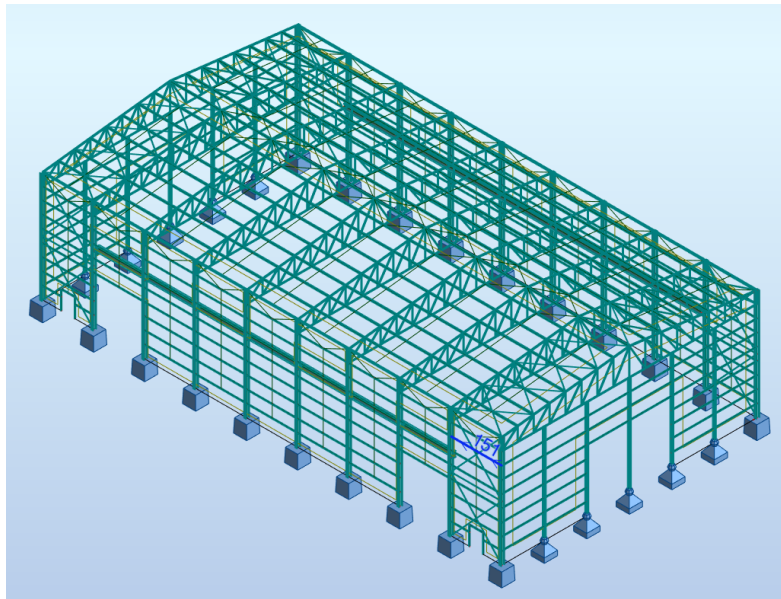
uy = 0.231 cm < uy max = L/200.00 = 3.000 cm	Vérifié
<i>Cas de charge décisif:</i> 64 panne els (1+2+4)*1.00	
uz = 0.376 cm < uz max = L/200.00 = 3.000 cm	Vérifié
<i>Cas de charge décisif:</i> 64 panne els (1+2+4)*1.00	
u inst,y = 0.155 cm < u inst,max,y = L/200.00 = 3.000 cm	Vérifié
<i>Cas de charge décisif:</i> 1*4	
u inst,z = 0.261 cm < u inst,max,z = L/200.00 = 3.000 cm	Vérifié
<i>Cas de charge décisif:</i> 1*4	



*Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé*

**Profil correct !!!**

VIII.3. Lisse :



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:** 151 Poutre\_151

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

6.000 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 10 lisse élu (1+3)\*1.35+35\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER fy = 23500000.000 daN/m2



**PARAMETRES DE LA SECTION:** lisse de bardage

h=14.000 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=6.000 cm	Ay=13.400 cm <sup>2</sup>	Az=10.100 cm <sup>2</sup>	Ax=20.400 cm <sup>2</sup>
tw=0.700 cm	Iy=605.000 cm <sup>4</sup>	Iz=62.700 cm <sup>4</sup>	Ix=5.680 cm <sup>4</sup>
tf=1.000 cm	Wply=103.000 cm <sup>3</sup>	Wplz=28.300 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = -225.237 daN	My,Ed = -490.961 daN*m	Mz,Ed = 79.939 daN*m	Vy,Ed = -96.352 daN
Nt,Rd = 43581.818 daN	My,pl,Rd = 2200.455 daN*m		Mz,pl,Rd = 604.591 daN*m
	Vy,T,Rd = 16441.533 daN		
	My,c,Rd = 2200.455 daN*m		Mz,c,Rd = 604.591 daN*m
	Vz,Ed = -518.615 daN		
	MN,y,Rd = 2200.396 daN*m		MN,z,Rd = 604.575 daN*m
	Vz,T,Rd = 12412.078 daN		
	Mb,Rd = 955.556 daN*m		Tt,Ed = 0.914 daN*m
			Classe de la section = 1



z = 0.00

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

Mcr = 1466.230 daN\*m Courbe,LT - b

XLT = 0.43

Lcr,low=6.000 m

Lam\_LT = 1.28

fi,LT = 1.51

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00$  (6.2.3.(1))

$M_y,Ed/MN_y,Rd = 0.22 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))

$M_z,Ed/MN_z,Rd = 0.13 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))

$(M_y,Ed/MN_y,Rd)^{1.00} + (M_z,Ed/MN_z,Rd)^{1.00} = 0.36 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

$V_y,Ed/V_{y,T},Rd = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)

$V_z,Ed/V_{z,T},Rd = 0.04 < 1.00$  (6.2.6-7)

$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.01 < 1.00$  (6.2.6)

$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.01 < 1.00$  (6.2.6)

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$M_y,Ed/M_b,Rd = 0.51 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

**DEPLACEMENTS LIMITES**



**Flèches (REPERE LOCAL):**

$u_y = 0.354 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.000 \text{ cm}$

Vérifié

**Cas de charge décisif:** 11 lisse els (1+3+35)\*1.00

$u_z = 0.559 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.000 \text{ cm}$

Vérifié

**Cas de charge décisif:** 11 lisse els (1+3+35)\*1.00

$u_{\text{inst},y} = 0.006 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/200.00 = 3.000 \text{ cm}$

Vérifié

**Cas de charge décisif:** 1\*35

$u_{\text{inst},z} = 0.574 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/200.00 = 3.000 \text{ cm}$

Vérifié

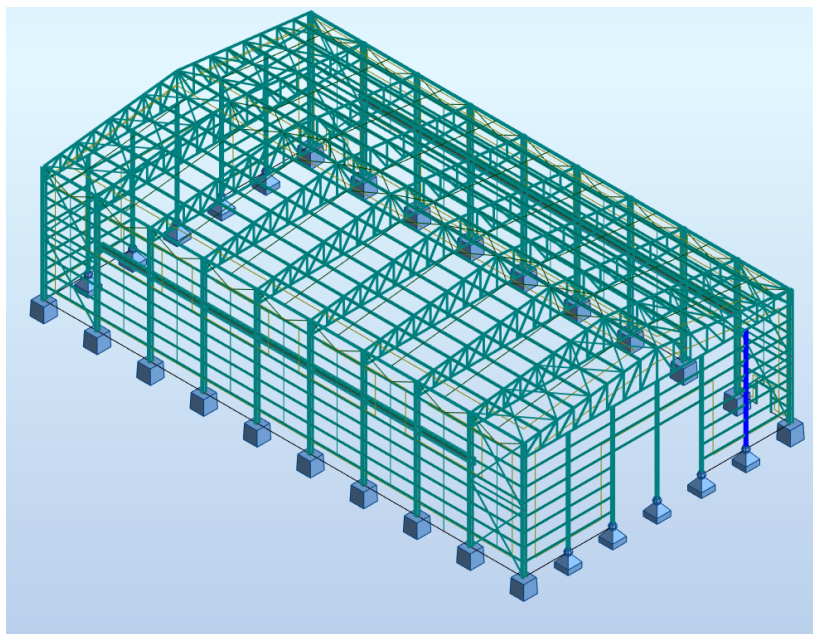
**Cas de charge décisif:** 1\*35



**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé

**Profil correct !!!**

VIII.4. Potelet :



## 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:** 1044 Barre\_1044

**POINT:** 2

**COORDONNEE:** x = 0.02 L =

0.241 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 12 potelet elu 13\*1.35+14\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 23500000.000$  daN/m<sup>2</sup>



**PARAMETRES DE LA SECTION:** potelet

h=24.000 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=24.000 cm	Ay=89.590 cm <sup>2</sup>	Az=33.230 cm <sup>2</sup>	Ax=105.990 cm <sup>2</sup>
tw=1.000 cm	Iy=11259.300 cm <sup>4</sup>	Iz=3922.660 cm <sup>4</sup>	Ix=103.070 cm <sup>4</sup>
tf=1.700 cm	Wply=1053.150 cm <sup>3</sup>	Wplz=498.420 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 3902.113 daN	My <sub>Ed</sub> = 550.950 daN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 3.462 daN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -14.380 daN
N <sub>c,Rd</sub> = 226433.182 daN	My <sub>Ed,max</sub> = 5366.036 daN*m		Mz <sub>Ed,max</sub> = -164.924 daN*m
	Vy <sub>c,Rd</sub> = 110503.004 daN		
Nb <sub>Rd</sub> = 108457.911 daN	My <sub>c,Rd</sub> = 22499.114 daN*m		Mz <sub>c,Rd</sub> = 10648.064 daN*m
	Vz <sub>Ed</sub> = 2213.007 daN		
	MN <sub>y,Rd</sub> = 22499.114 daN*m		MN <sub>z,Rd</sub> = 10648.064 daN*m
	Vz <sub>c,Rd</sub> = 40986.883 daN		
	Mb <sub>Rd</sub> = 22499.114 daN*m		

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 0.00	Mcr = 526230.888 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 1.00
Lcr,upp=1.444 m	Lam_LT = 0.22	fi,LT = 0.51	XLT,mod = 1.00

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 11.600 m	Lam_y = 1.20
Lcr,y = 11.600 m	Xy = 0.48
Lamy = 112.55	kyy = 1.02



en z:

Lz = 1.444 m	Lam_z = 0.25
Lcr,z = 1.444 m	Xz = 0.97
Lamz = 23.74	kyz = 0.70

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.4.(1))
$My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$(My_{Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
$Vy_{Ed}/Vy_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))
$Vz_{Ed}/Vz_{c,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.6.(1))

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$\Lambda_{y} = 112.55 < \Lambda_{y,max} = 210.00$	$\Lambda_{z} = 23.74 < \Lambda_{z,max} = 210.00$	STABLE
$My_{Ed,max}/Mb_{Rd} = 0.24 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))		
$N_{Ed}/(Xy*N_{Rk}/gM1) + kyy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kyz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.29 < 1.00$ (6.3.3.(4))		

$$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.16 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

**DEPLACEMENTS LIMITES**



**Flèches (REPERE LOCAL):**

$u_y = 0.040 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 5.800 \text{ cm}$  Vérifié

**Cas de charge décisif:** 65 potelet els (13+14)\*1.00  
 $u_z = 2.129 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 5.800 \text{ cm}$  Vérifié

**Cas de charge décisif:** 65 potelet els (13+14)\*1.00  
 $u_{inst,y} = 0.039 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 5.800 \text{ cm}$  Vérifié

**Cas de charge décisif:** 1\*14  
 $u_{inst,z} = 2.128 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 5.800 \text{ cm}$  Vérifié

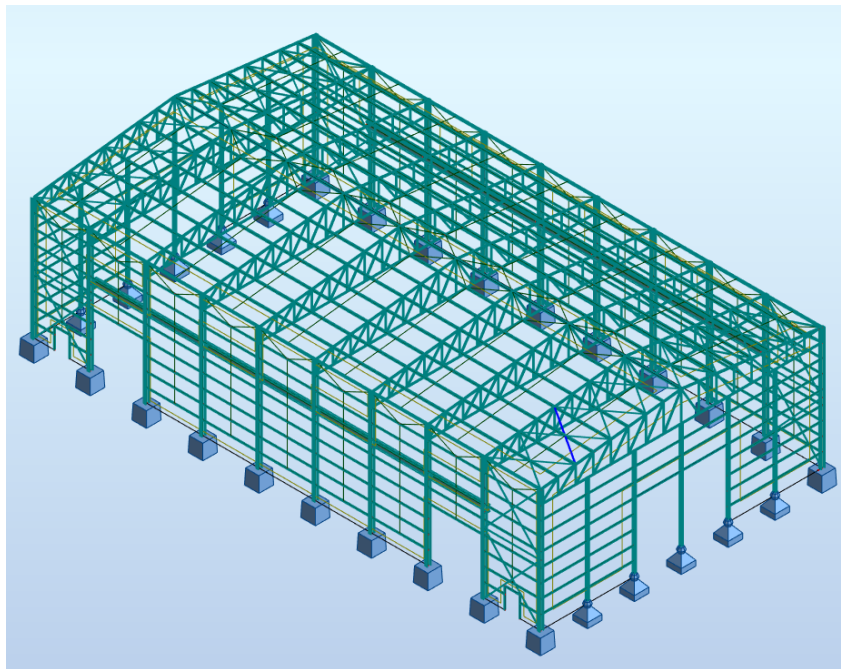
**Cas de charge décisif:** 1\*14



**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé

**Profil correct !!!**

VIII.5. Poutre au vent :



**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:** 1136 Poutre\_1136A Poutre\_1144

**POINT: COORDONNEE:**

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* Défini manuellement

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 23500000.000 \text{ daN/m}^2$



**PARAMETRES DE LA SECTION: poutre au vent**

h=6.500 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=6.500 cm	Ay=3.900 cm <sup>2</sup>	Az=3.900 cm <sup>2</sup>	Ax=7.510 cm <sup>2</sup>
tw=0.600 cm	Iy=29.360 cm <sup>4</sup>	Iz=29.360 cm <sup>4</sup>	Ix=0.893 cm <sup>4</sup>
tf=0.600 cm	Wply=11.608 cm <sup>3</sup>	Wplz=11.608 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = -13227.162 daN  
 Nt,Rd = 17648.500 daN

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

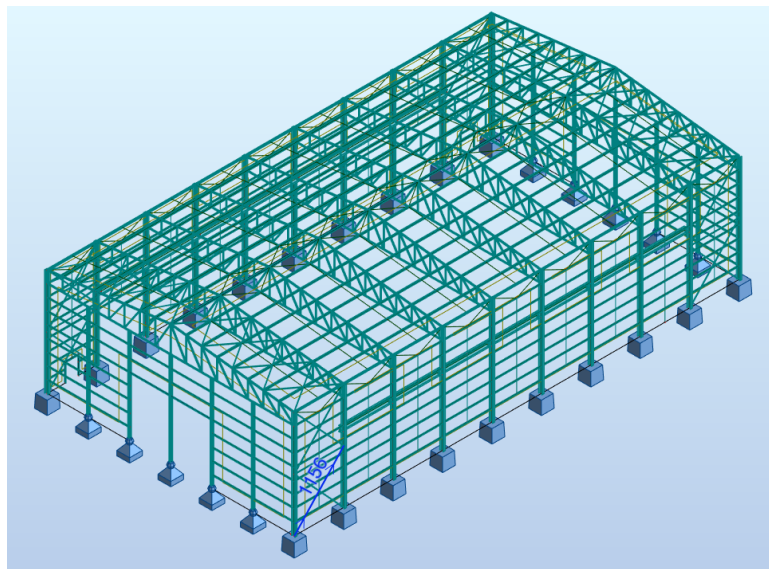
**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N,Ed/Nt,Rd = 0.75 < 1.00$  (6.2.3.(1))

*Profil correct !!!*

VIII.6. Palée de stabilité :



**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:** 1156 Poutre\_1156

**POINT:**

**COORDONNEE:**

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* Défini manuellement

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 23500000.000 \text{ daN/m}^2$



**PARAMETRES DE LA SECTION: palée de stabilité**

$h=8.000 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=4.500 \text{ cm}$	$A_y=8.120 \text{ cm}^2$	$A_z=4.920 \text{ cm}^2$	$A_x=11.000 \text{ cm}^2$
$t_w=0.600 \text{ cm}$	$I_y=106.000 \text{ cm}^4$	$I_z=19.400 \text{ cm}^4$	$I_x=2.160 \text{ cm}^4$
$t_f=0.800 \text{ cm}$	$W_{ply}=31.800 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=12.100 \text{ cm}^3$	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = -17444.850 \text{ daN}$

$N_{t,Rd} = 25850.000 \text{ daN}$

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

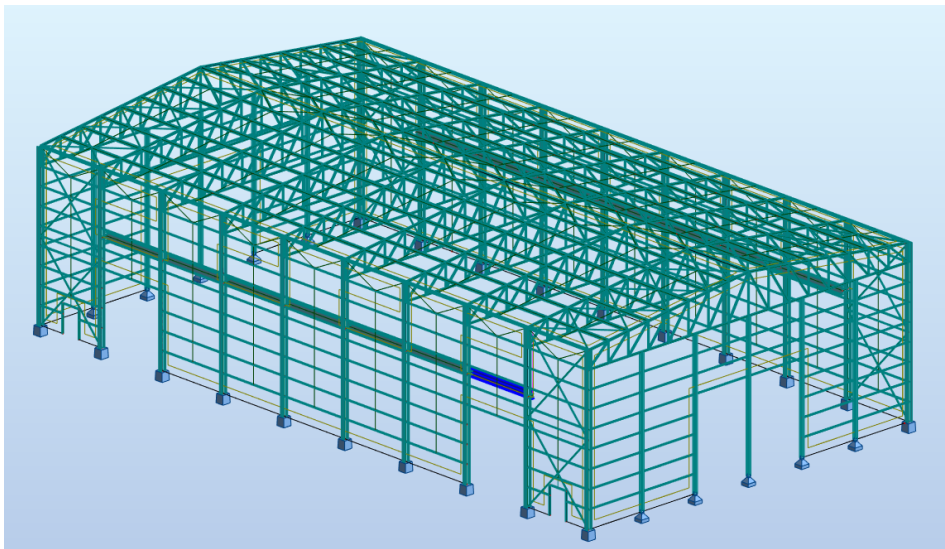
**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.67 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$

**Profil correct !!!**

VIII.7. Poutre de chemin de roulement :



**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:** 1064 Poutre\_1064  
3.000 m

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.50 L =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 70 poutre pont (1+66)\*1.35+(67+68+69)\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER fy = 23500000.000 daN/m2



**PARAMETRES DE LA SECTION: HEM 340**

h=37.700 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=30.800 cm	Ay=264.000 cm2	Az=98.630 cm2	Ax=315.030 cm2
tw=2.100 cm	Iy=76143.500 cm4	Iz=19520.400 cm4	Ix=1506.670 cm4
tf=4.000 cm	Wply=4704.090 cm3	Wplz=1940.370 cm3	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 9116.171 daN	My,Ed = 37425.301 daN*m	Mz,Ed = -6766.832 daN*m
	Vy,Ed = -3488.124 daN	
Nc,Rd = 673018.636 daN	My,Ed,max = 37425.301 daN*m	Mz,Ed,max = -6766.832
daN*m	Vy,T,Rd = 325162.816 daN	
Nb,Rd = 482723.347 daN	My,c,Rd = 100496.468 daN*m	Mz,c,Rd = 41453.359
daN*m	Vz,Ed = -17854.421 daN	
	MN,y,Rd = 100496.468 daN*m	MN,z,Rd = 41453.359
daN*m	Vz,T,Rd = 121562.483 daN	
	Mb,Rd = 99394.317 daN*m	Tt,Ed = 16.494 daN*m
		Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 0.00	Mcr = 1775109.459 daN*m Courbe,LT - a	XLT = 0.99
Lcr,upp=6.000 m	Lam_LT = 0.25	fi,LT = 0.54

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 6.000 m	Lam_y = 0.41
Lcr,y = 6.000 m	Xy = 0.95
Lamy = 38.59	ky = 1.00



en z:

Lz = 6.000 m	Lam_z = 0.81
Lcr,z = 6.000 m	Xz = 0.72
Lamz = 76.22	kyz = 0.75

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))  
 My,Ed/MN,y,Rd = 0.37 < 1.00 (6.2.9.1.(2))  
 Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.16 < 1.00 (6.2.9.1.(2))  
 (My,Ed/MN,y,Rd)^2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.30 < 1.00 (6.2.9.1.(6))  
 Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)  
 Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.15 < 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 = 38.59 < Lambda,max = 210.00      Lambda,z = 76.22 < Lambda,max = 210.00      STABLE  
 My,Ed,max/Mb,Rd = 0.38 < 1.00 (6.3.2.1.(1))  
 N,Ed/(Xy\*N,Rk/gM1) + kyy\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) + kyz\*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.51 < 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) = 0.39 < 1.00 (6.3.3.(4))

**DEPLACEMENTS LIMITES**



**Flèches (REPERE LOCAL):**

$u_y = 0.253 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.000 \text{ cm}$  Vérifié

**Cas de charge décisif:** 5 poutre de rouleme (1+66+67+68+69)\*1.00

$u_z = 0.420 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.000 \text{ cm}$  Vérifié

**Cas de charge décisif:** 5 poutre de rouleme (1+66+67+68+69)\*1.00

$u_{\text{inst},y} = 0.000 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/200.00 = 3.000 \text{ cm}$  Vérifié

**Cas de charge décisif:**

$u_{\text{inst},z} = 0.000 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/200.00 = 3.000 \text{ cm}$  Vérifié

**Cas de charge décisif:**

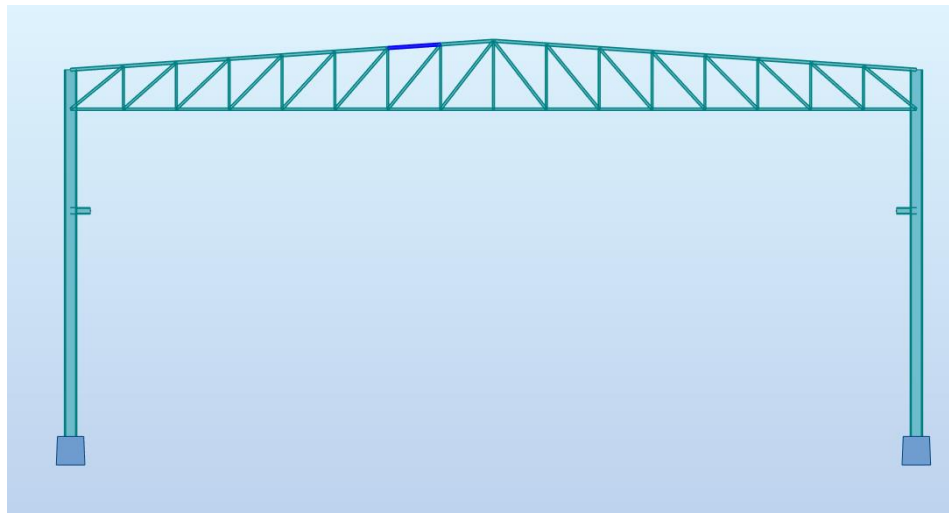


**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé

**Profil correct !!!**

VIII.8. Ferme :

VIII.8.1. Membrure supérieure :



**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

**NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 20

**POINT:**

**COORDONNEE:**

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* Défini manuellement

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.000 \text{ MPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION: memb sup**

$h=12.000 \text{ cm}$

$gM0=1.100$

$gM1=1.100$

$b=12.000 \text{ cm}$

$A_y=19.800 \text{ cm}^2$

$A_z=16.800 \text{ cm}^2$

$A_x=34.000 \text{ cm}^2$

$tw=0.700 \text{ cm}$

$I_y=736.000 \text{ cm}^4$

$I_z=237.771 \text{ cm}^4$

$I_x=8.300 \text{ cm}^4$

$tf=0.900 \text{ cm}$

$W_{ply}=145.200 \text{ cm}^3$

$W_{plz}=71.740 \text{ cm}^3$

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{Ed} = 373.993 \text{ kN}$   
 $N_{c,Rd} = 726.364 \text{ kN}$   
 $N_{b,Rd} = 500.690 \text{ kN}$

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

$L_y = 1.879 \text{ m}$                        $\lambda_{m,y} = 0.430$   
 $L_{cr,y} = 1.879 \text{ m}$                    $X_y = 0.881$   
 $L_{m,y} = 40.394$



en z:

$L_z = 1.879 \text{ m}$                        $\lambda_{m,z} = 0.757$   
 $L_{cr,z} = 1.879 \text{ m}$                    $X_z = 0.689$   
 $L_{m,z} = 71.068$

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.515 < 1.000$  (6.2.4.(1))

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

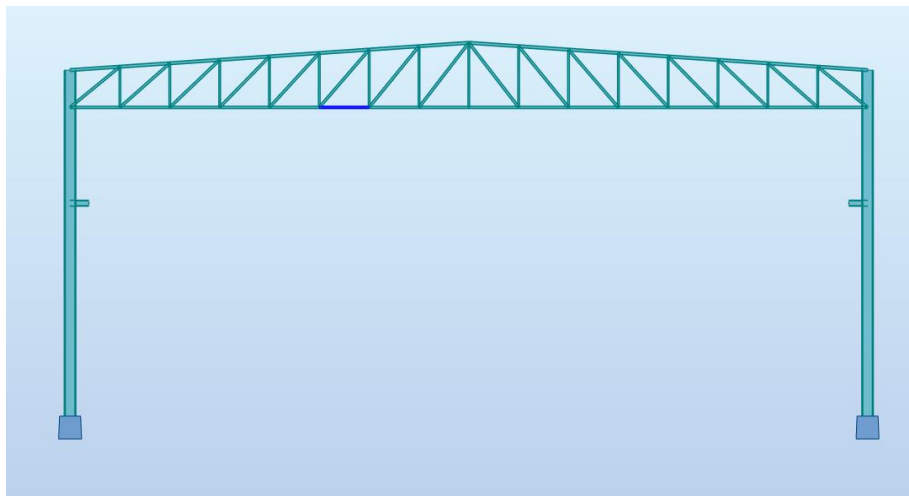
$\lambda_{m,y} = 40.394 < \lambda_{m,max} = 210.000$

$\lambda_{m,z} = 71.068 < \lambda_{m,max} = 210.000$  STABLE

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.747 < 1.000$  (6.3.1.1.(1))

**Profil correct !!!**

VIII.8.2. Membrane inferieure :



**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

**NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 16  
0.000 m

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 37 COMB10' (1+2+3)\*1.350+(14+15+20+21)\*1.500+6\*0.750+24\*0.900

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.000 \text{ MPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION: memb inf**

h=10.000 cm	gM0=1.100	gM1=1.100	
b=11.000 cm	Ay=17.000 cm <sup>2</sup>	Az=12.000 cm <sup>2</sup>	Ax=27.000 cm <sup>2</sup>
tw=0.600 cm	Iy=412.000 cm <sup>4</sup>	Iz=172.067 cm <sup>4</sup>	Ix=5.620 cm <sup>4</sup>
tf=0.850 cm	Wply=98.000 cm <sup>3</sup>	Wplz=55.350 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 335.197 kN	My <sub>Ed</sub> = -0.850 kN*m	
N <sub>c,Rd</sub> = 576.818 kN	My <sub>Ed,max</sub> = -0.850 kN*m	
N <sub>b,Rd</sub> = 385.249 kN	My <sub>c,Rd</sub> = 20.936 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = 0.954 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 13.866 kN*m	Vz <sub>c,Rd</sub> = 148.012 kN
		Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 1.875 m	Lam <sub>y</sub> = 0.511
Lcr,y = 1.875 m	Xy = 0.837
Lamy = 47.999	kyy = 1.125



en z:

Lz = 1.875 m	Lam <sub>z</sub> = 0.791
Lcr,z = 1.875 m	Xz = 0.668
Lamz = 74.273	kzy = 0.659

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

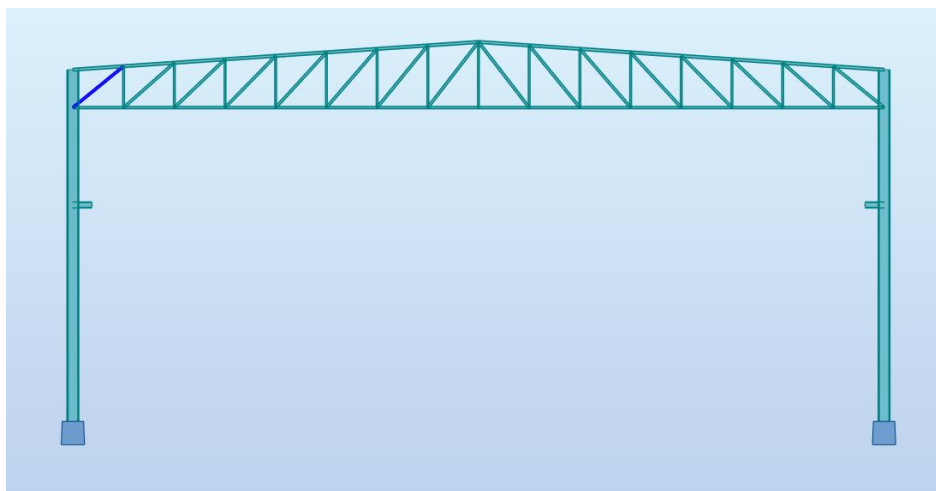
N <sub>Ed</sub> /N <sub>c,Rd</sub> = 0.581 < 1.000 (6.2.4.(1))
My <sub>Ed</sub> /My <sub>c,Rd</sub> = 0.041 < 1.000 (6.2.5.(1))
My <sub>Ed</sub> /MN <sub>y,Rd</sub> = 0.061 < 1.000 (6.2.9.1.(2))
Vz <sub>Ed</sub> /Vz <sub>c,Rd</sub> = 0.006 < 1.000 (6.2.6.(1))

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

Lambda <sub>y</sub> = 47.999 < Lambda <sub>max</sub> = 210.000	Lambda <sub>z</sub> = 74.273 < Lambda <sub>max</sub> = 210.000	STABLE
N <sub>Ed</sub> /(Xy*N <sub>Rk</sub> /gM1) + kyy*My <sub>Ed,max</sub> /(XLT*My <sub>Rk</sub> /gM1) = 0.740 < 1.000 (6.3.3.(4))		
N <sub>Ed</sub> /(Xz*N <sub>Rk</sub> /gM1) + kzy*My <sub>Ed,max</sub> /(XLT*My <sub>Rk</sub> /gM1) = 0.897 < 1.000 (6.3.3.(4))		

**Profil correct !!!**

VIII.8.3. Diagonale :



## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 1023 Barre\_1023

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.000 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 36 COMB9' (1+2+3)\*1.350+(4+5)\*1.000+(14+15+20+21)\*1.500+6\*0.750

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.000$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: diagonale**

h=10.000 cm

gM0=1.100

gM1=1.100

b=11.000 cm

Ay=17.000 cm<sup>2</sup>

Az=12.000 cm<sup>2</sup>

Ax=27.000 cm<sup>2</sup>

tw=0.600 cm

Iy=412.000 cm<sup>4</sup>

Iz=172.067 cm<sup>4</sup>

Ix=5.620 cm<sup>4</sup>

tf=0.850 cm

Wply=98.000 cm<sup>3</sup>

Wplz=55.350 cm<sup>3</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 247.573 kN

My,Ed = -3.816 kN\*m

Nc,Rd = 576.818 kN

My,Ed,max = -3.816 kN\*m

Nb,Rd = 304.704 kN

My,c,Rd = 20.936 kN\*m

Vz,Ed = 2.141 kN

MN,y,Rd = 17.080 kN\*m

Vz,c,Rd = 148.012 kN

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 2.419 m

Lam\_y = 0.659

Lcr,y = 2.419 m

Xy = 0.750

Lamy = 61.923

kyy = 1.232



en z:

Lz = 2.419 m

Lam\_z = 1.020

Lcr,z = 2.419 m

Xz = 0.528

Lamz = 95.820

kzy = 0.741

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

N,Ed/Nc,Rd = 0.429 < 1.000 (6.2.4.(1))

My,Ed/My,c,Rd = 0.182 < 1.000 (6.2.5.(1))

My,Ed/MN,y,Rd = 0.223 < 1.000 (6.2.9.1.(2))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.014 < 1.000 (6.2.6.(1))

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

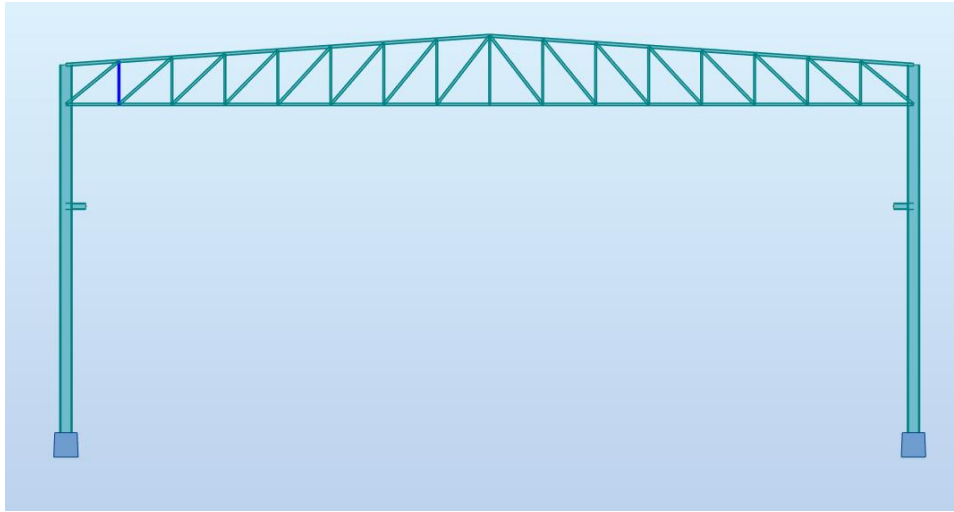
Lambda,y = 61.923 < Lambda,max = 210.000      Lambda,z = 95.820 < Lambda,max = 210.000      STABLE

N,Ed/(Xy\*N,Rk/gM1) + kyy\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) = 0.797 < 1.000 (6.3.3.(4))

N,Ed/(Xz\*N,Rk/gM1) + kzy\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) = 0.948 < 1.000 (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

VIII.8.4. Montant :



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 47  
1.528 m

**POINT:** 7

**COORDONNEE:**  $x = 1.00 L =$

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 37 COMB10' (1+2+3)\*1.350+(14+15+20+21)\*1.500+6\*0.750+24\*0.900

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.000$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION:** montant

$h=8.000$ cm	$gM0=1.100$	$gM1=1.100$	
$b=10.000$ cm	$A_y=14.400$ cm <sup>2</sup>	$A_z=9.600$ cm <sup>2</sup>	$A_x=22.000$ cm <sup>2</sup>
$tw=0.600$ cm	$I_y=212.000$ cm <sup>4</sup>	$I_z=122.455$ cm <sup>4</sup>	$I_x=4.320$ cm <sup>4</sup>
$tf=0.800$ cm	$W_{ply}=63.600$ cm <sup>3</sup>	$W_{plz}=42.900$ cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{Ed} = -145.137$  kN

$N_{t,Rd} = 470.000$  kN

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

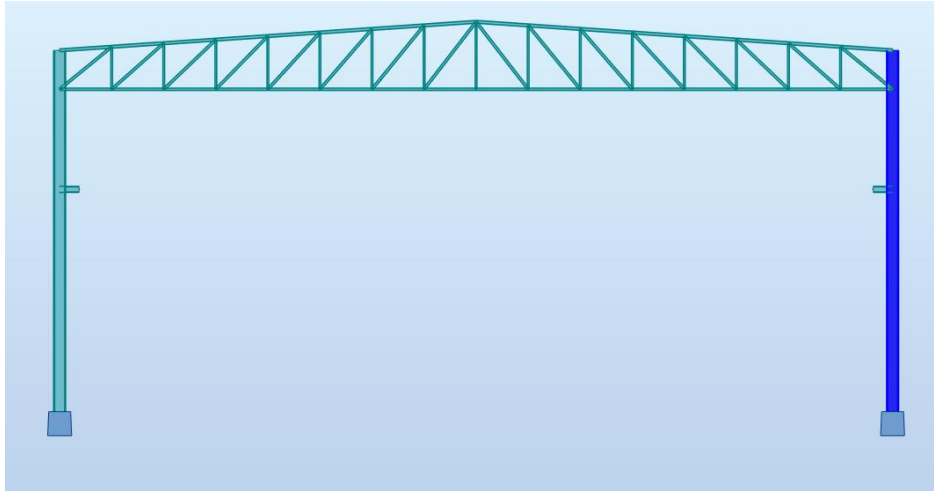
**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.309 < 1.000$  (6.2.3.(1))

*Profil correct !!!*

VIII.9. Poteaux :



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 405  
0.000 m

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 37 COMB10' (1+2+3)\*1.350+(14+15+20+21)\*1.500+6\*0.750+24\*0.900

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.000$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 450**

h=45.000 cm	gM0=1.100	gM1=1.100	
b=30.000 cm	Ay=169.820 cm <sup>2</sup>	Az=79.660 cm <sup>2</sup>	Ax=217.980 cm <sup>2</sup>
tw=1.400 cm	Iy=79887.600 cm <sup>4</sup>	Iz=11721.300 cm <sup>4</sup>	Ix=441.920 cm <sup>4</sup>
tf=2.600 cm	Wply=3982.370 cm <sup>3</sup>	Wplz=1197.660 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 317.153 kN	M <sub>y,Ed</sub> = -479.541 kN*m	
N <sub>c,Rd</sub> = 4656.845 kN	M <sub>y,Ed,max</sub> = -479.541 kN*m	
N <sub>b,Rd</sub> = 4539.472 kN	M <sub>y,c,Rd</sub> = 850.779 kN*m	V <sub>z,Ed</sub> = 95.977 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 850.779 kN*m	V <sub>z,c,Rd</sub> = 982.550 kN
	M <sub>b,Rd</sub> = 546.364 kN*m	

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 0.000	M <sub>cr</sub> = 876.262 kN*m	Courbe,LT - a	XLT = 0.642
L <sub>cr,low</sub> = 1.444 m	Lam_LT = 1.033	f <sub>i,LT</sub> = 1.122	

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

$L_y = 5.600 \text{ m}$                        $\text{Lam}_y = 0.311$   
 $L_{cr,y} = 5.600 \text{ m}$                      $X_y = 0.975$   
 $L_{amy} = 29.252$                          $k_{yy} = 0.783$



en z:

$L_z = 1.444 \text{ m}$                          $\text{Lam}_z = 0.210$   
 $L_{cr,z} = 1.444 \text{ m}$                      $X_z = 0.997$   
 $L_{amz} = 19.692$                         $k_{zy} = 0.407$

**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$N,Ed/N_c,Rd = 0.068 < 1.000$  (6.2.4.(1))  
 $M_y,Ed/M_{y,c},Rd = 0.564 < 1.000$  (6.2.5.(1))  
 $V_z,Ed/V_{z,c},Rd = 0.098 < 1.000$  (6.2.6.(1))

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$\text{Lambda}_y = 29.252 < \text{Lambda}_{max} = 210.000$                      $\text{Lambda}_z = 19.692 < \text{Lambda}_{max} = 210.000$     STABLE  
 $M_y,Ed,max/M_b,Rd = 0.878 < 1.000$  (6.3.2.1.(1))  
 $N,Ed/(X_y*N,Rk/gM1) + k_{yy}*M_y,Ed,max/(XLT*M_y,Rk/gM1) = 0.757 < 1.000$  (6.3.3.(4))  
 $N,Ed/(X_z*N,Rk/gM1) + k_{zy}*M_y,Ed,max/(XLT*M_y,Rk/gM1) = 0.425 < 1.000$  (6.3.3.(4))

**DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches (REPÈRE LOCAL):**

$u_y = 0.000 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.000 = 6.500 \text{ cm}$                       Vérifié  
**Cas de charge décisif:** 38 COMB11 (1+2+3+4+24)\*1.000  
 $u_z = 0.374 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.000 = 6.500 \text{ cm}$                       Vérifié  
**Cas de charge décisif:** 39 COMB12 (1+2+3+24+14+15+20+21)\*1.000  
 $u_{inst,y} = 0.000 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.000 = 6.500 \text{ cm}$                       Vérifié  
**Cas de charge décisif:**  
 $u_{inst,z} = 0.444 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.000 = 6.500 \text{ cm}$                       Vérifié  
**Cas de charge décisif:** 1\*7 + 1\*8 + 1\*9 + 1\*10 + 1\*14 + 1\*15 + 1\*20 + 1\*21

**Déplacements (REPÈRE GLOBAL):**

$v_x = 4.552 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/150.000 = 8.667 \text{ cm}$                       Vérifié  
**Cas de charge décisif:** 39 COMB12 (1+2+3+24+14+15+20+21)\*1.000  
 $v_y = 0.000 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/150.000 = 8.667 \text{ cm}$                       Vérifié  
**Cas de charge décisif:** 38 COMB11 (1+2+3+4+24)\*1.000

**Profil correct !!!****VIII.10. Conclusion :**

Le dimensionnement des structures est présenté d'une façon simple didactique lors de la modélisation des éléments de notre structure qui nous a permis d'avoir une vision globale des résultats obtenus.

# Chapitre IX :

## Calcul des Assemblages

### IX.1. Introduction :

Les assemblages ont pour fonction de réunir et d'assurer la liaison ou la continuité des composantes élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent les plus importantes. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant les composantes élémentaires.

### IX.2. Rôle des assemblages :

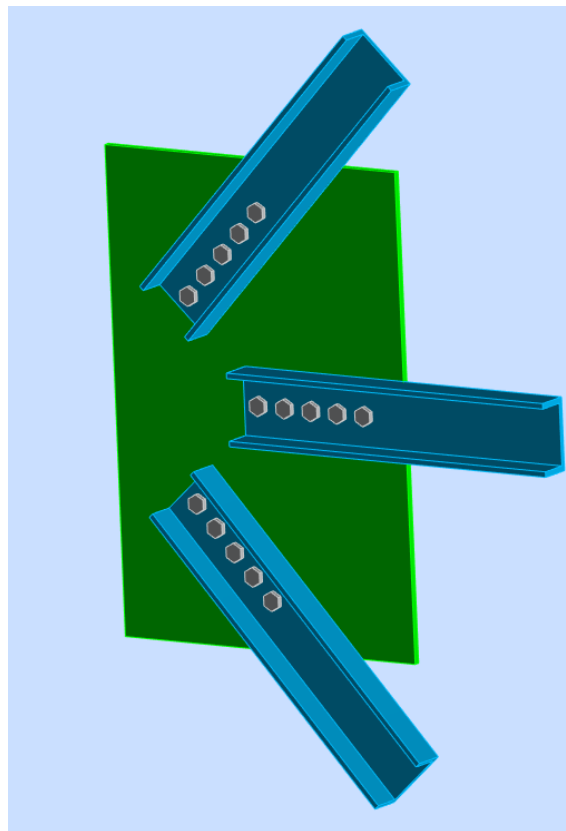
Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides : qui transmettront en outre les divers moments.

### IX.3. Assemblage Contreventement-poteau :



**Figure IX.1.** Palée de stabilité avec montant

On a l'assemblage gousset-poteau se fait avec une soudure d'angle au niveau de l'âme du poteau

L'assemblage gousset-barre de contreventement (palé de stabilité) il s'agit d'un assemblage par boulonnage de l'UPN 80 sur un gousset d'épaisseur  $t = 10 \text{ mm}$  de  $f_u = 360 \text{ Mpa}$ , avec des boulons ordinaires **M16** de classe **6.8** afin de faciliter la mise en œuvre.

$$f_{ub} = 600 \text{ Mpa} ; f_{yb} = 640 \text{ Mpa} ; A_s = 157 \text{ mm}^2 ; A = 201 \text{ mm}^2 ;$$

$$d = 16 \text{ mm} ; d_0 = 18 \text{ mm}$$

Et l'effort de traction est de :  $N_{sd} = 17444.85 \text{ daN} = 174.4485 \text{ kN}$  incliné avec un angle  $\beta = 47.29^\circ$

↪ Choix du nombre de boulons :

- Résistance au cisaillement de boulons :

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.5 \times 600 \times 157}{1.25} \times 10^{-3} = 37.68 \text{ kN}$$

Avec :  $\alpha_v = 0.5$  boulon de classe 6.8 (moins ductile)

Le nombre des boulons nécessaire est :

$$n_b \geq \frac{N_{sd}}{F_{v,Rd}} = \frac{174.44}{37.68} = 4.6 \quad \text{donc on prend 5 boulons}$$

Donc :

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n_b} = \frac{174.4485}{5} = 34.89 \text{ kN}$$

↪ Position des boulons :

- Espacement entre boulons  $p_1$  :

$$2.2 d_0 = 2.2 \times 18 = 39.6 \text{ mm} < p_1 = 50 \text{ mm} < 14 t = 140 \text{ mm}$$

- Pince longitudinale  $e_1$  :

$$1.2 d_0 = 1.2 \times 18 = 21.6 \text{ mm} < e_1 = 30 \text{ mm} < 4 t + 40 = 40 + 40 = 80 \text{ mm}$$

- Pince transversale  $e_2$  :

$$1.2 d_0 = 1.2 \times 18 = 21.6 \text{ mm} < e_2 = 40 \text{ mm} < 4 t + 40 = 40 + 40 = 80 \text{ mm}$$

$$e_2 = \frac{120}{2} = 60 \text{ mm} \text{ (Au centre de l'âme de l'UPN 120)}$$

↪ Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

- Dans la direction des efforts :

- Boulons de rive :

$$\alpha_b = \min \left\{ \alpha_d ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

$$\text{Avec : } \alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{30}{3 \times 18} = 0.555 \quad \text{et} \quad \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{600}{360} = 1.667$$

Donc :

$$\alpha_b = \min\{0.555 ; 1.667 ; 1\} = 0.555$$

- Boulons intérieurs

$$\alpha_b = \min \left\{ \alpha_d ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

$$\text{Avec : } \alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} = \frac{50}{3 \times 18} = 0.926$$

Donc :

$$\alpha_b = \min\{0.926 ; 1.667 ; 1\} = 0.926$$

- Dans la direction perpendiculaire aux efforts :

$$k_1 = \min \left\{ 2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 ; 2.5 \right\} = \min \left\{ 2.8 \frac{40}{18} - 1.7 ; 2.5 \right\} = 2.5$$

- Boulons de rive :

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \times 0.555 \times 360 \times 16 \times 10}{1.25} \times 10^{-3} = 63.936 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 34.89 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 63.936 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

- Boulons intérieurs :

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \times 0.926 \times 360 \times 16 \times 10}{1.25} \times 10^{-3} = 106.67 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 34.89 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 106.67 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

↗ Calcul de la hauteur du gousset :

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

Avec :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{t \times h \times f_y}{1.1} = \frac{10 \times h \times 235}{1.1} > N_{sd}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times (h - d_0) \times 10 \times 360}{1.25} > N_{sd}$$

- Au niveau du premier boulon :

$$\frac{N_{sd}}{n_b} = \frac{174448.5}{5} = 34890 \text{ N}$$

$$\frac{10 \times h \times 235}{1.1} > \frac{N_{sd}}{5} = 34890 \text{ N}$$

D'où

$$h > \frac{34890 \times 1.1}{235 \times 10} = 16.33 \text{ mm} \quad \text{et} \quad h > \frac{34890 \times 1.25}{0.9 \times 360 \times 10} + 18 = 31.46 \text{ mm}$$

Donc on prend la hauteur du gousset au niveau du premier boulon  $h = 50 \text{ mm}$

- Au niveau du 5eme boulon :

$$N_{sd} = 174448.5 \text{ N}$$

$$\frac{10 \times h \times 235}{1.1} > N_{sd} = 174448.5 \text{ N}$$

D'où

$$h > \frac{174448.5 \times 1.1}{235 \times 10} = 81.65 \text{ mm} \quad \text{et} \quad h > \frac{174448.5 \times 1.25}{0.9 \times 360 \times 10} + 18 = 85.30 \text{ mm}$$

Donc on prend la hauteur du gousset au niveau du 5eme boulon  $h = 120 \text{ mm}$  (suivant la hauteur de l'UNP 120)

↗ Vérification de l'UNP 120 au cisaillement de bloc :

$$V_{eff.2.Rd} = \frac{0.5 \times f_u \times A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y \times A_{nv}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

L'air nette soumise à la traction est :

$$A_{nt} = \frac{A}{2} - \left( t_w \times \frac{d_0}{2} \right) = \frac{1700}{2} - \left( 7 \times \frac{18}{2} \right) = 787 \text{ mm}^2$$

L'air nette soumise au cisaillement est :

$$A_{nv} = \left( 30 + 4 \times 50 - 4 \times 18 - \frac{18}{2} \right) \times 7 = 1043 \text{ mm}^2$$

D'où :

$$V_{eff.2.Rd} = \frac{0.5 \times 360 \times 787}{1.25} + \frac{235 \times 1043}{1.1 \times \sqrt{3}} = 241974.76 \text{ N} = 241.974 \text{ kN}$$

$$V_{eff.2.Rd} = 241.974 \text{ kN} > N_{sd} = 174.4485 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

## IX.4. Assemblage Ferme-Poteau :

L'assemblage poteau-ferme se fait par 2 attaches en T sollicitant en traction fixe à l'aide des boulons a la membrure aussi la diagonale et poteau

L'attache en T (tirant) d'épaisseur  $t = 10 \text{ mm}$  de  $f_u = 360 \text{ Mpa}$ , assemblé avec 6 boulons M16 de classe 6.8 sur la semelle du poteau

$$f_{ub} = 600 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_{yb} = 640 \text{ Mpa} \quad ; \quad A_s = 157 \text{ mm}^2 \quad ; \quad A = 201 \text{ mm}^2 \quad ; \\ d = 16 \text{ mm} \quad ; \quad d_0 = 18 \text{ mm}$$

Et l'effort de traction est de :

$$N_{sd1} = 4097.42 \text{ daN} = 40.9742 \text{ kN}$$

$$N_{sd2} = 22954.04 \text{ daN} = 229.5404 \text{ kN} \text{ Incliné avec un angle } \beta = 40.92^\circ$$

$$N_{sd3} = 1002.36 \text{ daN} = 10.0236 \text{ kN}$$

Donc :

$$N_{sd} = N_{sd1} + N_{sd2} \times \cos(\beta) = 40.9742 + 229.5404 \times \cos(40.92) = 214.42 \text{ kN}$$

Et :

$$V_{sd} = N_{sd3} + N_{sd2} \times \sin(\beta) = 10.0236 + 229.5404 \times \sin(40.92) = 160.37 \text{ kN}$$

Vérification des boulons a la résistance suivant la formule d'interaction suivante :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1.0$$

On a :

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.5 \times 600 \times 201}{1.25} \times 10^{-3} = 48.24 \text{ kN}$$

On a 6 boulons donc

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{160.37}{6} = 26.73 \text{ kN}$$

Et :

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 600 \times 157}{1.25} \times 10^{-3} = 67.824 \text{ kN}$$

Et :

$$F_{t,sd} = \frac{N_{sd}}{6} = \frac{214.42}{6} = 35.735 \text{ kN}$$

D'où :

$$\frac{26.73}{48.24} + \frac{35.735}{1.4 \times 67.824} = 0.93 < 1.0 \quad \text{vérifiée}$$

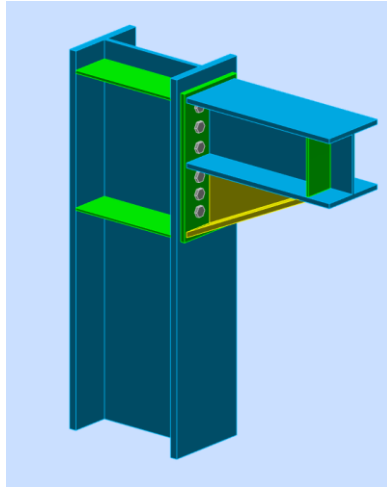
Vérification au poinçonnement de la platine :

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \times \pi \times 24.6 \times 10 \times 360}{1.25} \times 10^{-3} = 133.545 \text{ kN}$$

Donc :

$$F_{t,sd} = 35.735 < B_{p,Rd} = 133.545 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

IX.5. Assemblage Console de la poutre à chemin de roulement-poteau :



**Figure IX.2.** Console de la poutre à chemin de roulement

- La console et le jarret sont en HEB 240 donc :

$$f_y = 235 \text{ Mpa} \quad ; \quad h = 240 \text{ mm} \quad ; \quad b = 240 \text{ mm} \quad ; \quad t_{fb} = 17 \text{ mm} \quad ; \quad t_{wb} = 10 \text{ mm}$$

- Le poteau en HEB 450 donc :

$$f_y = 235 \text{ Mpa} \quad ; \quad h = 450 \text{ mm} \quad ; \quad b = 300 \text{ mm} \quad ; \quad t_f = 26 \text{ mm} \quad ; \quad t_w = 14 \text{ mm}$$

- L'assemblage constituer de 12 boulons M20 de classe HR 10.9 :

$$f_{ub} = 1000 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_{yb} = 900 \text{ Mpa} \quad ; \quad A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad ; \quad d = 18 \text{ mm}$$

- Et une platine 260 × 510 [ mm ] de 16 mm d'épaisseur de nuance 235 Mpa donc :

$$f_y = 235 \text{ Mpa} \quad ; \quad t = 16 \text{ mm}$$

IX.5.1. Évaluation des charges :

L'assemblage de rive (console) est soumis aux efforts plus défavorables suivant sous la combinaison COMB1 du chapitre VII (7) :

$$N_{sd} = -66.210 \text{ kN} \text{ (compression)} \quad ; \quad N_{sd} = 66.210 \text{ kN} \text{ (traction)} \quad ;$$

$$V_{z,sd} = 394.941 \text{ kN} \quad ; \quad M_{sd} = 197.355 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment résistant :

Le moment résistant  $M_{Rd}$  de assemblages est obtenu par la somme des produits des efforts de traction dans les rangées de boulons par leurs distances respectives  $d_i$  au centre de résistance de la zone comprimée (c'est-à-dire l'axe neutre de la semelle comprimée qui est aussi le centre de rotation).

$$t_{fb} = 17 \text{ mm} \quad ; \quad t_{wb} = 10 \text{ mm} \quad ; \quad b_b = 240 \text{ mm}$$

$$d_1 = 443.5 \text{ mm} \quad ; \quad d_2 = 373.5 \text{ mm} \quad ; \quad d_3 = 303.5 \text{ mm} \quad ; \quad d_4 = 203.5 \text{ mm}$$

$$d_5 = 143.5 \text{ mm} \quad ; \quad d_6 = 83.5 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} \quad \text{d'où} : \quad N_1 = \frac{M_{Rd} \times d_1}{\sum d_i^2}$$

L'effort de calcul de précontrainte autorisée dans les boulons vaut :

$$F_{PC} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_{PC} = 0.7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 171.5 \text{ kN}$$

Pour un boulon.

Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \times F_{PC} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$n$  : Nombre des boulons dans la rangée horizontale ( $n = 2$ ).

Vérification à la résistance de l'assemblage :

$$\sum d_i^2 = (83.5^2 + 143.5^2 + 203.5^2 + 303.5^2 + 373.5^2 + 443.5^2) = 497\,283.5 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_{PC} \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171.5 \times 497\,283.5}{443.5} \times 10^{-3} = 384.59 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd} = 197.355 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 384.59 \text{ kN.m} \quad \text{vérifiée}$$

Résistance de l'assemblage sous effort tranchant :

Par boulon :

On a :

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{n} = \frac{394.941}{12} = 32.91 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_{PC}}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$k_s = 1.0$  : Trou normal. (Eurocode 3 §6.5.8.1)

$m = 1$  : Plan de frottement

$\mu = 0.3$  : cas « C » Coefficient de frottement. (Eurocode 3 §6.5.8.3)

$F_{PC}$  : Précontrainte de calcul. (Eurocode 3 §6.5.8.2)

Donc :

$$F_{v,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 171.5}{1.25} = 41.16 \text{ kN}$$

D'où :

$$F_{v,Sd} = 32.91 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 41.16 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

Vérification a la résistance de lame du Poteau :

Faire une vérification a la résistance de lame du Poteau dans différentes zones (tendue, comprimée et cisailée)

Vérification a la résistance de lame du poteau dans la zone tendue :

$$F_{t,Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$b_{eff} = p = 120 \text{ mm (entreaxe rangees des boulons)}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{14 \times 120 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 358.90 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{Sd}}{h - t_f} + N_{Sd} = \frac{197.355 \times 10^3}{450 - 26} + 66.210 = 531.67 \text{ kN}$$

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd} \quad \text{non vérifiée}$$

D'où il nécessite de faire un raidisseur de 18 mm d'épaisseur

Vérification a la résistance de l'âme du Poteau dans la zone comprimée :

$$F_{c,Rd} = \frac{k_c \times \rho \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{(1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2)}}$$

Avec :

$$b_{eff} = t_{fb} + 2 \times a_p \times \sqrt{2} + 5 \times (t_{fc} + r_c) + 2 \times t_p$$

$$b_{eff} = 17 + 2 \times 5 \times \sqrt{2} + 5 \times (26 + 27) + 2 \times 16 = 328.14 \text{ mm}$$

$\sigma_{c,sd}$  : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant :

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A_{poteau}} + \frac{M_{sd} \times z_{max}}{I_y} = \frac{394.941}{218} + \frac{197.355 \times 10^2 \times 2.7}{79890} = 2.40 \text{ kN/cm}^2$$

$$0.7 \times f_y = 0.7 \times 23.5 = 16.45 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_{c,sd} = 2.40 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Donc } k_c = 1.7 - \frac{\sigma_{c,sd}}{f_y} = 1.7 - \frac{2.40}{23.5} = 1.597$$

L'élanement réduit de la partie efficace de le l'âme :

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \times \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0.932 \times \sqrt{\frac{328.14 \times 344 \times 235}{2.1 \times 10^5 \times 14^2}} = 0.748 > 0.72$$

Donc :

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.2}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{0.748 - 0.2}{0.748^2} = 0.39$$

D'où :

$$F_{c,Rd} = \frac{1.597 \times 0.39 \times 328.14 \times 14 \times 235}{1.1 \sqrt{1 + 1.3(328.14/450)^2}} \times 10^{-3} = 466.38 \text{ kN}$$

On a :

$$N_{sd} = \sum N_i$$

Avec :

$$N_i = \frac{M_{Rd} \times d_i}{\sum d_i^2} \quad \text{et } M_{sd} = 197.355 \text{ kN.m}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_1^2} = \frac{197.355 \times 0.4435}{0.4972835} = 176.01 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\sum d_2^2} = \frac{197.355 \times 0.3735}{0.4972835} = 148.23 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_3}{\sum d_3^2} = \frac{197.355 \times 0.3035}{0.4972835} = 120.45 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times d_4}{\sum d_4^2} = \frac{197.355 \times 0.2035}{0.4972835} = 80.76 \text{ kN}$$

$$N_5 = \frac{M_{Rd} \times d_5}{\sum d_5^2} = \frac{197.355 \times 0.1435}{0.4972835} = 56.95 \text{ kN}$$

$$N_6 = \frac{M_{Rd} \times d_6}{\sum d_6^2} = \frac{197.355 \times 0.0835}{0.4972835} = 33.14 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = \sum N_i = 176.01 + 148.23 + 120.45 + 80.76 + 56.95 + 33.14 = 615.54 \text{ kN}$$

Donc :

$$N_{Sd} > F_{c,Rd} \quad \text{non vérifiée}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en compression avec l'effort agissant

Il faut donc prévoir un raidisseur. On fait un raidisseur de 18 mm d'épaisseur

Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

$$F_{v,Rd} = \frac{h \times t_f \times 0.58 \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{450 \times 26 \times 0.58 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 1449.73 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_{v,Sd} = \frac{M_{Sd}}{h - t_f} + N_{Sd} = \frac{197.355}{(450 - 26) \times 10^{-3}} + 66.21 = 531.67 \text{ kN}$$

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

Remarque :

La vérification de l'âme raidie du poteau a la résistance n'est pas nécessaire dès lors que les raidisseurs ont une épaisseur égale à celles des semelles de la poutre.

### IX.6. Gousset de la Ferme :

Dans cette partie d'assemblages on a utilisé ce gousset ci-dessus (Figure IX) pour assembler la partie gauche par soudure et la partie droite par boulonnage a fin faciliter le transport.

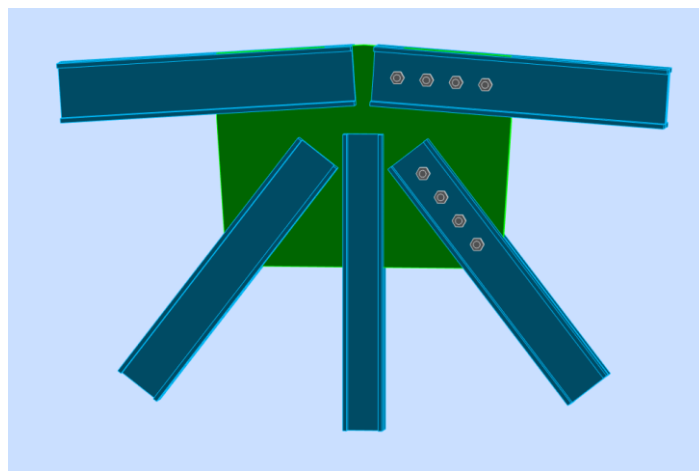


Figure IX.3. Gousset centrale de la ferme au faitage

✚ Partie soudure :

La membrure supérieure à gauche est assemblée avec le gousset d'épaisseur  $t = 10 \text{ mm}$  à l'aide des soudures d'épaisseur de la gorge  $a = 7 \text{ mm}$ , nous avons 2 cordons latéraux de 100 mm et un cordon frontal de 120 mm

On a :  $N_{Sd} = 479.529 \text{ kN}$

↷ Vérification des soudures par unité de longueur :

$$F_{w.Rd} = F_{vw.d} = \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2} \sqrt{3}} \times a = \frac{360}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} \times 7 = 1.454 \text{ kN/mm}$$

↷ La longueur totale du cordon est

$$L = 2 \times 120 + 4 \times 100 = 640 \text{ mm}$$

$$F_{w.sd} = \frac{N_{Sd}}{L} = \frac{479.529}{640} = 0.749 \text{ kN/mm}$$

D'où

$$F_{w.Rd} > F_{w.sd} \quad \text{Vérifiée}$$

↷ Vérification du déchirement du gousset :

$$N_{Rd} = \frac{A_\tau \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} + \frac{A_\tau \times f_y}{\gamma_{M0}} = \left[ \frac{(2 \times 100 \times 10) \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} + \frac{(120 \times 10) \times 235}{1.1} \right] = 503.049 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 503.049 \text{ kN} > N_{Sd} = 479.529 \text{ kN} \quad \text{Vérifiée}$$

↷ Vérification de la hauteur du gousset :

$$F_{t.Rd} = \frac{h \times t \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq N_{Sd}$$

D'où

$$h \geq \frac{N_{Sd} \times \gamma_{M0}}{t \times f_y} = \frac{479.529 \times 10^3 \times 1.1}{10 \times 235} = 224.46 \text{ mm}$$

Donc on prend  $h = 230 \text{ mm}$

✚ Partie boulonnage :

La membrure supérieure à droite est assemblée avec le gousset d'épaisseur  $t = 10 \text{ mm}$  à l'aide des boulons M16 classe 8.8

On a :  $N_{Sd} = 479.529 \text{ kN}$

$$f_{ub} = 800 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_{yb} = 640 \text{ Mpa} \quad ; \quad A_s = 157 \text{ mm}^2 \quad ; \quad A = 201 \text{ mm}^2 \quad ;$$

$$d = 16 \text{ mm} \quad ; \quad d_0 = 18 \text{ mm}$$

↗ Choix du nombre de boulons :

- Résistance au cisaillement de boulon :

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \times 800 \times 157}{1.25} \times 10^{-3} = 60.288 \text{ kN}$$

Avec :  $\alpha_v = 0.6$  boulon de classe 8.8 (plus ductile)

Le nombre des boulons nécessaire est :

$$n_b \geq \frac{N_{sd}}{2 \times F_{v,Rd}} = \frac{479.529}{2 \times 60.288} = 3.97 \quad \text{donc on prend 4 boulons}$$

Donc :

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}/2}{n_b} = \frac{479.529/2}{4} = 59.94 \text{ kN}$$

↗ Position des boulons :

- Espacement entre boulons  $p_1$  :

$$2.2 d_0 = 2.2 \times 18 = 39.6 \text{ mm} < p_1 = 60 \text{ mm} < 14 t = 140 \text{ mm}$$

- Pince longitudinale  $e_1$  :

$$1.2 d_0 = 1.2 \times 18 = 21.6 \text{ mm} < e_1 = 50 \text{ mm} < 4 t + 40 = 40 + 40 = 80 \text{ mm}$$

- Pince transversale  $e_2$  :

$$1.2 d_0 = 1.2 \times 18 = 21.6 \text{ mm} < e_2 = 60 \text{ mm} < 4 t + 40 = 40 + 40 = 80 \text{ mm}$$

$$e_2 = \frac{120}{2} = 60 \text{ mm} \text{ (Au centre de l'âme de l'UPN 120)}$$

↗ Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

- Dans la direction des efforts :

- Boulons de rive :

$$\alpha_b = \min \left\{ \alpha_d ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

$$\text{Avec : } \alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{50}{3 \times 18} = 0.925 \quad \text{et} \quad \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{360} = 2.22$$

Donc :

$$\alpha_b = \min\{0.925 ; 2.22 ; 1\} = 0.925$$

- Boulons intérieurs

$$\alpha_b = \min \left\{ \alpha_d ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

Avec :  $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} = \frac{60}{3 \times 18} = 1.111$

Donc :

$$\alpha_b = \min \{ 1.111 ; 2.22 ; 1 \} = 1$$

- Dans la direction perpendiculaire aux efforts :

$$k_1 = \min \left\{ 2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 ; 2.5 \right\} = \min \left\{ 2.8 \frac{60}{18} - 1.7 ; 2.5 \right\} = 2.5$$

• Boulons de rive :

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \times 0.925 \times 360 \times 16 \times 10}{1.25} \times 10^{-3} = 106.560 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 59.94 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 106.560 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

• Boulons intérieurs :

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 16 \times 10}{1.25} \times 10^{-3} = 115.2 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 59.94 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 115.2 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

↗ Calcul de la hauteur du gousset :

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

Avec :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{t \times h \times f_y}{1.1} = \frac{10 \times h \times 235}{1.1} > N_{sd}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times (h - d_0) \times 10 \times 360}{1.25} > N_{sd}$$

• Au niveau du premier boulon :

$$\frac{N_{sd}}{n_b} = \frac{479529}{4} = 119882.25 \text{ N}$$

$$\frac{10 \times h \times 235}{1.1} > \frac{N_{sd}}{4} = 119882.25 \text{ N}$$

D'où

$$h > \frac{119882.25 \times 1.1}{235 \times 10} = 56.11 \text{ mm} \quad \text{et} \quad h > \frac{119882.25 \times 1.25}{0.9 \times 360 \times 10} + 18 = 64.25 \text{ mm}$$

Donc on prend la hauteur du gousset au niveau du premier boulon  $h = 65 \text{ mm}$

- Au niveau du 4eme boulon :

$$N_{sd} = 479529 \text{ N}$$

$$\frac{10 \times h \times 235}{1.1} > N_{sd} = 479529 \text{ N}$$

D'où

$$h > \frac{479529 \times 1.1}{235 \times 10} = 224.46 \text{ mm} \quad \text{et} \quad h > \frac{479529 \times 1.25}{0.9 \times 360 \times 10} + 18 = 203 \text{ mm}$$

Donc on prend la hauteur du gousset au niveau du 4eme boulon  $h = 225 \text{ mm}$  (suivant la hauteur de l'UNP 120)

↗ Vérification de l'UPN 120 au cisaillement de bloc :

$$V_{eff.2.Rd} = \frac{0.5 \times f_u \times A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y \times A_{nv}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

L'air nette soumise à la traction est :

$$A_{nt} = \frac{A}{2} - \left( t_w \times \frac{d_0}{2} \right) = \frac{1700}{2} - \left( 7 \times \frac{18}{2} \right) = 787 \text{ mm}^2$$

L'air nette soumise au cisaillement est :

$$A_{nv} = \left( 50 + 3 \times 60 - 3 \times 18 - \frac{18}{2} \right) \times 7 = 1169 \text{ mm}^2$$

D'où :

$$V_{eff.2.Rd} = \frac{0.5 \times 360 \times 787}{1.25} + \frac{235 \times 1169}{1.1 \times \sqrt{3}} = 257515.98 \text{ N} = 257.515 \text{ kN}$$

$$V_{eff.2.Rd} = 257.515 \text{ kN} < \frac{N_{sd}}{2} = \frac{479.529}{2} = 239.76 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

### IX.7. Conclusion :

Suite a l'étude réaliser on a pu choisir les assemblages qui résistera aux efforts appliques afin d'assurer la transmittance de ces derniers.

# Chapitre X :

## Base Des Poteaux

### X.1. Introduction :

La base de poteau a le rôle de transmettre les efforts développés dans le poteau au massif de fondation. Dans la plupart des cas, il est conçu comme une articulation pour faire en sorte que les dimensions de la fondation soient les plus faibles possibles. Il est important d'assurer la résistance aux efforts possibles.

Les boulons d'ancrage permettent de résister aux forces de poussée ascendante qui se produisent dans le poteau ; aussi ils peuvent servir à résister à l'effort de cisaillement au niveau du pied poteau.

Dans notre cas les poteaux sont encastres au niveau des base par contre les potelets sont articulés.

### X.2. Calcul de la base de potelet :

Le potelet est un HEB 240 et considéré comme articulé :

$$h = 240 \text{ mm} ; \quad b = 240 \text{ mm} ; \quad t_w = 10 \text{ mm} ; \quad t_f = 17 \text{ mm}$$

$$A_{HEB} = 10600 \text{ mm}^2$$

Les boulons d'ancrage en M14 classe 6.8

$$f_{ub} = 600 \text{ Mpa} ; \quad f_{yb} = 480 \text{ Mpa} ; \quad A_s = 115 \text{ mm}^2$$

#### X.2.1. Evaluation des charges :

La base du potelet est soumise à des efforts suivants :

$$N_{sd} = 24.403 \text{ kN} \quad (\text{compression}) ; \quad V_{z,sd} = 36.41 \text{ kN}$$

#### X.2.2. Résistance du béton à la compression :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}$$

La valeur  $\alpha_{cc}$  est donnée dans l'annexe nationale, sa valeur recommandée est de :  $\alpha_{cc} = 0.85$  pour la compression.

D'où

$$f_{cd} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ N/mm}^2$$

#### X.2.3. Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

On prend la valeur du coefficient du matériau de scellement  $\beta_j = 2/3$

Et  $\alpha = 1.5$

$$f_{jd} = \alpha \beta_j f_{cd} = 1.5 \times \frac{2}{3} \times 14.16 = f_{cd} = 14.16 \text{ N/mm}^2$$

X.2.4. Estimation de la section de la plaque d'assise :

$$A_{c0} = \max \left\{ \frac{N_{sd}}{f_{cd}} ; \frac{1}{h_c b_{fc}} \left( \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 \right\} = \max \left\{ \frac{24403}{14.16} ; \frac{1}{240 \times 240} \left( \frac{24403}{14.16} \right)^2 \right\}$$

$$A_{c0} = \max \{ 1723.38 ; 51.562 \} \Rightarrow A_{c0} = 1723.38 \text{ mm}^2$$

On a :  $0.95 h_c b_{fc} = 0.95 \times 240 \times 240 = 54720 \text{ mm}^2$

Donc  $A_{c0} < 0.95 h_c b_{fc}$  d'où on adopte une plaque d'assise à projection courte

X.2.5. Choix du type de la plaque d'assise :

Dimensions en plan de la plaque d'assise à projection courte :

Dans le cas d'assemblage articulé, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égal à  $\beta_c = 15 \text{ mm}$

$$h_p = h + 2 \times \beta_c = 240 + 2 \times 20 + 2 \times 15 = 310 \text{ mm}$$

$$b_p = b + 2 \times \beta_c = 240 + 2 \times 20 + 2 \times 15 = 310 \text{ mm}$$

Ce qui nous donne  $A = 310 \times 310 = 96100 \text{ mm}^2 > A_{c0} = 1723.38 \text{ mm}^2$

X.2.6. Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :

↗ Calcul de la largeur d'appui additionnelle  $c$  :

$$c = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

Ou : pour une plaque d'assise à projection courte (Tableau 2 ouvrage Mr Dahmani, 2eme édition 2022, P451) on prend :

$$a = 2 \quad ; \quad b = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) = -470 \quad ;$$

$$c = \frac{0.5 N_{sd}}{f_{jd}} - (2 b_{fc} \cdot t_{fc} + 4 t_{fc}^2 + 0.5 h_c \cdot t_{wc} - t_{fc} t_{wc})$$

$$= \frac{0.5 \times 24403}{14.16} - (2 \times 240 \times 17 + 4 \times 17^2 + 0.5 \times 240 \times 10 - 17 \times 10)$$

$$= -9484.312 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$c = \frac{470 - \sqrt{(-470)^2 - 4 \times 2 \times (-9484.312)}}{2 \times 2} = -18.69$$

Vu que l'effort de compression  $N_{sd}$  est faible ce qui nous donne la valeur négative de la largeur additionnelle «  $c$  »

Pour le calcul de la largeur additionnelle «  $c$  » dans ce cas on pose l'épaisseur de la plaque d'assise est de  $t_p = 8 \text{ mm}$  d'où :

$$c = t_p \left( \frac{f_{yp}}{3f_{jd} \cdot \gamma_{M0}} \right)^{0.5} = 8 \left( \frac{235}{3 \times 14.16 \times 1.1} \right)^{0.5} = 17.94 \text{ mm}$$

On prend :  $c = 18 \text{ mm}$

$$\text{On a : } \frac{h-2t_f}{2} = \frac{240-2 \times 17}{2} = 103 \text{ mm} > c = 17.94 \text{ mm}$$

Donc il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles.

↗ Calcul de la section efficace  $A_{eff}$  :

$$A_{eff} = 2(b_{fc} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})$$

$$A_{eff} = 2(240 + 2 \times 15)(18 + 15 + 17) + (240 - 2 \times 18 - 2 \times 17)(2 \times 18 + 10)$$

$$A_{eff} = 42640 \text{ mm}^2$$

↗ Vérification de la résistance à l'effort axial  $N_{sd}$  :

$$N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd} = 42640 \times 14.16 \times 10^{-3} = 603.7824 \text{ kN}$$

D'où :

$$N_{Rd} = 603.7824 \text{ kN} > N_{sd} = 24.403 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

↗ Vérification de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

- Moment Résistant :

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \gamma_{M0}} = \frac{8^2 \times 235}{6 \times 1.1} = 2278.78 \text{ N.mm/mm}$$

- Moment sollicitant

Pour une bonde de 1 mm

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{18^2}{2}\right) \times 24403}{42640} = 92.71 \text{ N.mm/mm}$$

$$\text{D'où : } M_{sd} = 92.71 \text{ N.mm/mm} < M_{Rd} = 2278.78 \text{ N.mm/mm}$$

↗ Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{sd} = 0.2 \times 24403 = 4880.6 \text{ N}$$

Avec  $C_{f,d}$  est le coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement. Une Valeur de 0.2 est spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable.

$$V_{z,sd} = 36410 \text{ N} > F_{v,Rd} = 4880.6 \text{ N} \quad \text{Non Vérifiée}$$

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, les tiges d'ancrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

Vérification des tiges d'encrage au cisaillement :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_b \cdot F_{vb,Rd}$$

On a :  $n_b = 8$  nombre totale des tiges

Et

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{cb} \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

Avec :  $\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 f_{yb} = 0.44 - 0.0003 \times 480 = 0.296$

Donc :

$$F_{vb,Rd} = \frac{0.296 \times 600 \times 115}{1.25} = 16339.2 \text{ N}$$

$$F_{v,Rd} = 4880.6 + 8 \times 16339.2 = 135\,594.2 \text{ N}$$

D'où :

$$F_{v,Rd} = 135\,594.2 \text{ N} > V_{sd} = 36410 \text{ N} \quad \text{vérifiée}$$

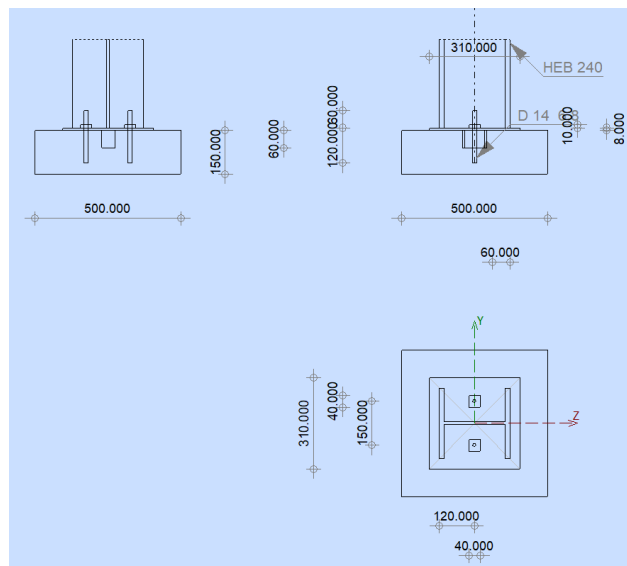


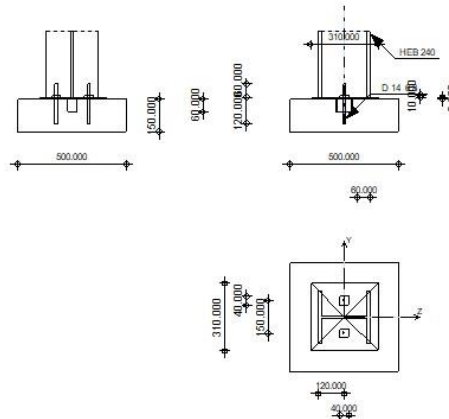


Figure X.1. Les détails de la base de potelet et ses dimensions

X.2.7. Note de calcul de la base de potelet

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021	
	<b>Calcul du Pied de Poteau articulé</b> Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	



**GENERAL**

Assemblage N°: 1  
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé  
 Noeud de la structure: 879  
 Barres de la structure: 1040

**GEOMETRIE**

**POTEAU**

Profilé: HEB 240  
 Barre N°: 1040

$L_c = 11,600$  [m] Longueur du poteau  
 $\alpha = 0,000$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 240,000$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 240,000$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 10,000$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 17,000$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 21,000$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 105,990$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 11259,300$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$f_{yc} = 23500000,000$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance  
 $f_{uc} = 36500000,000$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance ultime du matériau

**PLATINE DE PRESCELLEMENT**

$l_{pd} = 310,000$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 310,000$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 8,000$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER

$f_{ypd} = 23500000,000$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance  
 $f_{upd} = 36000000,000$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance ultime du matériau

**ANCRAGE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe de tiges d'ancrage  
 $f_{yb} = 41000000,000$  [daN/m<sup>2</sup>] Limite de plasticité du matériau du boulon  
 $f_{ub} = 60000000,000$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance du matériau du boulon à la traction  
 $d = 14,000$  [mm] Diamètre du boulon  
 $A_s = 1,150$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe de tiges d'ancrage  
 $A_v = 1,539$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $n = 2$  Nombre de rangées des boulons  
 $e_v = 150,000$  [mm] Entraxe

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 = 60,000$  [mm]  
 $L_2 = 120,000$  [mm]

**Platine**

$l_{wd} = 40,000$  [mm] Longueur  
 $b_{wd} = 40,000$  [mm] Largeur  
 $t_{wd} = 10,000$  [mm] Epaisseur

**BECHE**

Profilé: IPE 80

$l_w = 60,000$  [mm] Longueur

Matériau: ACIER

$f_{yw} = 23500000,000$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

**SEMELLE ISOLEE**

$L = 500,000$  [mm] Longueur de la semelle

$B = 500,000$  [mm] Largeur de la semelle

$H = 150,000$  [mm] Hauteur de la semelle

**Béton**

Classe: BETON25

$f_{ck} = 2500000,000$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance caractéristique à la compression

**Mortier de calage**

$t_g = 0,000$  [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 1200000,000$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

**SOUDURES**

$a_p = 6,000$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4,000$  [mm] Bèche

**EFFORTS**

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} = 2440,300$  [daN] Effort axial

$V_{i,Ed,z} = 3641,000$  [daN] Effort tranchant

**RESULTATS**

**ZONE TENDUE**

**RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$A_b = 1,150$  [cm<sup>2</sup>] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]

$f_{ub} = 60000000,000$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]

Beta = 0,85 Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]

$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} \cdot 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd,s1} = 4222,800$  [daN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1,20$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$f_{yb} = 41000000,000$  [daN/m<sup>2</sup>] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$

$F_{t,Rd,s2} = 3929,167$  [daN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s} = 3929,167$  [daN] Résistance du boulon à la rupture

**ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON**

$f_{ck} = 2500000,000$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$

$f_{ctd} = 119698,316$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance de calcul à la traction EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\eta_1 = 1,00$  Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\eta_2 = 1,00$  Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$

$f_{bd} = 269321,212$ [daN/m <sup>2</sup> ]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 120,000$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$		
$F_{t,Rd,p} = 1421,444$ [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
<b>ARRACHEMENT DU CONE DE BETON</b>		
$h_{ef} = 120,000$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 4929,503$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 360,000$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 180,000$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 1296,000$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 900,000$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$		
$\Psi_{A,N} = 0,69$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 175,000$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\Psi_{s,N} = 0,99$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\Psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\Psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\Psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \Psi_{A,N} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$		
$F_{t,Rd,c} = 1571,638$ [daN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
<b>FENDAGE DU BETON</b>		
$h_{ef} = 120,000$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 4929,503$ [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 240,000$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 120,000$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 576,000$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 468,000$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$		
$\Psi_{A,N} = 0,81$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 120,000$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\Psi_{s,N} = 1,00$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\Psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\Psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$		
$\Psi_{h,N} = 0,73$	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \Psi_{A,N} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ucr,N} \cdot \Psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$		
$F_{t,Rd,sp} = 1355,479$ [daN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]
<b>RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION</b>		
$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$		
$F_{t,Rd} = 1355,479$ [daN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction	
<b>FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE</b>		
$l_{eff,1} = 309,097$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 309,097$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 63,212$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 105,655$ [daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 105,655$ [daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 6685,780$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 2991,817$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 2710,958$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{T,pl,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{T,pl,Rd} = 2710,958$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]
<b>RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION</b>		
$t_{wc} = 10,000$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} = 309,097$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la traction	[6.2.6.3.(2)]

**RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION**

$t_{wc} = 10,000$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(8)]
$A_{vc} = 33,230$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,69$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.3.(4)]
$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$		
$F_{t,wc,Rd} = 45301,420$ [daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(1)]

**RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE**

$N_{i,Rd} = 2710,958$ [daN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
-----------------------------	---	-----------

**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{i,Ed} / N_{i,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,90 < 1,00$	vérifié	(0,90)
---------------------------------------	---------------	---------	--------

**CISAILLEMENT**

**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$**

$\alpha_{d,z} = 3,23$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 8064,000$ [daN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

**CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE**

$\alpha_b = 0,32$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 1,539$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 60000000,000$ [daN/m <sup>2</sup> ]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 2342,321$ [daN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]

**RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER**

$N_{Rk,c} = 3394,739$ [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 3143,277$ [daN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

**ECRASUREMENT DU BORD DU BETON**

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$**

$V_{Rk,c,z}^0 = 2383,073$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 0,69$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1,09$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 0,97$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \psi_{A,V,z} \psi_{h,V,z} \psi_{s,V,z} \psi_{ec,V,z} \psi_{\alpha,V,z} \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 805,660$ [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

**GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 0,000$ [daN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 0,000$ [daN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

**CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON**

$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 l_w b_{wz} f_{ck} / \gamma_c$		
$F_{v,Rd,wg,z} = 6440,000$ [daN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	

**CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd,z} = n_b \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 8051,321$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{i,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,45 < 1,00$	vérifié (0,45)

**SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE**

$\sigma_{\perp} = 212716,060$ [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 212716,060$ [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 0,000$ [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = 1472896,440$ [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,80$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y11}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z11}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,07 < 1,00	vérifié	(0,07)

**COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

FONDATION AU FENDAGE DU BETON

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,90

X.3. Calcul de la base de poteau :

X.3.1. Evaluation des charges :

D'après les résultats du chapitre VII (7) la base du poteau la plus défavorable est soumise aux efforts suivants :

$$\diamond \left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 317.373 \text{ kN} \downarrow \\ M_{sd} = 479.582 \text{ kN.m} \\ V_{z,sd} = 95.991 \text{ kN} \end{array} \right\} \text{ (Compression) sous la combinaison "COMB10"}$$

La section transversale du Poteau est un **HEB 450**

$$h = 450 \text{ mm} ; \quad b = 300 \text{ mm} ; \quad t_w = 14 \text{ mm} ; \quad t_f = 26 \text{ mm}$$

$$A_{HEB} = 21800 \text{ mm}^2$$

Les boulons d'encrage en M24 classe 10.9

$$f_{ub} = 600 \text{ Mpa} ; \quad f_{yb} = 480 \text{ Mpa} ; \quad A_s = 353 \text{ mm}^2$$

L'épaisseur de la plaque d'Assise de 38 mm Les dimensions de la fondation en béton sont 1200 × 960 × 1200 mm. L'acier est nuance S355. Le béton est de grade C25/30. Les coefficients partiels de sécurité des matériaux sont :  $\gamma_{M0} = 1.1$  et  $\gamma_{Mb} = 1.25$  et  $\gamma_c = 1.50$

Dimensionnement de la plaque d'assise :

$$b = 600 \text{ mm} ; \quad a = 750 \text{ mm}$$

C : Le débord, donner par :  $C = 150 \text{ mm}$

X.3.2. Partie tendue :

La résistance à la traction d'un boulon d'ancrage :

$$F_{s,Rd} = \frac{0.9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 353 \times 900}{1.25} = 228744 \text{ N} = 228.744 \text{ kN}$$

La résistance de la plaque d'Assise en flexion sous l'effet de la force est :

$$F_{p,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{m \gamma_{M0}} = \frac{b \times t^2 \times f_y}{6 \times m \gamma_{M0}} = \frac{600 \times 38^2 \times 355}{6 \times 75 \times 1.1} = 621357.5758 \text{ N} = 621.357 \text{ kN}$$

$$F_{4s,Rd} = 914.976 \text{ kN} > F_{p,Rd}$$

X.3.3. Partie comprimée :

Les poteaux doivent être munis de plaques d'assise capable de répartir les efforts de compression du poteau sur une surface portante de tel sorte que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison  $f_j$ .

On a :

Résistance de contact de liaison  $f_{jd}$  :

$$f_{jd} = \frac{\alpha \times \beta_j \times f_{ck}}{\gamma_c}$$

Facteur de concentration de contraintes :

$$\alpha = \sqrt{\frac{a_1 \times b_1}{a \times b}}$$

Autrement :

$$a_1 = \min \left[ \begin{array}{l} a + 2 \times a_r = 750 + 2 \times 225 = 1200 \\ 5 \times a = 5 \times 750 = 3750 \\ a + h = 600 + 1000 = 1600 \\ 5 \times b = 5 \times 960 = 4800 \end{array} \right] = 1200 \text{ mm}$$

$$b_1 = \min \left[ \begin{array}{l} b + 2 \times b_r = 600 + 2 \times 180 = 960 \\ 5 \times b = 5 \times 600 = 3000 \\ b + h = 600 + 1000 = 1600 \\ 5 \times a = 5 \times 1200 = 6000 \end{array} \right] = 960 \text{ mm}$$

Dou :

$$\alpha = \sqrt{\frac{a_1 \times b_1}{a \times b}} = \sqrt{\frac{1200 \times 960}{750 \times 600}} = 1.6$$

$$f_{jd} = \frac{\alpha \times \beta_j \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1.6 \times 0.67 \times 25}{1.5} = 17.87 \text{ Mpa}$$

La largeur supplémentaire d'appui  $c$  :

$$c = t \times \sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}}} = 38 \times \sqrt{\frac{355}{3 \times 17.87 \times 1.1}} = 93.23 \text{ mm}$$

On prend  $c = 93 \text{ mm}$

Calcul de l'excentricité de la charge de compression :

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{479.582}{317.373} = 1.51 \text{ m} = 1511.09 \text{ mm}$$

$$a' = 450 + 2 \times 93 = 636 \text{ mm}$$

$$\frac{a'}{6} = \frac{636}{6} = 106 \text{ mm}$$

$$e = 1511.09 \text{ mm} > \frac{a'}{6} = 106 \text{ mm}$$

→ La force de compression est extérieure au noyau central.

↗ Vérification de la plaque d'assise :

Afin d'obtenir la partie comprimée la force de traction dans les boulons d'encrage on procède à l'aide des équations d'équilibre de la charge de compression et le moment fléchissant.

$$\sum F_{verticales} = 0 \quad \rightarrow \quad N_{Sd} + T - C = 0$$

Avec :  $C = x \times a' \times f_{jd} = x \times 636 \times 17.87 = 11365.32 x$

$$\sum M_z = 0 \quad \rightarrow \quad M_{Sd} + N_{Sd} \left( \frac{a}{2} - g \right) - C \left( \frac{a}{2} - g + \frac{h_c}{2} + c - \frac{x}{2} \right) = 0$$

$$317373 + T - 11365.32 x = 0$$

$$479.582 \times 10^6 + 317373 \times \left( \frac{750}{2} - 75 \right) - 11365.32 x \times \left( \frac{750}{2} - 75 + \frac{450}{2} + 93 - \frac{x}{2} \right) = 0$$

$$5682.66 x^2 - 7023767.76 x + 57479.39 \times 10^4 = 0$$

Solution de l'équation du 2<sup>nd</sup> degré :  $ax^2 + bx + c = 0$

$$x_1 = 1147.882 \text{ mm}$$

$$x_2 = 88.12 \text{ mm}$$

Dou :  $x = 88.12 \text{ mm}$

↗ Calcul de l'effort de traction dans les goujons :

L'effort de traction dans les goujons est obtenu par substitution de la valeur  $x = 88.12 \text{ mm}$  dans l'équation d'équilibre pour les forces verticales.

$$T = 11365.32 x - 317373 = 11365.32 \times 88.12 - 317373 = 684\,139 \text{ N}$$

↗ Vérification de l'épaisseur de la plaque :

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$$

On a :

→ Moment fléchissant au niveau de la section 1 :

$$x = 88.12 \text{ mm} < c = 93.23 \text{ mm}$$

$$M_{1,Sd} = b' \times f_{jd} \times x \times \frac{x}{2} = 750 \times 17.87 \times 88.12 \times \frac{88.12}{2} = 52\,036\,107 \text{ Nmm}$$

→ Moment fléchissant au niveau de la section 2 :

Bras de levier : 75 mm

$$M_{2,Sd} = T \times 75 = 684\,139 \times 75 = 51\,310\,425 \text{ N.mm}$$

$$M_{Sd} = \max(M_{1,Sd} ; M_{2,Sd}) = 52\,036\,107 \text{ N.mm}$$

→ Moment fléchissant par unité de longueur :

$$\text{On a :} \quad l_{eff} = b_{fc} + 2 \times c = 300 + 2 \times 93 = 486 \text{ mm}$$

Dou :

$$M_{Sd} = \frac{M_{1,Sd}}{l_{eff}} = \frac{52\,036\,107}{486} = 107\,070.179 \text{ Nmm/mm}$$

→ Moment résistant plastique :

$$M_{pl,Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{4 \times \gamma_{M0}} = \frac{38^2 \times 355}{4 \times 1.1} = 116504.5455 \text{ N.mm/mm}$$

$$M_{Sd} = 107\,070.179 \text{ N.mm/mm} < M_{pl,Rd} = 116504.5455 \text{ N.mm/mm} \quad \text{Verifiée}$$

↗ Calcul des boulons d'ancrage :

Les goujons doivent transmettre à la fondation en béton une force de traction :

$$T = 684\,139 \text{ N}$$

Pour quatre tiges M22 de classe 10.9 :

$$A_s = 303 \text{ mm}^2 \quad ; \quad f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$$

La résistance à la traction d'un boulon s'exprime sous la forme suivante :

$$F_{t,Sd} < F_{t,Rd}$$

Dou :

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 1000 \times 353}{1.25} = 254\,160 \text{ N}$$

$$F_{t,Sd} = \frac{684\,139}{4} = 170\,284.75 \text{ N}$$

$$F_{t,Sd} < F_{t,Rd} \quad \text{Verifiée}$$

↗ Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :

Pour un boulon d'ancrage :

$$\frac{T}{4} \leq F_{anc,Rd}$$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :

$$F_{anc,Rd} = \pi \times d \times f_{bd} \times (l_1 + 6.4 \times r + 3.5 \times l_2)$$

Calcul de la contrainte d'adhérence  $f_{bd}$  :

$$f_{bd} = \frac{0.36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36 \times \sqrt{25}}{1.5} = 1.20 \text{ N/mm}^2$$

La longueur totale de la tige :

$$l_{b,rqd} = 0.144 \times d \times \frac{F_{ub}}{f_{bd}} = 0.144 \times 24 \times \frac{1000}{1.20} = 2880 \text{ mm}$$

Calcul de la résistance d'ancrage en traction d'une tige d'encrage :

$$r = 100 \text{ mm} \quad ; \quad l_2 = 120 \text{ mm} \quad ; \quad l_1 = 900 \text{ mm}$$

$$F_{anc,Rd} = \pi \times 24 \times 1.20 \times (900 + 6.4 \times 100 + 3.5 \times 120) = 177336.6221 \text{ N}$$

$$= 177.336 \text{ kN}$$

Dou :

$$\frac{T}{4} = 170\,284.75 \text{ N} = 170.285 \text{ kN} \leq F_{anc,Rd} = 177.336 \text{ kN} \quad \text{Verifier}$$

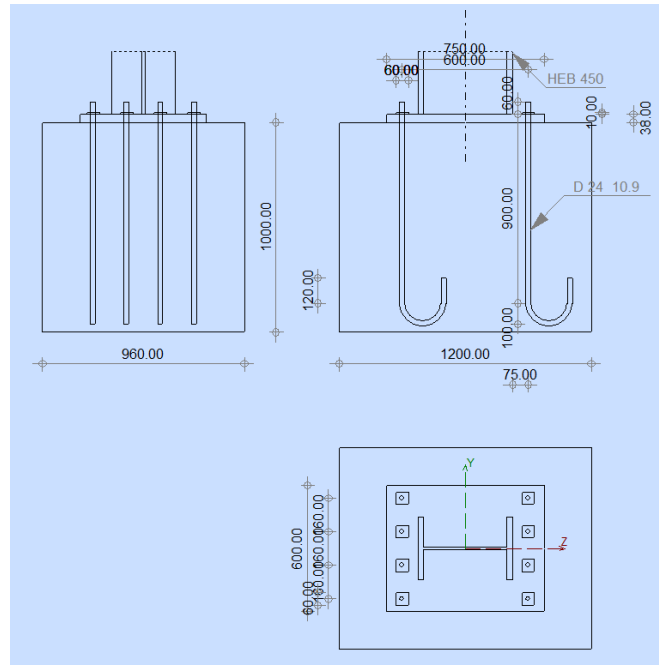


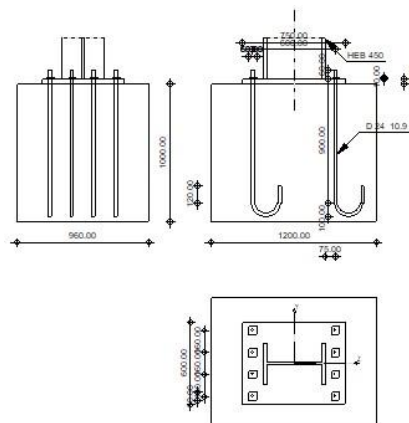


Figure X.2. Les détails de la base de poteau et ces dimensions

X.3.4. Note de calcul de la base de poteau :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021 <b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b> ENV 1993-1-1:1992	
		Ratio <b>0,860</b>



**GENERAL**

Assemblage N°: 3  
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Assemblage N°: 3  
 Noeud de la structure: 401  
 Barres de la structure: 405

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEB 450  
 Barre N°: 405  
 $\alpha = 0,000$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 450,00$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300,00$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 14,00$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 26,00$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27,00$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 217,980$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 79887,600$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: ACIER  
 $f_{yc} = 235,000$  [MPa] Résistance

### PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} = 750,00$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 600,00$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 38,00$  [mm] Epaisseur  
 Matériau: S 355 M  
 $f_y = 355,000$  [MPa] Résistance

### ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe de tiges d'ancrage  
 $d = 24,00$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 26,00$  [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage  
 $n_H = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_V = 4$  Nombre de rangées des boulons  
 Ecartement  $e_{Hi} = 600,00$  [mm]  
 Entraxe  $e_{Vi} = 160,00; 160,00$  [mm]

#### **Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 = 60,00$  [mm]  
 $L_2 = 900,00$  [mm]  
 $L_3 = 200,00$  [mm]  
 $L_4 = 120,00$  [mm]

#### **Platine**

$l_{wd} = 60,00$  [mm] Longueur  
 $b_{wd} = 60,00$  [mm] Largeur  
 $t_{wd} = 10,00$  [mm] Epaisseur

### SEMELLE ISOLEE

$L = 1200,00$  [mm] Longueur de la semelle  
 $B = 960,00$  [mm] Largeur de la semelle  
 $H = 1000,00$  [mm] Hauteur de la semelle

### BETON

$f_{c28} = 25,000$  [MPa] Résistance

$f_{c28} = 25,000$  [MPa] Résistance  
 $\sigma = 14,167$  [MPa] Résistance  
 $n = 6,563$  ratio Acier/Béton

### SOUDURES

$a_p = 15,00$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

### EFFORTS

Cas: 37: COMB10' (1+2+3) \*1.350+(14+15+20+21) \*1.500+6\*0.750+24\*0.900

$N = -317,373$  [kN] Effort axial  
 $Q_y = 0,000$  [kN] Effort tranchant  
 $Q_z = -95,991$  [kN] Effort tranchant  
 $M_y = 479,582$  [kN\*m] Moment fléchissant

### RESULTATS

#### PLATINE

$F_{tRd} = 998,680$  [kN] Résistance de la semelle  
 $M_{pl1Rd} = 28,303$  [kN\*m] Résistance de la platine à la flexion  
 $A_{eff} = 662,126$  [cm<sup>2</sup>] Section efficace

$ N  \leq N_{Rd}$	$ -317,373  < 3684,296$	<b>vérifié</b>	(0,086)
$ M_y  \leq M_{Rd}$	$ 479,582  < 620,683$	<b>vérifié</b>	(0,773)

#### BETON

$f_j = 19,876$  [MPa] Contrainte maxi dans le béton  
 $y_0 = 138,87$  [mm] Zone comprimée

#### ANCRAGE

$N_t = 160,154$  [kN] Effort de traction dans la tige d'ancrage

Adhérence

$ N_t  \leq \pi * d * t_b * (l_2 + 6.4 * r + 3.5 * l_4)$	$ 160,154  < 186,203$	<b>vérifié</b>	(0,860)
--	-----------------------	----------------	---------

Section

$ N_t  \leq 0.9 * f_{ub} * A_s / 1.25$	$ 160,154  < 254,160$	<b>vérifié</b>	(0,630)
--	-----------------------	----------------	---------

Section

$ T_z  \leq (f_y^2 * A_b^2 - N^2) / 1.73$	$ -11,999  < 148,748$	<b>vérifié</b>	(0,081)
---	-----------------------	----------------	---------

### REMARQUES

Longueur L4 trop grande.  $120,00$  [mm] >  $48,00$  [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,860**

#### X.4. Conclusion :

Vu que la base de poteau est soumise à des efforts importants suit à la nature de l'appuis (encastrement) par rapport au potelet on à opter pour des tiges d'encrage asse importante.

# Chapitre X :

## Calcul des Fondations

### XI.1. Introduction :

La détermination de la force portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. On applique la pression admissible (contrainte maximale) par une structure, sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol.

### XI.2. Définition :

La fondation par définition est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage.



**Figure XI.1.** Exemple d'une semelle isolée avec des tiges d'encrage et des longrines

### XI.3. Calcul des fondations des potelet :

#### XI.3.1. Dimensionnement de la fondation :

Dans notre cas en considère les fondations en semelle isolé :

⇨ A l'ELS :

- Charge axiale ultime de compression :

$$N_{sd} = 24.403 \text{ kN} \downarrow$$

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$$

$\bar{\sigma}_s = 0.02 \text{ kN/cm}^2$  a une profondeur de 1m au-dessus de la nappe verte

- Charge axiale de service de compression :

$$N = \frac{24.403}{1.425} = 17.125 \text{ kN}$$

$$\gamma_{moy} = \frac{\gamma_G + \gamma_M}{2} = \frac{1.35 + 1.5}{2} = 1.425$$

On admet 10% de  $N$  comme poids propre du bloc en béton

$$P_p = 1.7125 \text{ kN}$$

$$N = 17.125 + 1.7125 = 18.84 \text{ kN}$$

XI.3.2. L'aire de la fondation en béton :

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{18.84}{0.02} = 942 \text{ cm}^2$$

Dimension de fondation :  $L \times B$

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle de la platine.

$$k = \frac{a}{b} = \frac{L}{B} = \frac{310}{310} = \frac{500}{500} = 1$$

On suppose que :  $L = 500 \text{ mm}$  et  $B = \frac{b \times L}{a} = \frac{310 \times 500}{310} = 500 \text{ mm}$

$$A = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{N}{A} = \frac{18.84}{2500} = 0.007536 \text{ kN/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 0.02 \text{ kN/cm}^2$$

XI.3.3. Hauteur de la semelle :

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L - a}{4} = \frac{50 - 31}{4} = 4.75 \text{ cm} \\ \frac{B - b}{4} = \frac{50 - 31}{4} = 4.75 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad \text{soit} \quad h = 4.75 \text{ cm}$$

On prend  $h = 15 \text{ cm}$  (la longueur des barres d'encrage est calculée avec robot au chapitre précédent égale à 12 cm avec un enrobage

$d = 15 - 5 - \frac{1.2}{2} = 9.4 \text{ cm}$  On admet l'enrobage de 50mm et des armatures de HA12 (12 mm en diamètre).

XI.3.4. Calcul des armatures à l'ELU :

Charge axiale de compression :

$$N_{sd} = 24.403 \text{ kN}$$

XI.3.3. La pression résultante à la base de la fondation :

$$P = \frac{N_{sd}}{L \times B} = \frac{24.403}{0.5 \times 0.5} = 97.612 \text{ kN/m}^2$$

XI.3.6. Calcul du moment au niveau de la section critique de la fondation :

La section critique est située aux extrémités de la plaque d'assise :

$$m = \frac{L - a}{2} = \frac{50 - 31}{2} = 9.5 \text{ cm}$$

$$M_{sd} = \frac{97.612 \times 0.5 \times 0.095^2}{2} = 0.22 \text{ kN.m}$$

$$k = \frac{M_{sd}}{f_{ck} \times b \times d^2} = \frac{0.22 \times 10^6}{25 \times 500 \times 150^2} = 0.00078 < 0.156$$

On a :

$$Z = d \times \left( 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{k}{1.134}} \right) = 94 \times \left( 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.00078}{1.134}} \right) = 93.93 \text{ mm}$$

$$0.95 \times d = 0.95 \times 94 = 89.3 \text{ mm}$$

Donc :

$$Z = 93.93 \text{ mm} < 0.95 \times d = 89.3 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{y,d} \times z} = \frac{0.22 \times 10^6}{347.82 \times 93.93} = 6.73 \text{ mm}^2$$

Avec :

$$f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ Mpa} \quad (\text{Acier Fe400})$$

XI.3.7. Section minimale des armatures principales :

On a :

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 0.30 \times 25^{2/3} = 2.6 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0.26 \times 500 \times 94 \times \frac{2.6}{400} = 79.43 \text{ mm}^2$$

La section a adopté sera HA12 ( $A=113 \text{ mm}^2$ )

Donc : le nombre des barres a utilisé pour des raisons pratique on met 4 barres de HA12

XI.3.7. Vérification au cisaillement :

La section dangereuse vis-à-vis du cisaillement est située a la distance  $d$  la plaque d'assise.

L'effort tranchant de calcul dans la section cisailée :

$$V_{sd} = p \times B \times (m - d) = 97.612 \times 0.5 \times (0.095 - 0.094) = 0.049 \text{ kN}$$

La contrainte de cisaillement correspondante :

$$v_{sd} = \frac{V_{sd}}{B \times d} = \frac{0.049}{500 \times 94} = 1.04 \times 10^{-6} \text{ N/mm}^2$$

La contrainte de cisaillement résistante :

On a :

$$V_{Rd,c} = [0.12 \times k \times (100 \times p \times f_{ck})^{1/3}]$$

Avec :

$$p = \frac{A_s}{B \times d} = \frac{113 \times 2}{500 \times 94} = 0.0048$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{94}} = 2.458$$

$$V_{Rd,c} = [0.12 \times 2.458 \times (100 \times 0.0048 \times 25)^{1/3}] = 0.6752 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{sd} = 1.04 \times 10^{-6} \text{ N/mm}^2 < V_{Rd,c} = 0.6752 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Verifiée}$$

XI.3.8. Vérification au poinçonnement :

La fondation peut être poinçonnée par la plaque d'assise.

La section critique de poinçonnement est située à **1.5 d** de la plaque d'assise.

$$p = \frac{N_{sd}}{B \times L} = \frac{24403}{50 \times 50} = 9.7612 \text{ N/cm}^2$$

La surface hachurée :

$$S = 50 \times 50 - (3 \times 9.4 + 31)(3 \times 9.4 + 31) = 2381.6 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{poinçonnement}} = 9.7612 \times 2381.6 = 23247.27 \text{ N}$$

La surface cisailée :

$$S' = [d \times 2 \times (3 \times d + a + 3 \times d + b)]$$

$$S' = \text{perimetre} \times d = 9.4 \times 2 \times (3 \times 9.4 + 31 + 3 \times 9.4 + 31) = 22225.92 \text{ cm}^2$$

$$v = \frac{V_{\text{poinçonnement}}}{S'} = \frac{23247.27}{22225.92} = 1.045 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2} = 0.01045 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,c} = 0.6752 \text{ N/mm}^2 > v = 0.01045 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Verifiée}$$

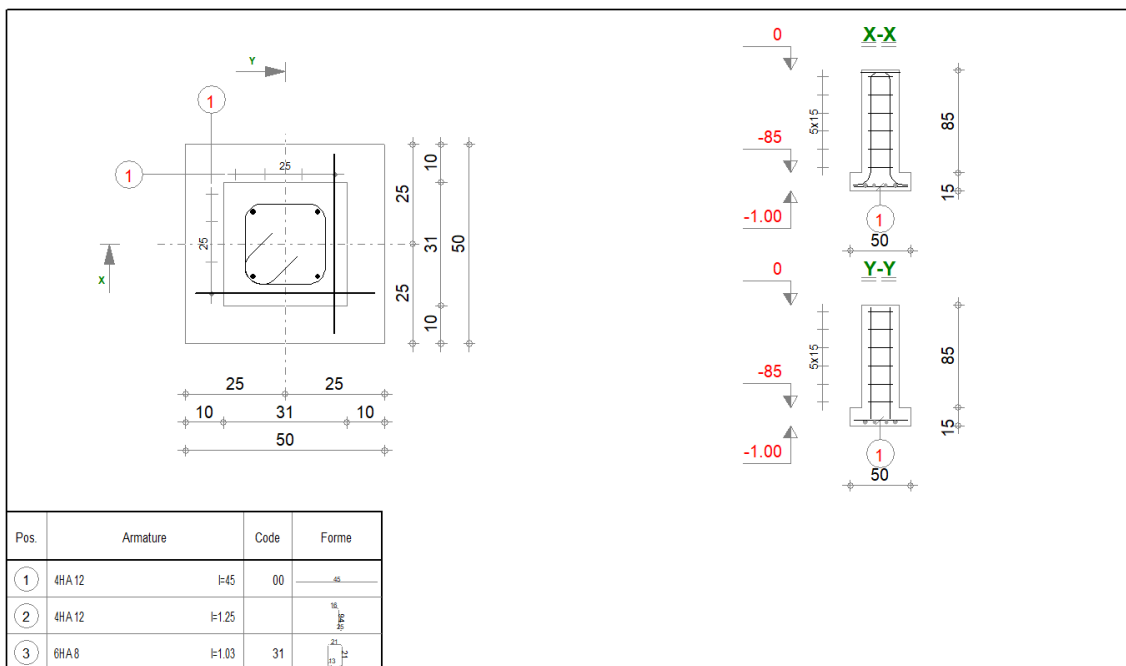


Figure XI.2. Ferrailage de la fondation du potelet et ces dimensions

#### XI.4. Calcul des fondations des poteau :

Sous un chargement "N" et "M", l'excentricité  $e$  est définie par la relation suivante :

$$e = \frac{M}{N}$$

La platine est soumise aux sollicitations les plus défavorables qui sont :

$$M_{Sd} = 479.582 \text{ kN.m}$$

$$N_{Sd} = 559.756 \text{ kN}$$

Et : on a  $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$  ;  $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$  ;

$\bar{\sigma}_s = 0.02 \text{ kN/cm}^2$  à une profondeur de 1m au-dessus de la nappe verte

##### XI.4.1. Dimensionnement de la fondation :

↗ A l'ELS :

- Charge axiale ultime de compression :

$$N_{Sd} = 559.756 \text{ kN} \downarrow$$

- Charge axiale de service de compression :

$$N = \frac{559.756}{1.425} = 392.81 \text{ kN}$$

- Moment fléchissant de service :

$$M = \frac{479.582}{1.425} = 336.5487 \text{ kN.m}$$

$$\gamma_{moy} = \frac{\gamma_G + \gamma_M}{2} = \frac{1.35 + 1.5}{2} = 1.425$$

On admet 10% de  $N_{Sd}$  comme poids propre du bloc en béton

$$P_p = 39.81 \text{ kN}$$

$$N = 392.81 + 39.81 = 432.62 \text{ kN}$$

##### XI.4.2. L'Aire de la fondation en béton :

Aire = La charge axiale totale de service / La contrainte admissible du sol.

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{432.62}{0.02} = 21631 \text{ cm}^2$$

On admet 25% additionnel du au moment :

$$A = 1.25 \times 21631 = 27038.75 \text{ cm}^2$$

##### XI.4.3. Calcul des dimensions de la semelle :

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle de la platine.

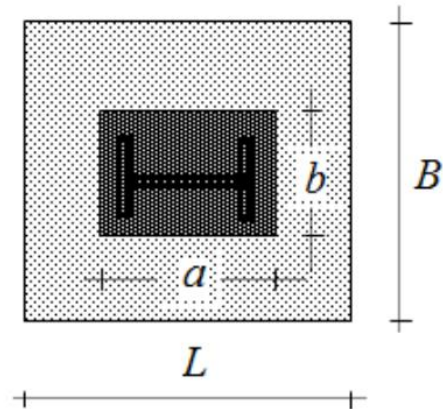
Dimension de la platine :  $a \times b$

Dimension de fondation :  $L \times B$

$$k = \frac{a}{b} = \frac{L}{B} = \frac{750}{600} = 1.25$$

$$L = 1.25 B \quad \Rightarrow \quad B = 0.8 L$$

$$p = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} < \bar{\sigma}_s$$



Avec :

$$\bar{\sigma}_s = 0.02 \text{ kN/cm}^2$$

$$S = L \times 0.8 \times L = 0.8 \times L^2$$

$$V = \frac{L}{2}$$

$$I = \frac{B \times L^3}{12} = \frac{0.8 \times L^4}{12}$$

$$\sigma_s = \frac{432.62}{0.8 \times L^2} + \frac{\frac{L}{2}}{\frac{0.8 \times L^4}{12}} \leq 0.02$$

On obtient une équation 3<sup>eme</sup> degre :

$$0.016 \times L^3 - 432.62 \times L - 6 \geq 0$$

$$L \geq 164.42 \text{ cm}$$

On prend pour plus de sécurité les valeurs suivantes :

$$L = 170 \text{ m} \text{ et } B = 0.8 \times L = 0.8 \times 170 = 136 \text{ cm}$$

Soit :

$$B = 136 \text{ cm}$$

XI.4.4. Hauteur de la semelle :

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L - a}{4} = \frac{170 - 75}{4} = 23.75 \text{ cm} \\ \frac{B - b}{4} = \frac{136 - 60}{4} = 19 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad \text{soit } h = 23.75 \text{ cm}$$

On prend  $h = 100 \text{ cm}$

$d = 100 - 5 - \frac{1.6}{2} = 94.2 \text{ cm}$  On admet l'enrobage de  $50 \text{ mm}$  et des armatures de HA16 ( 16 mm en diamètre).

↗ Effort normal a la base de la semelle :

On a le poids propre de la semelle :

$$P_p = 2400 \times 1.7 \times 1.36 \times 1 = 5548.8 \text{ kg} \approx 55.48 \text{ kN}$$

$$N = 432.62 + 55.48 = 488.1 \text{ kN}$$

$$e = \frac{336.5487 \times 10^2}{488.1} = 68.95 \text{ cm}$$

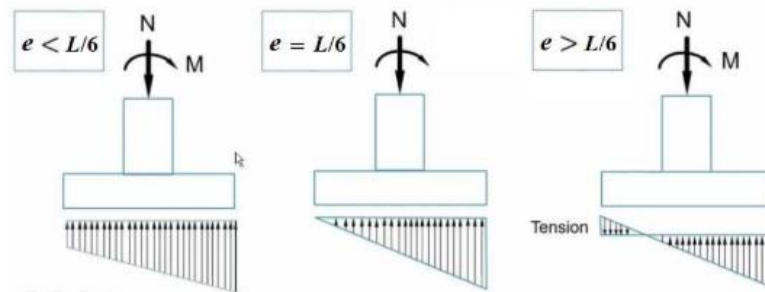
$$\frac{L}{6} = \frac{170}{6} = 28.33 \text{ cm}$$

$$e = 68.95 \text{ cm} > \frac{L}{6} = 28.33 \text{ cm}$$

La répartition du diagramme est triangulaire.

Remarque :

Afin d'éviter la tension a la base de la fondation, on augmente sa longueur.



$$e < \frac{L}{6} \rightarrow L > 6 \times e = 413.7 \text{ cm}$$

On prend :  $L = 415 \text{ cm}$

$$B = 0.8 \times L = 0.8 \times 415 = 332 \text{ cm}$$

↗ Le poids propre du massif de fondation est :

$$P_p = 2400 \times 4.15 \times 3.32 \times 1 = 33067.2 \text{ kg} \approx 330.672 \text{ kN}$$

Donc :

$$N = 432.62 + 330.672 = 763.292 \text{ kN}$$

$$e = \frac{336.5487 \times 10^2}{763.292} = 44.09 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{415}{6} = 69.16 \text{ cm}$$

$$e = 44.09 \text{ cm} < \frac{L}{6} = 69.16 \text{ cm}$$

La répartition du diagramme est trapézoïdale.

XI.4.5. Calcul des pressions sous la fondation a L'ELU :

$$M_{sd} = 479.582 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 559.756 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 559.756 + 1.35 \times 330.672 = 1006.1632 \text{ kN}$$

$$p_{1,2} = \frac{N_{sd}}{A} \pm \frac{M_{sd} \times y}{I} = \frac{N_{sd}}{BL} \pm \frac{6 \times M_{sd}}{BL^2}$$

$$p_{1,2} = \frac{N_{sd}}{A} \pm \frac{M_{sd} \times y}{I} = \frac{N_{sd}}{BL} \pm \frac{6 \times M_{sd}}{BL^2}$$

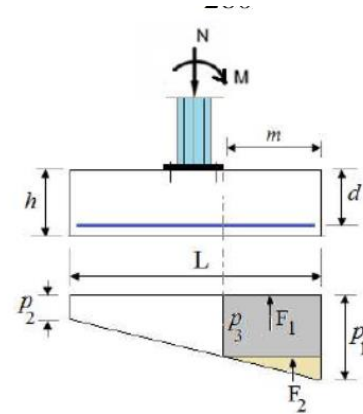
$$p_1 = \frac{1006.1632}{332 \times 415} + \frac{6 \times 479.582}{332 \times 415^2} = 0.00735 \text{ kN/cm}^2$$

$$p_1 = 0.00735 \text{ kN/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 0.02 \text{ kN/cm}^2$$

$$p_2 = \frac{1006.1632}{332 \times 415} - \frac{6 \times 479.582}{332 \times 415^2} = 0.00725 \text{ kN/cm}^2$$

$$p_2 = 0.00725 \text{ kN/cm}^2$$

$$p_3 = p_2 + (p_1 - p_2) \times \frac{m + a}{L}$$



On a :

$$m = \frac{L - a}{2} = \frac{415 - 75}{2} = 170 \text{ cm}$$

$$p_3 = 0.00725 + (0.00735 - 0.00725) \times \frac{170 + 75}{415} = 0.0073 \text{ kN/cm}^2$$

#### XI.4.6. Calcul des armatures dans la direction du moment :

Calcul du moment fléchissant au niveau de la section dangereuse (au nu de la plaque d'assise ou bien du poteau en béton s'il existe) :

$$B = 332 \text{ cm} ; L = 415 \text{ cm} ; m = 170 \text{ cm}$$

$$F_1 = p_3 \times m \times B = 0.00725 \times 170 \times 332 = 409.19 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0.5 \times (p_1 - p_3) \times m \times B = 0.5 \times (0.00735 - 0.0073) \times 170 \times 332 = 1.411 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = F_1 \times \left(\frac{m}{2}\right) + F_2 \times \left(\frac{2 \times m}{3}\right) = 409.19 \times \left(\frac{170}{2}\right) + 1.411 \times \left(\frac{2 \times 170}{3}\right) = 34941.063 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} = 34941.063 \text{ kN.cm} = 349.41 \text{ kN.m}$$

On assume les armatures de 16 mm et lenrobage de 50 mm .

$$k = \frac{M_{sd}}{f_{ck} \times b \times d^2} = \frac{349.41 \times 10^6}{25 \times 3320 \times 942^2} = 0.00474 < 0.156 \text{ (pas darmatures comprimées).}$$

On a :

$$Z = d \times \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{k}{1.134}}\right) = 942 \times \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.00474}{1.134}}\right) = 938.045 \text{ mm}$$

$$0.95 \times d = 0.95 \times 942 = 894.9 \text{ mm}$$

Donc :

$$Z = 938.045 \text{ mm} > 0.95 \times d = 894.9 \text{ mm}$$

Avec :

$$f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ Mpa} = 347.8 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Acier FeE400})$$

Dou :

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{y,d} \times z} = \frac{349.41 \times 10^6}{347.8 \times 894.9} = 1122.61 \text{ mm}^2$$

↗ Section minimale des armatures principales :

On a :

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 0.30 \times 25^{2/3} = 2.6 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.6}{400} \times 4150 \times 942$$

$$A_{min} = 6606.717 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = 6606.717 \text{ mm}^2 > A_s = 1122.61 \text{ mm}^2$$

$$N_B = \frac{6606.717}{201} = 32.86 \text{ donc on prend } 33\text{HA}16 \text{ ( } 12.5 \text{ cm c/c) } \rightarrow A = 6633 \text{ mm}^2$$

XI.4.7. Calcul des armatures dans la direction transversale :

$$p = \frac{N_{sd}}{B \times L} = \frac{1006.1632}{332 \times 415} = 7.30 \times 10^{-3} \text{ kN/cm}^2$$

$$m = \frac{B - b}{2} = \frac{332 - 60}{2} = 136 \text{ cm}$$

$$F = p \times m \times L = 7.30 \times 10^{-3} \times 136 \times 415 = 412.012 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = F \times \left(\frac{m}{2}\right) = 412.012 \times \left(\frac{136}{2}\right) = 28016.816 \text{ kN.cm} \approx 280.2 \text{ kN.m}$$

$$k = \frac{M_{sd}}{f_{ck} \times b \times d^2} = \frac{280.2 \times 10^6}{25 \times 3320 \times 942^2} = 3.80 \times 10^{-3} < 0.156 \text{ (pas d'armatures comprimées)}.$$

On a :

$$Z = d \times \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{k}{1.134}}\right) = 942 \times \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{3.8 \times 10^{-3}}{1.134}}\right) = 938.832 \text{ mm}$$

$$0.95 \times d = 0.95 \times 942 = 894.9 \text{ mm}$$

Donc :

$$Z = 938.832 \text{ mm} > 0.95 \times d = 894.9 \text{ mm}$$

Avec :

$$f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ Mpa} = 347.8 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Acier FeE400})$$

Dou :

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{y,d} \times z} = \frac{280.2 \times 10^6}{347.8 \times 894.9} = 900.251 \text{ mm}^2$$

↗ Section minimale des armatures principales :

On a :

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 0.30 \times 25^{2/3} = 2.6 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.6}{400} \times 3320 \times 942$$

$$A_{min} = 5285.3736 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = 5285.3736 \text{ mm}^2 > A_s = 900.251 \text{ mm}^2$$

$$N_B = \frac{5285.3736}{201} = 26.29 \text{ donc on prend } 27HA16 \text{ ( } 12.5 \text{ cm c/c) } \rightarrow A = 5427 \text{ mm}^2$$

XI.4.8. Vérification au cisaillement :

La section dangereuse vis-à-vis du cisaillement est située à la distance  $d$  la plaque d'assise.

↗ L'effort tranchant de calcul dans la section cisailée :

$$V_{sd} = \frac{(p_1 + p_3)}{2} \times (m - d) \times B$$

$$V_{sd} = \frac{(0.00735 + 0.0073)}{2} \times (170 - 94.2) \times 332$$

$$V_{sd} = 184.338 \text{ kN}$$

↗ La contrainte de cisaillement correspondante :

$$V_{sd} = \frac{V_{sd}}{B \times d} = \frac{184.338}{3320 \times 942} = 5.89 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^2$$

↗ La contrainte de cisaillement résistante :

On a :

$$V_{Rd,c} = [0.12 \times k \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3}]$$

Avec :

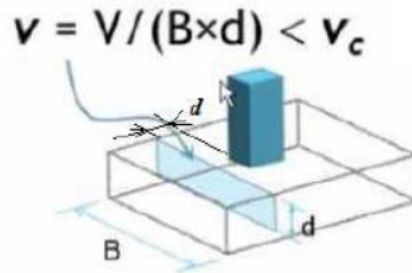
↗ Le pourcentage d'armature dans la section :

$$\rho = \frac{A_s}{B \times d} = \frac{6633}{3320 \times 942} = 2.12 \times 10^{-3}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{942}} = 0.46$$

$$V_{Rd,c} = [0.12 \times 0.46 \times (100 \times 2.12 \times 10^{-3} \times 25)^{1/3}] = 0.0962 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{sd} = 5.89 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^2 < V_{Rd,c} = 0.0962 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Verifiée}$$



XI.4.9. Vérification au poinçonnement :

La fondation peut être poinçonnée par la plaque d'assise.

La section critique de poinçonnement est située à **1.5d** de la plaque d'assise.

$$p = \frac{N_{sd}}{B \times L} = \frac{559.756}{332 \times 415} = 4.062 \times 10^{-3} \text{ kN/cm}^2$$

Remarque :

Le poids propre de la fondation n'est pas inclus dans le calcul du poinçonnement.

La surface hachurée :

$$S = 332 \times 415 - (3 \times 94.2 + 75) \times (3 \times 94.2 + 60) = 15266.24 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{poinçonnement}} = p \times S = 4.062 \times 10^{-3} \times 15266.24 = 62.011 \text{ kN}$$

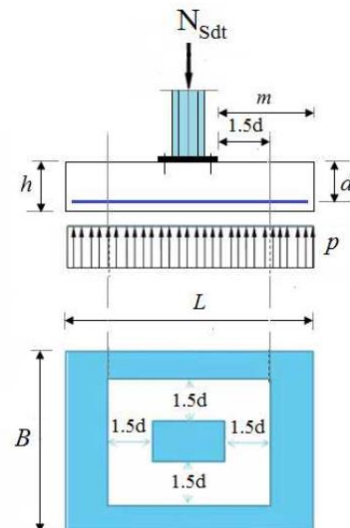
La surface cisailée :

$$S' = [d \times 2 \times (3 \times d + a + 3 \times d + b)]$$

$$\begin{aligned} S' &= \text{perimetre} \times d \\ &= 0.942 \times 2 \\ &\quad \times (3 \times 0.942 + 0.75 + 3 \times 0.942 + 0.60) \\ S' &= 13.19 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$v = \frac{V_{\text{poinçonnement}}}{S'} = \frac{62.011 \times 10^3}{13.19 \times 10^6} = 4.7 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

$$v = 4.7 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2 < V_{Rd,c} = 0.0962 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Verifiée}$$



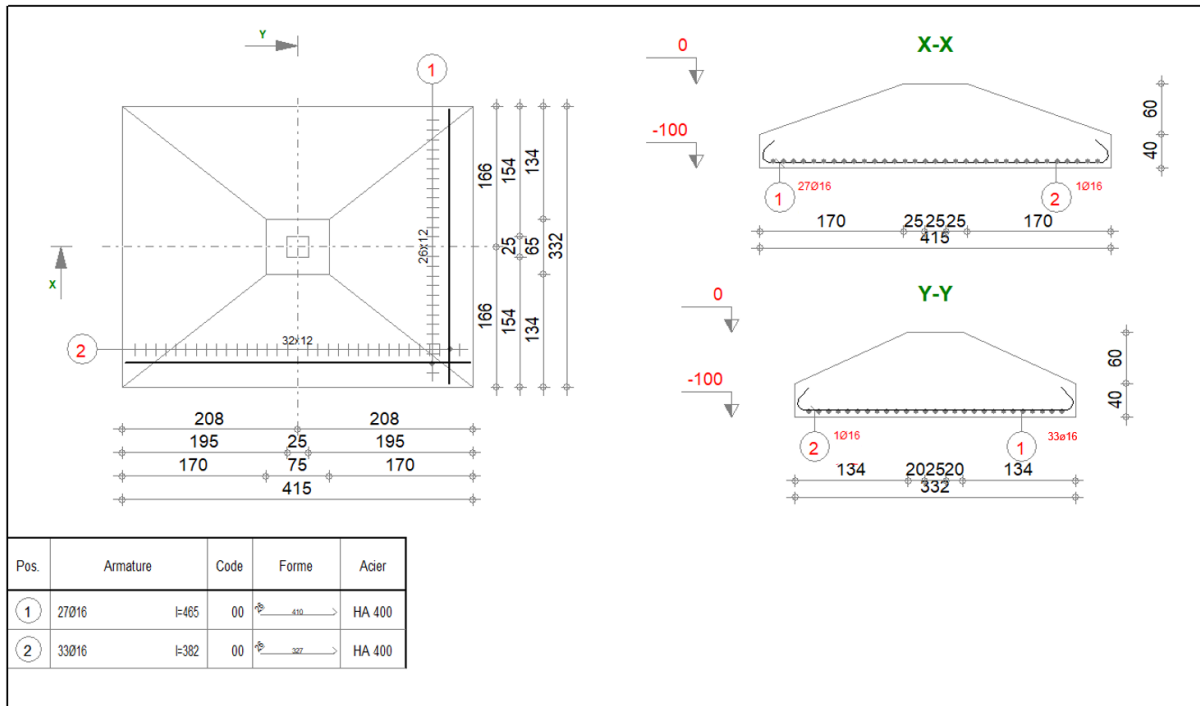


Figure XI.3. Ferrailage de la fondation du poteau et ces dimensions

XI.5. Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine. Repose sur des plot (bloc en béton)

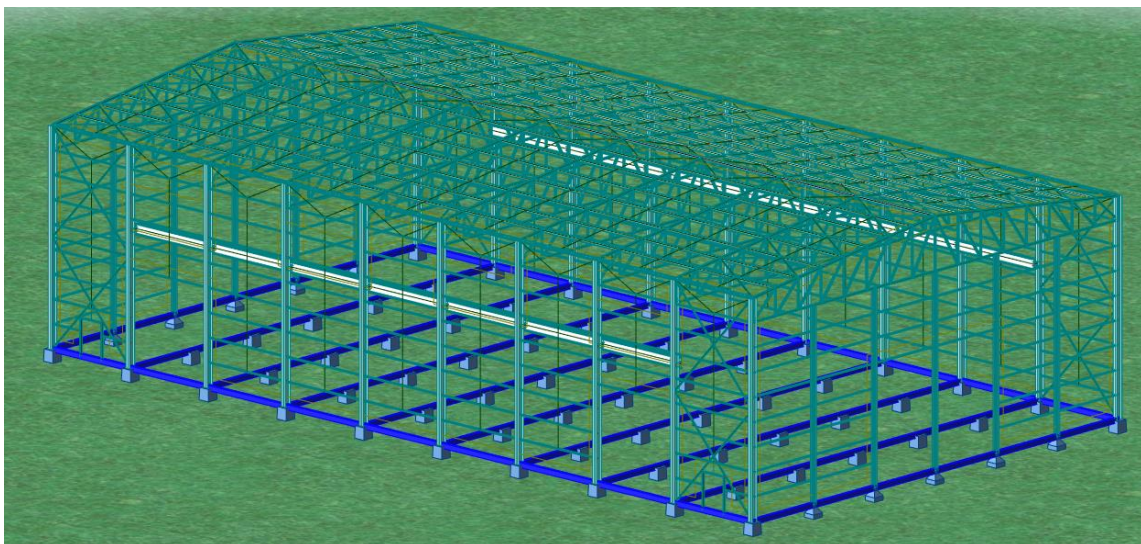


Figure XI.4. Emplacement des longrines par rapport à la structure

↗ Dimension des longrines

Selon le RPA99 version 2003, pour un sol de type S2 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :  $b = 25\text{ cm}$  ;  $h = 30\text{ cm}$

↗ Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left\{ \frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ kN} \right\}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés

Donc :

$$N = 763.292 \text{ kN}$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré tableau suivant (RPA 99/V 2003)

On a site S2 et zone IIa d'où  $\alpha = 15$

Site	Zone		
	I	II	III
S <sub>1</sub>	-	-	-
S <sub>2</sub>	-	15	12
S <sub>3</sub>	15	12	10.
S <sub>4</sub>	12	10	8

D'où :

$$F = \max \left\{ \frac{763.292}{15} ; 20 \text{ kN} \right\} = 50.88 \text{ kN}$$

↗ Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{50.55 \times 10^3}{400/1.15} = 145.33 \text{ mm}^2 = 1.453 \text{ cm}^2$$

Selon RPA 99 le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est au  $\min \{20 \text{ cm} ; 15 \phi_l\}$

Donc :

$$A_{min} = 0.6\%(b \times h) = \frac{0.6}{100} \times (25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend  $A_{min}$  d'où on opte pour 4HA12 avec  $A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2$

↗ Vérification de condition de non fragilité :

$$(b \times h) \times \frac{f_{tj}}{f_e} = (25 \times 30) \times \frac{2.1}{400} = 3.94 \text{ cm}^2 < A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

↗ Calcul d'armature transversal :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l \min ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{8.57 ; 12 ; 25\} \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

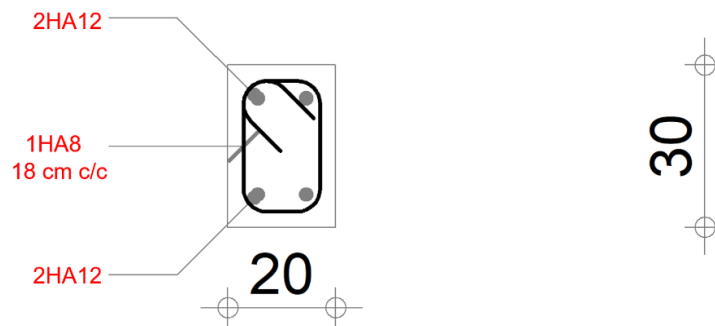
On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

⇒ Calcul d'espacement des cadres :

On a suivant RPA99

$$S_t \leq \min \{20 \text{ cm} ; 15 \phi_l\} = \min \{20 \text{ cm} ; 15 \times 1.2\} \Rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Donc on opte pour des cadres transversaux en HA8 avec un espacement de  $S_t = 18 \text{ cm}$



**Figure XI.5.** Ferrailage des longrines et leur dimension

### XI.6. Vérification de l' stabilité d' ensemble :

La stabilité longitudinale est vérifiée sous le poids estimer par l' Eurocode autrement la stabilité transversale n' est pas vérifier

Ona :

- D'après la modélisation de la structure selon le logiciel Robot on a le poids total de la structure sans le poids du bardage ; de la couverture ; du pont et le chariot :

$$G_1 = 148965.026 \text{ daN}$$

- Le poids propre du bardage et la couverture :

$$G_2 = 35315.64 + 25563.09 = 60878.73 \text{ daN}$$

- Le poids propre du pont et le chariot est :

$$G_3 = 31000 + 5000 = 36000 \text{ daN}$$

D'où le poids total :

$$W = 148965.026 + 60878.73 + 36000 \Rightarrow W = 245843.756 \text{ daN}$$

⇒ Vérification de la stabilité transversale direction du vent ( $\theta = 0^\circ$ ) :

- Calcul du moment de renversement :

$$M_r = F_{wx} \times Z_{F_{wx}} + F_{wz} \times (d - X_{F_{wz}}) = 56150.47 \times 6.92 + 99437.06 \times (30 - 12)$$

$$M_r = 2\,178\,428 \text{ daN.m}$$

- Calcul du moment stabilisant :

$$M_s = W \times \left(\frac{d}{2}\right) = 245843.756 \times \frac{30}{2} \Rightarrow M_s = 3\,687\,656.34 \text{ daN.m}$$

On a :  $M_r < M_s$

Donc : La stabilité transversale est vérifiée

### XI.7. Conclusion :

Ce chapitre représente les calculs effectués pour les fondations et les dimensions qu'on a opté pour son :

Pour les semelles des poteaux :

Des fondations en semelles isolé centré de 4.15 m de longueur (L) ; 3.32 m de largeur (B) et 1.0 m de profondeur (Figure XI.1).

Avec des armatures :

- Sens L → 33HA16 ( 13 cm c/c).
- Sens B → 27HA16 ( 13 cm c/c).

Pour les semelles des potelets :

Des fondations en semelles isolé centré de 0.5 m de longueur (L) ; 0.5 m de largeur (B) et 0.15 m de profondeur (Figure XI.2).

Avec des armatures :

Sens L → 2HA12 (45 cm c/c).

Sens B → 2HA12 (45 cm c/c).

Et des longrines au tour de la structure de dimension 25 × 30 avec 4HA12 et des cadres en HA8 d'un espacement de 18 cm (Figure XI.3)

Et ces derniers soit posé sur un gros béton (béton de propreté) afin de protéger le béton des fondation l'heure du collage et faire repartir les charges uniformément sur le sol.

# Conclusion Générale

Ce projet de fin d'études, nous a beaucoup aidés à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, aussi les approfondir on se base sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, afin d'obtenir un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens.

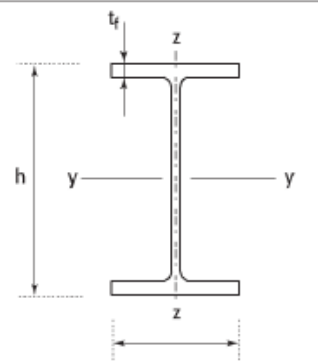
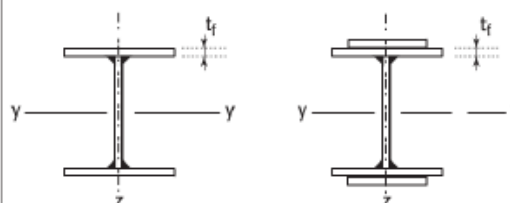

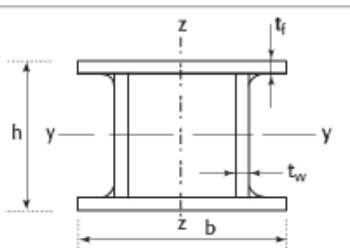
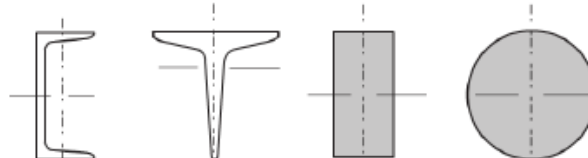
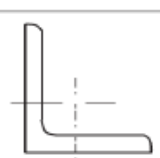
Notons qu'à la fin de cette première expérience que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort.

En résumé la structure métallique, symbole d'ingénierie, qui offre la résistance, la flexibilité et l'esthétique ; est utilisée dans des divers domaines, elle demeure une force motrice de l'ingénierie moderne, et elle converge l'utilité et l'élégance dans le domaine de la construction.

**ANNEXE**

## ANNEXE 1

**Tableau 1.** Choix des courbes de flambement pour les sections transversales. (Table 6.2, EN 1993-1-1)

Section transversale	Limites	Flamb <sup>t</sup> selon l'axe	Courbe de flamb <sup>t</sup>	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Section en I laminées 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm y-y z-z	a	$a_0$
			b	$a_0$
	$h/b \leq 1,2$	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm y-y z-z	b	a
			c	a
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c
	$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d
Sections creuses 	Finies à chaud	Quelconque	a	$a_0$
	Formées à froid	Quelconque	c	c
Sections en caisson soudées 	En général (sauf comme indiqué ci-dessous)	Quelconque	b	b
	Soud. épaisses : $a > 0,5 t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Quelconque	c	c
Sections en U, T et pleines 		Quelconque	c	c
Sections en L 		Quelconque	b	b

## ANNEXE 1 (suite)

**Tableau 2.** Courbes de flambement des sections pour déversement

Sections	Limites	Courbe de flambement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sections en I Soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Autres sections	---	d

**Tableau 3.** Valeurs recommandées des coefficients d'imperfection pour le flambement et déversement

Courbe de flambement	a	b	c	d
Coefficients d'imperfection $\alpha_{LT}$	0,21	0,34	0,49	0,76

## ANNEXE 2

Valeurs du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe « a » [L. DAHMANI, 3<sup>ème</sup> édition 2023]

$\lambda$	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

## ANNEXE 2 (suite)

Valeurs du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe « **b** » [L. DAHMANI, 3<sup>ème</sup> édition 2023]

$\lambda$	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	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

## ANNEXE 2 (suite)

Valeurs du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe « c » [L. DAHMANI, 3<sup>ème</sup> édition 2023]

$\lambda$	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	0,9949	0,9898	0,9847	0,9797	0,9746	0,9695	0,9644	0,9593	0,9542
0,3	0,9491	0,9440	0,9389	0,9338	0,9286	0,9235	0,9183	0,9131	0,9078	0,9026
0,4	0,8973	0,8920	0,8867	0,8813	0,8760	0,8705	0,8651	0,8596	0,8541	0,8486
0,5	0,8430	0,8374	0,8317	0,8261	0,8204	0,8146	0,8088	0,8030	0,7972	0,7913
0,6	0,7854	0,7794	0,7735	0,7675	0,7614	0,7554	0,7493	0,7432	0,7370	0,7309
0,7	0,7247	0,7185	0,7123	0,7060	0,6998	0,6935	0,6873	0,6810	0,6747	0,6684
0,8	0,6622	0,6559	0,6496	0,6433	0,6371	0,6308	0,6246	0,6184	0,6122	0,6060
0,9	0,5998	0,5937	0,5876	0,5815	0,5755	0,5695	0,5635	0,5575	0,5516	0,5458
1,0	0,5399	0,5342	0,5284	0,5227	0,5171	0,5115	0,5059	0,5004	0,4950	0,4896
1,1	0,4842	0,4790	0,4737	0,4685	0,4634	0,4583	0,4533	0,4483	0,4434	0,4386
1,2	0,4338	0,4290	0,4243	0,4197	0,4151	0,4106	0,4061	0,4017	0,3974	0,3931
1,3	0,3888	0,3846	0,3805	0,3764	0,3724	0,3684	0,3644	0,3606	0,3567	0,3529
1,4	0,3492	0,3455	0,3419	0,3383	0,3348	0,3313	0,3279	0,3245	0,3211	0,3178
1,5	0,3145	0,3113	0,3081	0,3050	0,3019	0,2989	0,2959	0,2929	0,2900	0,2871
1,6	0,2842	0,2814	0,2786	0,2759	0,2732	0,2705	0,2679	0,2653	0,2627	0,2602
1,7	0,2577	0,2553	0,2528	0,2504	0,2481	0,2457	0,2434	0,2412	0,2389	0,2367
1,8	0,2345	0,2324	0,2302	0,2281	0,2260	0,2240	0,2220	0,2200	0,2180	0,2161
1,9	0,2141	0,2122	0,2104	0,2085	0,2067	0,2049	0,2031	0,2013	0,1996	0,1979
2,0	0,1962	0,1945	0,1929	0,1912	0,1896	0,1880	0,1864	0,1849	0,1833	0,1818
2,1	0,1803	0,1788	0,1774	0,1759	0,1745	0,1731	0,1717	0,1703	0,1689	0,1676
2,2	0,1662	0,1649	0,1636	0,1623	0,1611	0,1598	0,1585	0,1573	0,1561	0,1549
2,3	0,1537	0,1525	0,1514	0,1502	0,1491	0,1480	0,1468	0,1457	0,1446	0,1436
2,4	0,1425	0,1415	0,1404	0,1394	0,1384	0,1374	0,1364	0,1354	0,1344	0,1334
2,5	0,1325	0,1315	0,1306	0,1297	0,1287	0,1278	0,1269	0,1260	0,1252	0,1243
2,6	0,1234	0,1226	0,1217	0,1209	0,1201	0,1193	0,1184	0,1176	0,1168	0,1161
2,7	0,1153	0,1145	0,1137	0,1130	0,1122	0,1115	0,1108	0,1100	0,1093	0,1086
2,8	0,1079	0,1072	0,1065	0,1058	0,1051	0,1045	0,1038	0,1031	0,1025	0,1018
2,9	0,1012	0,1006	0,0999	0,0993	0,0987	0,0981	0,0975	0,0969	0,0963	0,0957
3,0	0,0951	0,0945	0,0939	0,0934	0,0928	0,0922	0,0917	0,0911	0,0906	0,0901

## ANNEXE 2 (suite)

Valeurs du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe « d » [L. DAHMANI, 3<sup>ème</sup> édition 2023]

$\lambda$	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	0,9921	0,9843	0,9765	0,9688	0,9611	0,9535	0,9459	0,9384	0,9309
0,3	0,9235	0,9160	0,9086	0,9013	0,8939	0,8866	0,8793	0,8721	0,8648	0,8576
0,4	0,8504	0,8432	0,8360	0,8289	0,8218	0,8146	0,8075	0,8005	0,7934	0,7864
0,5	0,7793	0,7723	0,7653	0,7583	0,7514	0,7444	0,7375	0,7306	0,7237	0,7169
0,6	0,7100	0,7032	0,6964	0,6897	0,6829	0,6762	0,6695	0,6629	0,6563	0,6497
0,7	0,6431	0,6366	0,6301	0,6237	0,6173	0,6109	0,6046	0,5983	0,5921	0,5859
0,8	0,5797	0,5736	0,5675	0,5615	0,5556	0,5496	0,5438	0,5379	0,5322	0,5265
0,9	0,5208	0,5152	0,5096	0,5041	0,4987	0,4933	0,4879	0,4826	0,4774	0,4722
1,0	0,4671	0,4620	0,4570	0,4521	0,4472	0,4423	0,4375	0,4328	0,4281	0,4235
1,1	0,4189	0,4144	0,4099	0,4055	0,4012	0,3969	0,3926	0,3884	0,3843	0,3802
1,2	0,3762	0,3722	0,3683	0,3644	0,3605	0,3568	0,3530	0,3493	0,3457	0,3421
1,3	0,3385	0,3350	0,3316	0,3282	0,3248	0,3215	0,3182	0,3150	0,3118	0,3086
1,4	0,3055	0,3024	0,2994	0,2964	0,2935	0,2906	0,2877	0,2849	0,2821	0,2793
1,5	0,2766	0,2739	0,2712	0,2686	0,2660	0,2635	0,2609	0,2585	0,2560	0,2536
1,6	0,2512	0,2488	0,2465	0,2442	0,2419	0,2397	0,2375	0,2353	0,2331	0,2310
1,7	0,2289	0,2268	0,2248	0,2228	0,2208	0,2188	0,2168	0,2149	0,2130	0,2112
1,8	0,2093	0,2075	0,2057	0,2039	0,2021	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
1,9	0,1920	0,1904	0,1888	0,1872	0,1856	0,1841	0,1826	0,1810	0,1796	0,1781
2,0	0,1766	0,1752	0,1738	0,1724	0,1710	0,1696	0,1683	0,1669	0,1656	0,1643
2,1	0,1630	0,1617	0,1604	0,1592	0,1580	0,1567	0,1555	0,1543	0,1532	0,1520
2,2	0,1508	0,1497	0,1486	0,1474	0,1463	0,1452	0,1442	0,1431	0,1420	0,1410
2,3	0,1399	0,1389	0,1379	0,1369	0,1359	0,1349	0,1340	0,1330	0,1320	0,1311
2,4	0,1302	0,1292	0,1283	0,1274	0,1265	0,1257	0,1248	0,1239	0,1231	0,1222
2,5	0,1214	0,1205	0,1197	0,1189	0,1181	0,1173	0,1165	0,1157	0,1149	0,1142
2,6	0,1134	0,1127	0,1119	0,1112	0,1104	0,1097	0,1090	0,1083	0,1076	0,1069
2,7	0,1062	0,1055	0,1048	0,1042	0,1035	0,1029	0,1022	0,1016	0,1009	0,1003
2,8	0,0997	0,0990	0,0984	0,0978	0,0972	0,0966	0,0960	0,0954	0,0948	0,0943
2,9	0,0937	0,0931	0,0926	0,0920	0,0914	0,0909	0,0904	0,0898	0,0893	0,0888
3,0	0,0882	0,0877	0,0872	0,0867	0,0862	0,0857	0,0852	0,0847	0,0842	0,0837

## ANNEXE 3

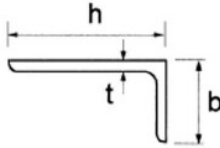
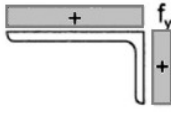
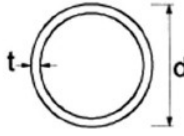
## Classe des sections

Parois comprimées internes						
Classe	Paroi fléchie	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha-1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha-1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	lorsque $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ lorsque $\psi \leq -1$ *) : $c/t \leq 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

## ANNEXE 3 (suite)

Semelles en console							
Classe	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée					
		Extrémité comprimée		Extrémité tendue			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)							
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$				
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$				
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)							
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Pour $k_\sigma$ , voir l'EN 1993-1-5					
$c = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460	
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	

## ANNEXE 3 (suite)

<p>Consulter également «Semelles en console» (voir feuille 2 sur 3)</p>		<p><b>Cornières</b></p> 		<p>Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants</p>		
Classe	Section comprimée					
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$h/t \leq 15\varepsilon$ et $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					
<p><b>Sections tubulaires</b></p> 						
Classe	Section fléchie et/ou comprimée					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$					
NOTE : Pour $d/t > 90\varepsilon^2$ , voir l'EN 1993-1-6.						
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\varepsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

## ANNEXE 4

Facteurs de moments équivalents  $C_m$  (Table B.3 of EN 1993-1-1)

Les facteurs de moments équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant entre les points de maintien latéraux

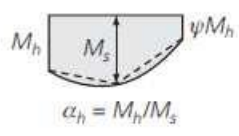
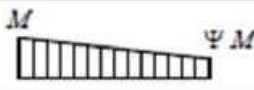
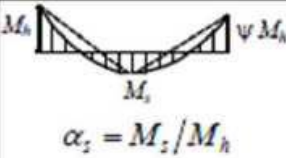
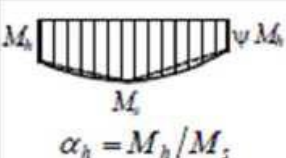
Moment diagram	range		$C_{my}$ and $C_{mz}$ and $C_{mLT}$	
			uniform loading	concentrated load
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0.95 + 0.05\alpha_h$	$0.90 + 0.10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0.95 + 0.05\alpha_h$	$0.90 + 0.10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0.95 + 0.05\alpha_h(1 + 2\psi)$	$0.90 - 0.10\alpha_h(1 + 2\psi)$

Diagram of moments	Range		$C_{my}$ , $C_{mz}$ and $C_{mLT}$	
			Uniform loading	Concentrated load
	$-1 \leq \Psi \leq 1$		$0.6 + 0.4\Psi \geq 0.4$	
 $\alpha_z = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_z \leq 1$	$-1 \leq \Psi \leq 1$	$0.2 + 0.8\alpha_z \geq 0.4$	$0.2 + 0.8\alpha_z \geq 0.4$
	$-1 \leq \alpha_z < 0$	$0 \leq \Psi \leq 1$	$0.1 - 0.8\alpha_z \geq 0.4$	$-0.8\alpha_z \geq 0.4$
		$-1 \leq \Psi < 0$	$0.1(1 - \Psi) - 0.8\alpha_z \geq 0.4$	$0.2(-\Psi) - 0.8\alpha_z \geq 0.4$
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \Psi \leq 1$	$0.95 + 0.05\alpha_h$	$0.90 + 0.10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \Psi \leq 1$	$0.95 + 0.05\alpha_h$	$0.90 + 0.10\alpha_h$
		$-1 \leq \Psi < 0$	$0.95 + 0.05\alpha_h(1 + 2\Psi)$	$0.90 + 0.10\alpha_h(1 + 2\Psi)$

In the calculation of  $\alpha_z$  or  $\alpha_h$  parameters, a hogging moment should be taken as negative and a sagging moment should be taken as positive.

For members with sway buckling mode, the equivalent uniform moment factor should be taken as  $C_{my} = 0.9$  or  $C_{mz} = 0.9$ , respectively.

Factors  $C_{my}$ ,  $C_{mz}$  and  $C_{mLT}$  should be obtained from the diagram of bending moments between the relevant braced sections, according to the following:

Moment factor	bending axis	points braced in direction
$C_{my}$	y-y	z-z
$C_{mz}$	z-z	y-y
$C_{mLT}$	y-y	y-y

## ANNEXE 5

**Tableau 1 :** Groupes des charges et des coefficients dynamiques à considérer comme une action caractéristique de l'appareil de levage.

	Symbole	Groupes de charges										
		État limite ultime							Charge d'essai	Accidentelle		
		1	2	3	4	5	6	7		8	9	10
1	Poids propre de l'appareil de levage	$Q_c$	$\varphi_1$	$\varphi_1$	1	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\varphi_4$	1	$\varphi_1$	1	1
2	Masse à lever	$Q_h$	$\varphi_2$	$\varphi_3$	—	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\eta$	—	1	1
3	Accélération de la poutre du pont	$H_z, H_T$	$\varphi_5$	$\varphi_5$	$\varphi_5$	$\varphi_5$	—	—	—	$\varphi_5$	—	—
4	Marche en crabe de la poutre du pont	$H_S$	—	—	—	—	1	—	—	—	—	—
5	Accélération ou freinage du chariot ou du palan avec chariot	$H_{T3}$	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—
6	Vent en service	$F_W$	1	1	1	1	1	—	—	1	—	—
7	Charge d'essai	$Q_T$	—	—	—	—	—	—	—	$\varphi_6$	—	—
8	Force de tamponnement	$H_B$	—	—	—	—	—	—	—	—	$\varphi_7$	—
9	Force de basculement	$H_{TA}$	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1

**Tableau 2 :** Coefficients dynamiques

Coefficient d'amplification dynamique	Effet pris en compte par le coefficient	Action amplifiée
$\varphi_1$	Excitation vibratoire de la structure d'un appareil de levage due au décollage de la masse à lever du sol.	Poids propre de l'appareil de levage
$\varphi_2$	Effet dynamique du transfert de la masse à lever du sol vers l'appareil de levage.	Masse à lever
$\varphi_3$	Effet dynamique du relâchement soudain de la charge utile — par ex : utilisation d'aimants ou de grappin.	Masse à lever
$\varphi_4$	Effets dynamiques induits par le déplacement sur le chemin de roulement.	Poids propre de l'appareil de levage et masse à lever
$\varphi_5$	Effets dynamiques provoqués par les forces motrices.	Forces motrices
$\varphi_6$	Levage et déplacement de la charge d'épreuve par l'appareil de levage.	Charge d'épreuve de l'appareil de levage
$\varphi_7$	Effets élastiques (ressort) d'impact sur les tampons-amortisseurs.	Forces de tamponnement

**Tableau 3 :** Valeurs des coefficients dynamiques  $\varphi_i$  pour les charges verticales

Valeurs des coefficients dynamiques	
$\varphi_1$	$0,9 < \varphi_1 < 1,1$ Les deux valeurs 1,1 et 0,9 correspondent aux valeurs supérieure et inférieure des impulsions vibratoires.
$\varphi_2$	$\varphi_2 = \varphi_{2,min} + \beta_2 v_h$ où $v_h$ est la vitesse constante de levage [en m/s] $\varphi_{2,min}$ et $\beta_2$ voir Tableau 2.5
$\varphi_3$	$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta m}{m} (1 + \beta_3)$ où : $\Delta m$ est la partie larguée ou tombée de la masse de levage ; $m$ est la masse de levage totale ; $\beta_3 = 0,5$ pour les appareils de levage équipés de grappins ou dispositifs similaires à largage non instantané ; $\beta_3 = 1,0$ pour les appareils de levage équipés d'aimants ou de dispositifs similaires à largage instantané.
$\varphi_4$	$\varphi_4 = 1,0$ à condition de respecter les tolérances fonctionnelles de classe I pour les voies ferrées spécifiées dans l'EN 1090-2.

NOTE Si les tolérances fonctionnelles de classe I pour les voies ferrées définies dans l'EN 1090-2 ne sont pas respectées, le coefficient dynamique  $\varphi_4$  peut être déterminé avec le modèle donné dans l'EN 13001-2.

## ANNEXE 5 (suite)

Tableau 4 : Valeurs de  $\beta_2$  et  $\varphi_{2,\min}$ 

Classe de levage de l'appareil	$\beta_2$	$\varphi_{2,\min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

NOTE Les appareils de levage sont répartis dans les classes de levage HC1 à HC4 pour tenir compte des effets dynamiques du transfert de la charge du sol à l'appareil de levage. La sélection dépend du type particulier de l'appareil de levage, voir les recommandations de l'annexe B.

Tableau 5 : Recommandations pour les classes de chargement.

Élément	Type d'appareil de levage	Classe de levage
1	Appareils de levage manœuvrés à la main	HC 1
2	Appareils de levage d'assemblage	HC1, HC2
3	Appareils de levage de centrale électrique	HC1
4	Appareils de levage de stockage — avec utilisation intermittente	HC2
5	Appareils de levage de stockage, appareils de levage à cadre de préhension, appareils de levage de parc à ferrailles — avec utilisation continue	HC3, HC4
6	Appareils de levage d'atelier	HC2, HC3

Tableau 6 : Coefficient dynamique  $\varphi_5$ .

Coefficient d'amplification $\varphi_5$	Utilisation spécifique
$\varphi_5 = 1,0$	Pour les forces centrifuges
$1,0 \leq \varphi_5 \leq 1,5$	Pour les système dont la force change graduellement
$1,5 \leq \varphi_5 \leq 2,0$	Lorsque les variations brutales se produisent
$\varphi_5 = 3,0$	Pour les systmes d'entrainement comportant des jeux significatifs

## ANNEXE 5 (suite)

Tableau 7 : Définition de  $\alpha_F, \alpha_V, \alpha_0$ 

Angles $\alpha_i$	Valeurs minimales de $\alpha_i$
$\alpha_F = \frac{0,75x}{a_{\text{ext}}}$	$0,75x \geq 5 \text{ mm}$ pour des galets de guidage
	$0,75x \geq 10 \text{ mm}$ pour des flasques de galets porteurs
$\alpha_V = \frac{y}{a_{\text{ext}}}$	$y \geq 0,03b \text{ mm}$ pour des galets de guidage
	$y \geq 0,10b \text{ mm}$ pour des flasques de galets porteurs
$\alpha_0$	$\alpha_0 = 0,001$

Où :

$a_{\text{ext}}$  est la distance longitudinale entre les dispositifs guidage extérieur ou les flasques de galets porteur sur le rail de guidage

$b$  est la largeur de la tête du rail

$x$  est le gabarit entre le rail et le dispositif de guidage (glissement latéral)

$y$  est l'usure du rail et le dispositif de guidage

$\alpha_0$  est la tolérance angulaire entre la direction du rail et celle des galets

## ANNEXE 6

Tableau choix des ponts roulon selon la capacité de ce dernier suivant les RECOMMANDATION POUR LE CALCUL ET L'EXECUTION DES CHEMINS DE ROULEMENT DE PONTS ROULANTS [C.T.I.C.M]

Groupe de Travail GFS II

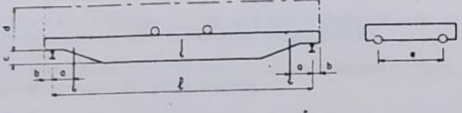
54

### 2.2. — Caractéristiques moyennes des ponts roulants courants

Dans l'attente ou en l'absence des renseignements complets indiqués précédemment en 2.1, et notamment pour l'établissement rapide d'un avant-projet, le constructeur des chemins de roulement pourra éventuellement prendre pour base de ses calculs les données approximatives des tableaux suivants : il devra alors les rappeler dans sa proposition en faisant toutes réserves sur les modifications qui pourraient y être apportées en exécution par le fournisseur du pont roulant.

**Remarque.** — L'écartement  $e$  des galets de translation du pont roulant est fonction des possibilités d'installation des mécanismes du chariot et du pont. Par suite, on a indiqué dans le tableau I les valeurs minimales de  $e$  afin de placer en sécurité dans l'évaluation des efforts de flexion et de cisaillement appliqués au chemin de roulement.

Caractéristiques moyennes de ponts roulants courants



### Tableau I

2.21. — Dimensions

Puissance N	l	a min	b	c	d	e
3	10	0,70	0,20	0,45	1,70	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
5	10	0,80	0,25	0,50	1,80	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
10	20	—	—	—	—	4,20
	25	—	—	—	—	4,20
	30	—	—	—	—	4,20
15	10	0,90	0,30	0,55	1,90	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
20	20	—	—	—	—	4,20
	25	—	—	—	—	4,20
	30	—	—	—	—	4,60
30	10	1,00	0,35	0,60	2,00	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
50	20	—	—	—	—	4,20
	25	—	—	—	—	4,60
	30	—	—	—	—	4,60
30	10	1,10	0,40	0,70	2,30	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
50	20	—	—	—	—	4,20
	25	—	—	—	—	4,20
	30	—	—	—	—	4,60
50	10	1,30	0,40	0,70	2,50	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
50	20	—	—	—	—	4,20
	25	—	—	—	—	4,20
	30	—	—	—	—	4,60

Unités employées : Puissance en tonnes. Dimensions en mètres.

### Tableau II

2.22. — Charges et vitesses

Puissance N	Portée l	Vitesse			Poids			Charge sur un galet	
		Levage	Direction	Translation	Pont B	Chariot K	Total (B + K)	max. K	min. K
3	10	8	30	100	5,5	3	8,5	4,2	1,5
	15	—	—	90	8	—	11	4,9	2,1
	20	—	—	80	11	—	14	5,7	2,8
5	10	7	30	100	6	3,5	9,5	5,4	1,8
	15	—	—	90	9,5	—	13	6,4	2,6
	20	—	—	80	12,5	—	16	7,3	3,2
10	25	—	—	70	16,5	—	20	8,2	4,3
	10	6	30	90	8	4	12	8,4	2,6
	15	—	—	80	12	—	16	9,6	3,4
15	20	—	—	80	16	—	20	10,7	4,3
	25	—	—	70	21	—	25	12,0	5,5
	30	—	—	90	10	5	15	11,5	3,5
20	15	—	—	80	14,5	—	19,5	13,0	4,2
	20	—	—	70	19,5	—	24,5	14,4	5,4
	25	—	—	70	25	—	30	15,9	6,6
30	30	—	—	60	31	—	36	17,5	8,0
	10	4	25	80	12	6	18	14,7	4,3
	15	—	—	70	17	—	23	16,4	5,1
50	20	—	—	60	22,5	—	28,5	18,0	6,3
	25	—	—	60	29	—	35	19,7	7,8
	30	—	—	50	36	—	42	21,6	9,4
30	10	3	20	80	15	8	23	20,7	5,8
	15	—	—	70	21	—	29	22,8	6,7
	20	—	—	60	27	—	35	24,7	7,8
50	25	—	—	60	35	—	43	27,0	9,5
	30	—	—	50	44	—	52	29,4	11,6
	10	2,5	15	70	19,5	11	30,5	31,4	8,8
50	15	—	—	60	27	—	38	34,6	9,4
	20	—	—	50	35	—	46	37,3	10,7
	25	—	—	50	44	—	55	40,0	12,5
50	30	—	—	40	54	—	65	42,7	14,8

Unités employées : Puissance en tonnes. Portée en mètres. Vitesse en mètres par minute.

### 2.3. — Ponts roulants spéciaux

N'entrent pas dans le cadre des présentes recommandations :

- ponts stripper,
- ponts casse-fonte,
- ponts pits,
- ponts soumis à de hautes températures,
- ponts à chemin de roulement circulaire,
- ponts à charge fixée rigidement au chariot,
- ponts à électro-aimant.

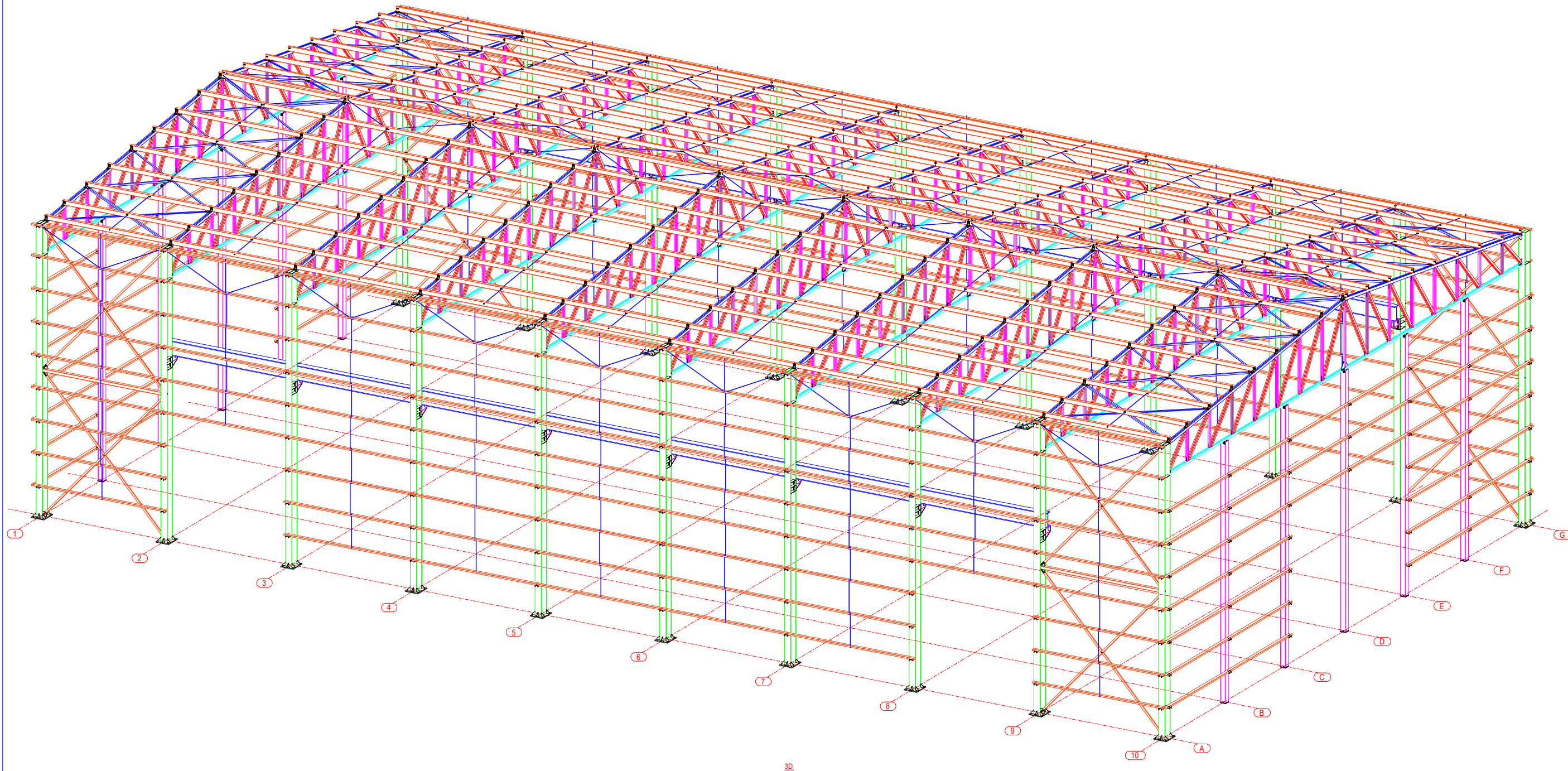
### 2.4. — Classement des ponts roulants

Les actions exercées par un pont roulant sur ses chemins de roulement dépendent non seulement des caractéristiques du pont roulant, mais encore de ses conditions d'utilisation et de son état de charge, c'est-à-dire du groupe auquel appartient le pont roulant.


Construction Métallique, n° 3 - 1967

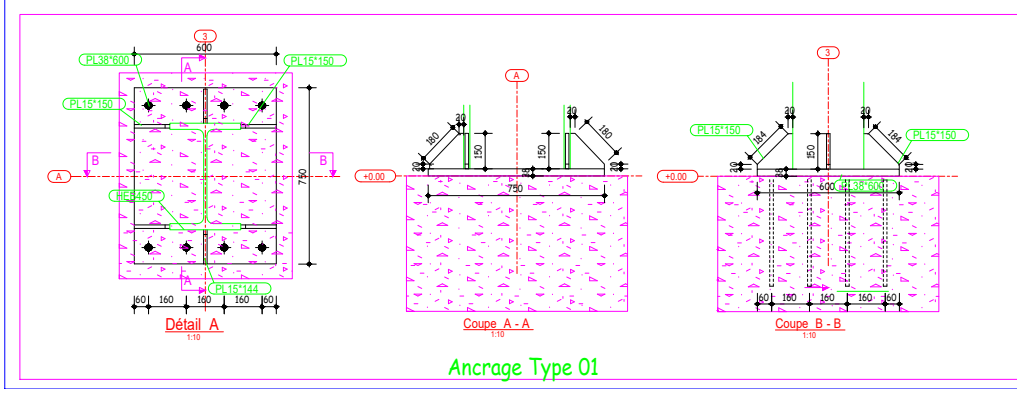
- [1]: Fiches techniques des panneaux sandwich de la société « LOTUS METAL », Zone industrielle Msila 28000, Algérie.
- [2]: Lahlou DAHMANI, « Calcul pratique des éléments de construction métallique » 2<sup>ème</sup> édition 2022, ISBN :978-9931-868-13-2.
- [3]: Lahlou DAHMANI, « Calcul des éléments de projet de construction métallique » 2<sup>ème</sup> édition 2023, ISBN :978-9931-21-124-2.
- [4]: D.T.R. C 2-4.7, Règlement neige et vent « RNV 2013 ».
- [5]: D.T.R. B.C. 2.44 ; Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier « CCM97 ».
- [6]: D.T.R. B.C. 2.48 ; Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/Version 2003 », Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- [7]: D.T.R. B.C. 2.2 ; Charge Permanentes et Charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- [8]: EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique.
- [9]: EUROCODE 1 partie 3 : Actions induites par les appareils de levage et les machines.
- [10]: RECOMMANDATION POUR LE CALCUL ET L'EXECUTION DES CHEMINS DE ROULEMENT DE PONTS ROULANTS [C.T.I.C.M]

# Plans d'Ingénierie

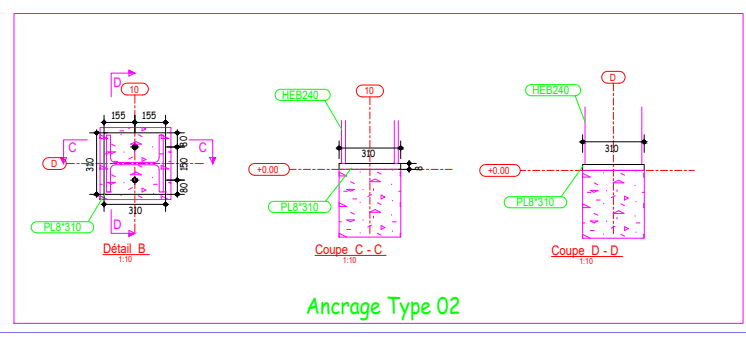


3D

Indice	Description	Date de révision	
 www.tekla.com		Numéro d'affaire: <b>06/2024</b>	Date de révision:
Nom d'affaire: <b>Hangar 30.00x54.00x13.00</b>		Info 1	
Numéro de plan: <b>[1]</b>	Dessinateur: <b>B-S</b>	Echelle: <b>1:55</b>	Format: <b>A0+</b>
Date: <b>16.06.2024</b>	--- Perspective ---		
---			
<b>TEKLA s.a.r.l</b> <small>42, Chemin Albert EINSTEIN            53000 SAINT-GERMAY            FRANCE</small>		<small>5 Rue de la Cordille            06000 NICE            FRANCE</small>	
<small>Tel: 05 83 48 11 81            Fax: 05 83 48 11 81</small>		<small>Tel: 01 48 81 52 78            Fax: 01 48 81 52 78</small>	
<small>support-teklastructures@fr.tekla.com</small>			

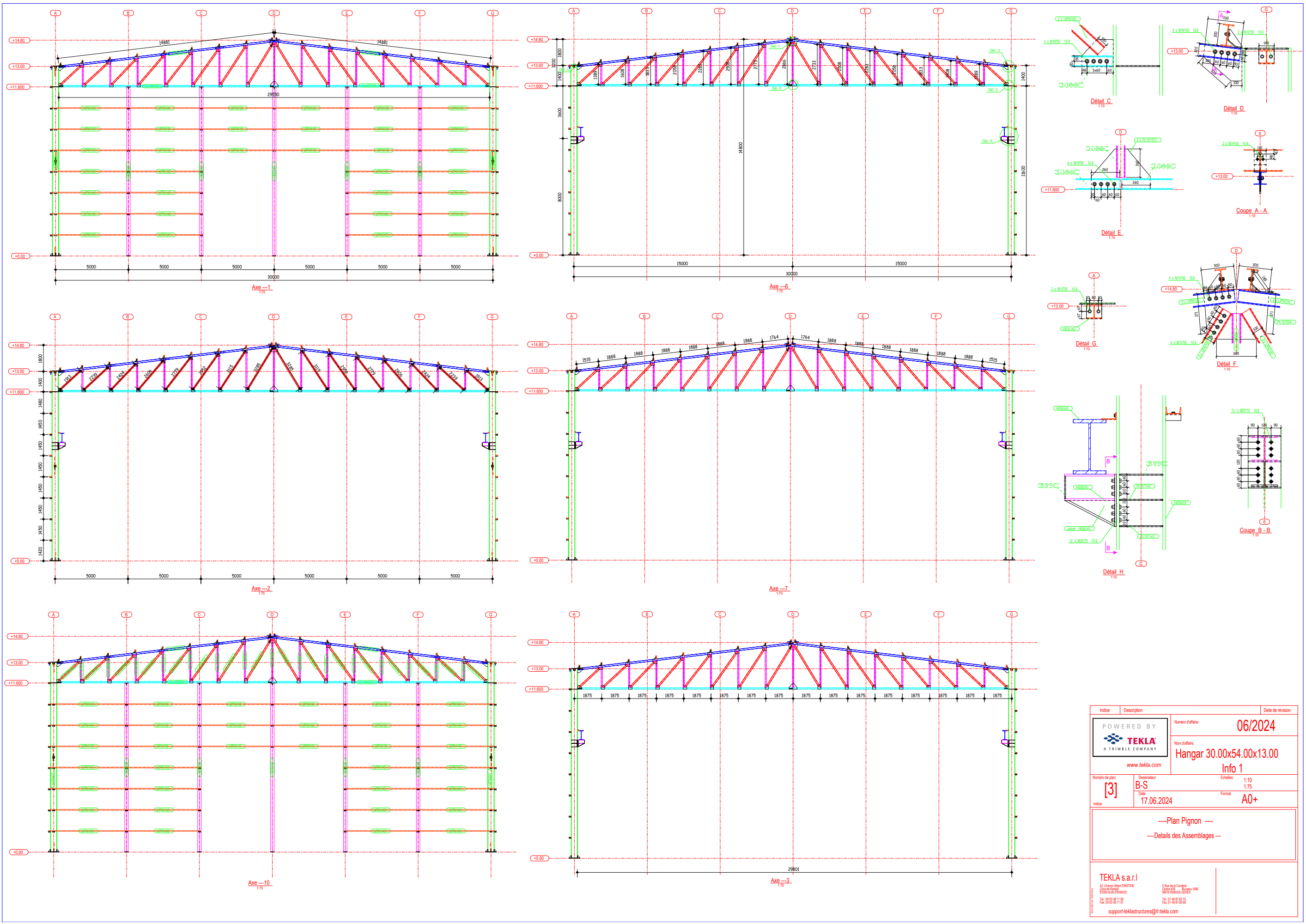


Ancrage Type 01



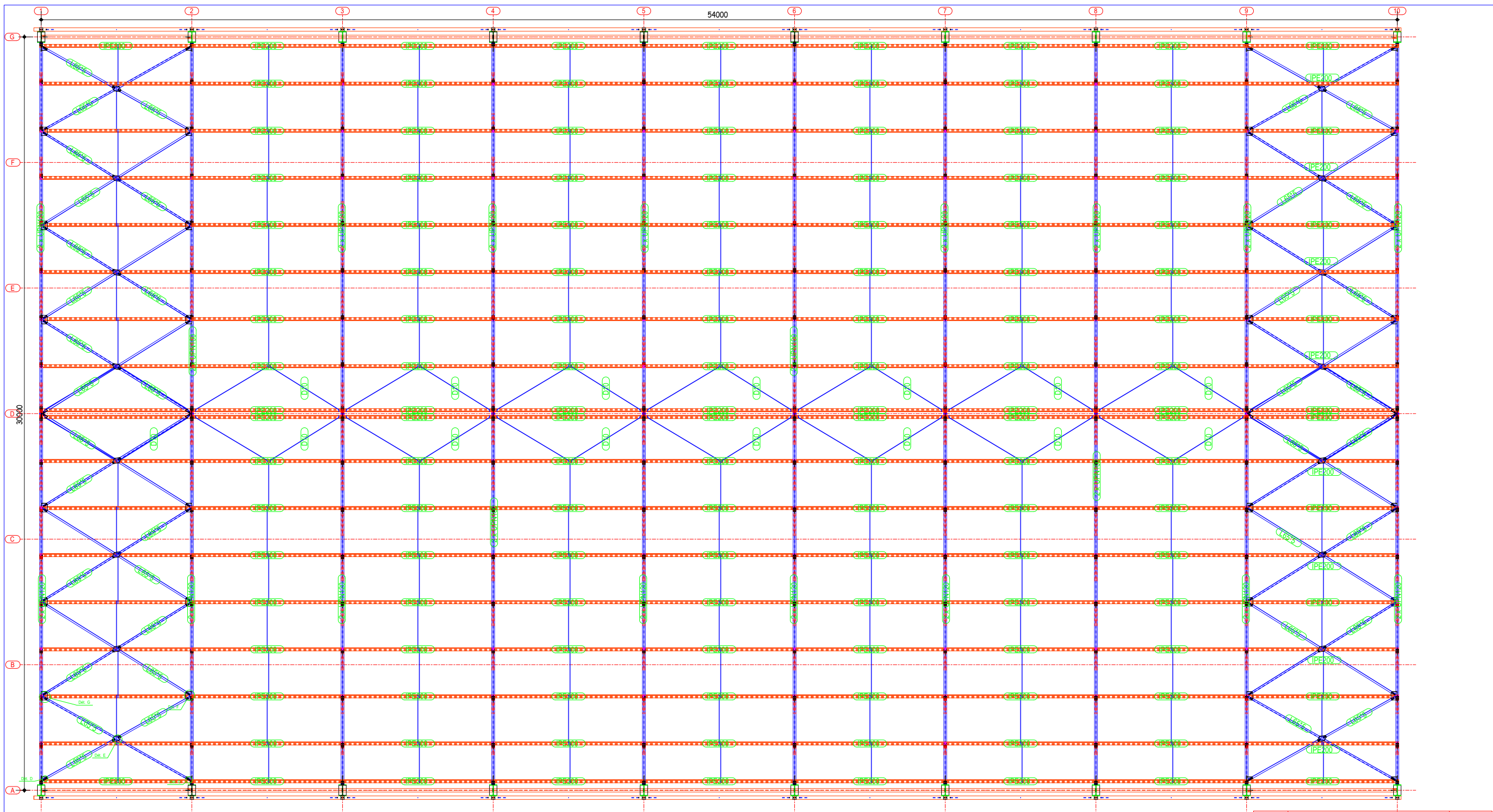
Ancrage Type 02

		Numéro d'affaire: <b>06/2024</b> Nom d'affaire: <b>Hangar 30.00x54.00x13.00</b> Info 1	Date de révision:
Numéro de plan: <b>[2]</b> Indice:	Dessinateur: <b>B-S</b> Date: <b>17.06.2024</b>	Echelle: 1:10 1:50 Format: <b>A0+</b>	
---Plan d'Implantation---			
<b>TEKLA s.a.r.l.</b> <small>42, Chemin Albert EINSTEIN          93500 PANTIN          FRANCE</small> Tel: 01 85 85 11 81 Fax: 01 85 85 11 82 support-teklastructures@fr.tekla.com			

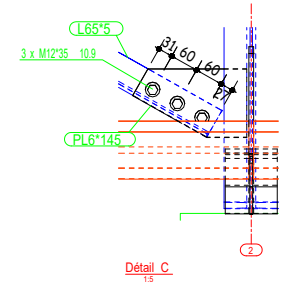


Indice	Description	Date de révision
POWERED BY <b>TEKLA</b> A TRIMBLE COMPANY www.tekla.com		06/2024
Numero de plan: <b>[3]</b>		Numero d'affaire: <b>06/2024</b>
Indice: <b>B-S</b>		Non d'affaire: <b>Hangar 30.00x54.00x13.00</b>
Date: <b>17.06.2024</b>		Info 1
Echelle: <b>1:10</b> <b>1:75</b>		Format: <b>A0+</b>
----Plan Pignon ---- ---Détails des Assemblages---		
<b>TEKLA s.a.r.l.</b> 42, Chemin Albert EINSTEIN 57500, PONT-À-MOUSSON (FRANCE) Tel: 03 83 48 11 81 Fax: 03 83 48 11 82 support-teklastructures@fr.tekla.com		

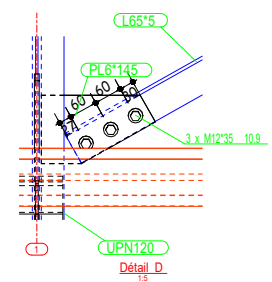




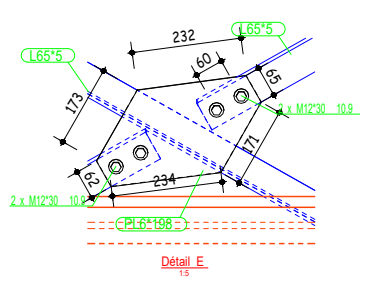
Niv. +14.80



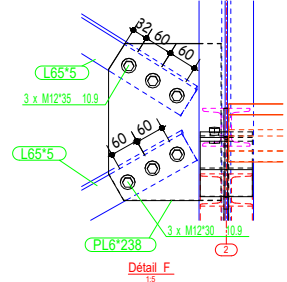
Détail C



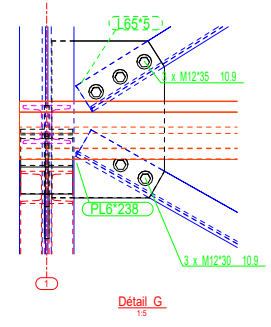
Détail D



Détail E



Détail F



Détail G

Indice	Description	Numéro d'affaire	Date de révision
	POWERED BY <b>TEKLA</b> A TRIMBLE COMPANY www.tekla.com	06/2024	
Nom d'affaire: <b>Hangar 30.00x54.00x13.00</b>		Info 1	
Numéro de plan: <b>[5]</b>	Chercheur: <b>B-S</b>	Echelle: 1:5	Format: A0+
Indice:	Date: 17.06.2024		
----Plan Toiture ----			
<b>TEKLA s.a.r.l.</b> <small>42 Chemin Albert EINSTEIN 57000 Sarrebourg France</small>		<small>5 Rue de la Cordille Centre d'Appui 066 57000 Sarrebourg France</small>	
support-teklastructures@fr.tekla.com			