

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET**



**FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES**  
**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL**

**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Structures**

Présenté par :

**BENHAOUCHE Abdelhak**

**BETTAHAR Zoulikha Nourelhouda**

*Sujet du mémoire*

**Étude d'un hangar de stockage  
en charpente métallique**

*Soutenu publiquement le .....devant le jury composé de :*

**Mr. MIMOUNI Mohamed**

President

**Mr. BENYAMINA Abdelrahmane Bekaddour**

Rapporteur

**Mr. KLOUCHE DJEDID Ibrahim**

Examineur

**Mr. ABADA Ghanem**

Examineur

**PROMOTION : 2019/2020**

# *Remerciements*

*Tout d'abord, nous remercions ALLAH, le tout puissant de nous avoir donnés la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.*

*Nous tenons à remercier vivement et sincèrement notre encadreur Mr.BENYAMINA A, qui a contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'ils a manifesté durant son encadrement tout le long de la réalisation de ce mémoire.*

*Nous souhaitons exprimer notre gratitude aux membres du jury le Président Mr. MIMOUNI M. et les examinateurs Mr. KLOUCHE D et Mr. ABADA G. pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.*

*Nous tenons aussi à remercier vivement et sincèrement nos enseignants qui m'ont aidé et appris l'âme de la science durant ces années d'études.*

*Enfin, nos remerciements vont à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté aide et encouragement*

***Merci à tous***

***BENHAOUCHE & BETTAHAR***

# *DEDICACE*

*Nous dédions ce modeste travail :*

*A nos chères parents, notre source de tendresse, qui ont  
sacrifié leur vie pour notre éducation*

*A nos frère et sœurs,*

*A nos meilleurs amis qui nous ont accompagnés le long de  
toutes les années d'étude, à tous nos professeurs et collègues  
de la promotion 2019 / 2020.*

## ملخص

هذا المشروع يعمد الى دراسة تصميم وقياس مبنى للتخزين من الهياكل المعدنية بولاية تيارت. حيث تمت دراسة هذا المشروع مرورا بعدة مراحل تتمثل اولها في تقييم الاثقال بما فيها الزائدة فضلا على اثار المناخ (الثلوج والرياح) RNV 2013 و ثم دراسة مقاييس عناصر المبنى الأساسية والثانوية. هذا بموجب التنظيم الجزائري CCM97. وبعد ذلك الوصلات والتجميعات.

و كخطوة نهائية تمت دراسة البنى التحتية BAEL 91.

بالنسبة للبرامج اعتمدنا في هذه الدراسة على برنامج ROBOT.

وهذا العمل ينتهي باستنتاجات.

## ***RESUME***

Ce mémoire de fin d'étude consiste à étudié et dimensionner un hangar de stockage en charpente métallique située à la Wilaya de «TIARET», selon « CCM97 ». cette étude est élaborée en plusieurs étapes; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques (neige et vent) selon le règlement Algérien « RNV 99 V2013», ensuite le dimensionnement des différents éléments (secondaires et porteurs), après puis l'étude des assemblages selon le « CCM 97 », et enfin l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL 91», et comme logiciel nous avons utilisé le RSA d'AutoDesk « ROBOT ». Le mémoire a été achevé par une conclusion.

### **Mots clés:**

Charpente métallique –Hangar de stockage –Dimensionnement –Assemblage.

## ***ABSTRACT***

Our project of end of studies consists of studying a metal frame storage shed in the Wilaya of «TIARET». The work is developed through several stages; first of all, the assessment of loadings as climate effects (snow and wind) under the Algerian climatic rules « RNV 99 V2013 », and the evaluation of the structural steel's secondary and principal elements according to their resistances, then, the assemblies are studied by the « CCM 97 ». Finally, the foundations are dimensioned according to the code « BAEL 91 ». For the structural analysis, the used software is « ROBOT ». The work ends with a conclusion.

Keywords:

Steel structure - Shed for storing-sizing – Assembly analysis.

# LISTE DE FIGURES

<u>Figure I-1 Panneau sandwich</u> .....	5
<u>Figure I-2 Vue en perspective de l'ossature</u> .....	6
<u>Figure I-3 Vue de long pan</u> .....	6
<u>Figure I-4 Vue de pignon</u> .....	7
<u>Figure I-5 Vue en plan</u> .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<u>Figure I-6 Vue de toiture</u> .....	8
<u>Figure II-1 Légende pour les parois verticales cas de vent <math>v_1</math></u> .....	15
<u>Figure II-2 Légende pour les parois verticales</u> .....	16
<u>Figure II-3 Légende pour les toitures</u> .....	17
<u>Figure II-4 Valeurs des <math>C_{pe}</math> pour les parois verticales</u> .....	19
<u>Figure II-5 Légende pour les toitures</u> .....	20
<u>Figure II-6 <math>C_{pi}</math> pour les bâtiments sans cloisons intérieures</u> .....	21
<u>Figure III-1 Schéma statique des surcharges climatique du vent V sur les pannes</u> .....	27
<u>Figure III-2 Schéma statique des surcharges climatique de la neige sur les pannes</u> .....	27
<u>Figure III-3 Schéma statique de la poutre équivalente</u> .....	28
<u>Figure III-4 Flexion bi-axiale des pannes en présence de liernes</u> .....	32
<u>Figure III-5 Présentation d'un lierne</u> .....	37
<u>Figure III-6 Échantignolle</u> .....	38
<u>Figure III-7 Dimensions de l'échantignolle</u> .....	39
<u>Figure IV-1 Schéma statique de la poutre au vent</u> .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<u>Figure IV-2 Schéma statique de la poutre au vent</u> .....	53
<u>Figure IV-3 Schéma de stabilité verticale</u> .....	65
<u>Figure V-1 Modélisation de structure sur Robot</u> .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<u>Figure VI-1 Les composants d'un boulon</u> .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<u>Figure VI-2 L'attache de diagonale</u> .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<u>Figure VI-3 Assemblage poteau – sablière</u> .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<u>Figure VI-4 Assemblage poutre – travers</u> .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<u>Figure VII-1 Sollicitations de fondation</u> .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<u>Figure VII-2 Contraintes de sol</u> .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<u>Figure VII-3 Vue en plan d'un croqué de ferrailage de la semelle</u> <b>Error! Bookmark not defined.</b>	
<u>Figure VII-4 Vue en face de ferrailage de la semelle</u> .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>

# LISTE DE TABLEAUX

Tableau II-1 Les valeurs de $C_r$ et $C_e$ .....	13
Tableau II-2 Valeurs de $C_e$ et $q_{dyn}$ . ....	13
Tableau II-3 Coefficient $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de parois vertical. ....	16
Tableau II-4 Coefficients $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de toiture.....	18
Tableau II-5 $C_{pe}$ pour les parois verticales. ....	19
Tableau II-6 $C_{pe}$ pour la toiture.....	20
Tableau II-7 Valeurs de la pression correspond à chaque zones de parois vertical avec $C_{pi}=+0.8$ .....	21
Tableau II-8 Valeurs de pression correspondant à chaque zones de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$ .....	22
Tableau II-9 Les pressions $q_j$ dans la paroi verticale. ....	22
Tableau II-10 Les pressions $q_j$ dans la toiture.....	22
Tableau II-11 Les pressions $q_j$ dans la paroi verticale. ....	23
Tableau II-12 Les pressions $q_j$ dans la toiture.....	23
Tableau II-13 Les pressions $q_j$ dans la paroi verticale. ....	24
Tableau II-14 Les pressions $q_j$ dans la toiture.....	24
Tableau IV-1 Les valeurs de $F_i$ .....	53
Tableau VI-1 Caractéristiques des boulons.....	77
Tableau VI-2 Principales caractéristiques géométrique. ....	79
Tableau 0-1 Sollicitations les plus défavorables .....	118



# LISTE DES NOTATIONS

## Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce.

$A_{net}$  : Section nette d'une pièce.

$A_w$ : Section de l'âme.

$A_v$  : Aire de cisaillement.

$C_t$  : Coefficient de topographie.

$C_r$  : Coefficient de rugosité.

$C_p$ : Coefficient de pression nette.

$C_e$ : Coefficient d'exposition.

$C_d$  : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E=2,1 \cdot 10^5$ MPa).

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale de l'acier ( $G=81000$  MPa).

G : Charge permanente.

I : Moment d'inertie.

$I_v$  : Intensité de turbulence.

$K_0$  : Coefficient de flambement.

$K_t$  : facteur de terrain.

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

M : Moment de flexion.

$M_{sd}$  : Moment fléchissant sollicitant.

$M_{Rd}$  : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

$M_{pl}$  : Moment plastique.

$M_{b,Rd}$  : Moment de la résistance au déversement.

$N_{pl, Rd}$  : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{b, Rd}$  : Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

$N_{sd}$  : Effort normal sollicitant.

$N_{t, sd}$  : Effort normale de traction.

$N_{c, sd}$  : Effort normal de compression

$N_{c, Rd}$  : Valeur se d'exploitation.

P : poids de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

S: La charge de la neige.

$S_n$ : La charge de neige sur sol

$V_{sd}$ : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{réf}$ : Vitesse de référence du vent.

$W_{pl}$ : Module de résistance plastique.

W : Pression aérodynamique.

W : Poids de la structure.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

$Z_0$  : Paramètre de rugosité.

$Z_{éq}$ : Hauteur équivalent

## Minuscules latines

f : La flèche.

$f_y$  : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

$l_f$  : Longueur de flambement.

$q_p$  : Pression dynamique moyenne de référence.

q : Pression dynamique de pointe.

t : Épaisseur d'une pièce.

$t_f$  : Épaisseur de l'âme de poutre.

## Minuscules grecques

$\chi$  : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

$\beta_w$  : Facteur de corrélation.

$\gamma_M$  : Coefficient de sécurité.

$\lambda$  : Élancement.

$\lambda_{LT}$  : Élancement de déversement.

$\alpha$  : Facteur d'imperfection.

$\emptyset_{LT}$  : Rotation de déversement.

$\tau$  : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

$\xi$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

$\sigma_a$  : Contrainte de l'acier.

$\sigma_b$  : Contrainte du béton.

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

$\mu$  : coefficient de forme de la charge de neige.

## Sommaire

<b>I</b>	<b>Introduction générale .....</b>	<b>0</b>
I.1	Introduction.....	1
I.2	Généralité sur la construction métallique.....	1
I.2.1	Acier .....	1
I.2.2	Béton : .....	3
I.3	Présentation du sujet .....	4
I.3.1	Situation : .....	4
I.4	Elément de la structure.....	4
I.4.1	Ossature de la structure .....	4
I.4.2	La toiture .....	4
I.4.3	La couverture.....	5
I.4.4	Les poteaux.....	5
I.4.5	Les pannes .....	6
I.4.6	Les contreventements .....	6
I.5	Règlements Utilisés.....	6
I.6	Présentation schématique .....	6
<b>II</b>	<b>Introduction générale .....</b>	<b>9</b>
II.1	Introduction.....	10
II.2	Action de neige .....	10
II.2.1	Calcul de la charge de neige sur le sol .....	10
II.3	Action au vent .....	10
II.3.1	Paramètres ou coefficients de calcul .....	11
II.3.2	Détermination de la pression nette $W(z_j)$ .....	14
II.3.3	Détermination de coefficient de pression extérieure $C_{pe}$ .....	14

II.3.4	Vent perpendiculaire au long pane .....	15
II.3.5	Vent perpendiculaire au pignon .....	18
II.3.6	Détermination coefficient de pression intérieure Cpi.....	20
II.3.7	Neige sur la toiture .....	24
II.4	Conclusion .....	24
<b>III</b>	<b>Étude des éléments secondaires .....</b>	<b>25</b>
III.1	Définition .....	26
III.2	Principe de calcul .....	26
III.2.1	Données de calcul .....	26
III.2.2	Evaluation des charges .....	26
III.2.3	Combinaison des charges les plus défavorables : .....	28
III.3	Calcul des liernes : .....	37
III.3.1	Effort de traction.....	37
III.3.2	Déterminer de diamètre du rond .....	38
III.4	Calcul des pannes : .....	38
III.4.1	Calcul de l'échantignolle .....	38
III.4.2	Moment de renversement .....	39
III.4.3	Dimensionnement de l'échantignolle : .....	39
III.4.4	Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle : .....	39
III.5	Calcul des lisses de bardage : .....	40
III.5.1	Détermination des charges et surcharges.....	40
III.5.2	Combinaisons d'actions.....	41
III.5.3	Pré-dimensionnement .....	41
III.6	Dimensionnement des lisses .....	42
III.6.1	Les combinaisons de calcul .....	42
III.6.2	Détermination des sollicitations .....	42

III.6.3	Vérification de la résistance des lisses.....	42
III.6.4	Vérification au cisaillement.....	42
III.6.5	Vérification au déversement.....	43
III.6.6	Vérification à la flèche.....	44
III.7	Les potelets .....	45
III.7.1	Dimensionnement des potelets .....	45
III.7.2	Action et sollicitations :.....	45
III.7.3	Calcul du moment sollicitant de flexion $M_{sd}$ :.....	46
III.7.4	Vérification de la flexion composée.....	47
III.7.5	Vérification de l'effort tranchant.....	47
III.7.6	Vérification au flambement.....	48
<b>IV</b>	<b>Etude de contreventement et stabilité.....</b>	<b>50</b>
IV.1	Introduction :.....	51
IV.2	Calcul de force de frottement.....	51
IV.2.1	Contreventements de toiture (poutre au vent) :.....	52
IV.2.2	Evaluation des efforts horizontaux :.....	52
IV.2.3	Effort de traction dans les diagonales.....	53
IV.2.4	Vérification des montants.....	54
IV.2.5	Combinaison des charges (la plus défavorable).....	55
IV.3	Pour la Panne intermédiaire.....	56
IV.3.1	Vérification à la résistance.....	56
IV.3.2	Vérification au flambement.....	59
	• a.2 Flambement par rapport à l'axe faible z-z :.....	63
IV.4	Pour la Panne Sablière.....	64
IV.4.1	Vérification de la flexion bi-axiale:(résistance).....	64
IV.4.2	Vérification Au flambement.....	65

IV.4.3	Calcul de Palée de Stabilité Verticale.....	65
IV.5	Conclusion .....	67
<b>V</b>	<b>Etude des portiques.....</b>	<b>68</b>
V.1	Introduction.....	69
V.2	Charges permanentes : .....	69
V.3	Charges variables : .....	69
V.4	Etude et dimensionnement des portiques : .....	69
V.5	Modélisation du portique sur Robot : .....	69
V.6	Résultats de dimensionnement des portiques sur Robot : .....	72
<b>VI</b>	<b>Etude des assemblages .....</b>	<b>76</b>
VI.1	Introduction : .....	77
VI.2	Fonctionnement des assemblages .....	77
VI.2.1	Le boulonnage .....	77
VI.2.2	Le soudage .....	77
VI.2.3	Fonctionnement par adhérence .....	78
	• Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.2 –Eurocode3) .....	78
	• Coefficient de frottement (art.6.5.8.3 (1)).....	78
VI.3	Rôle des assemblages.....	79
VI.4	Assemblages de palée de stabilité.....	79
	• Calcul de l'attache de la diagonale (1) JL 60 x 60 x 6 avec le poteau .....	79
	• Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement .....	80
	• Résistance de la pression diamétrale .....	80
<b>I.4.2</b>	<b>Vérification de gousset à la traction .....</b>	<b>80</b>
VI.5	Assemblage poteau-sablière.....	81
	• Cisaillement des boulons attachant la poutre.....	81

• Vérification d'un boulon sollicité par des efforts combinés de cisaillement et de traction	82
• Pression Diamétrale .....	82
<b>VI.6 Assemblage panne traverse .....</b>	<b>83</b>
• Vérification des boulons au cisaillement +traction .....	83
<b>VI.7 Assemblage poteau –traverse.....</b>	<b>84</b>
VI.7.1 Disposition des boulons .....	84
VI.7.2 Détermination des efforts dans les boulons .....	85
VI.7.3 Résistance au glissement .....	85
VI.7.4 Résistance sous l'effort tranchant.....	85
<b>VI.8 Détails des assemblages par Robot : .....</b>	<b>86</b>
<b>VI.8.1 Encastrement Traverse-Poteau .....</b>	<b>86</b>
<b>VI.8.2 GEOMETRIE.....</b>	<b>86</b>
<b>VI.8.3 POTEAU.....</b>	<b>86</b>
<b>VI.8.4 POUTRE.....</b>	<b>87</b>
<b>VI.8.5 BOULONS.....</b>	<b>87</b>
<b>VI.8.6 PLATINE.....</b>	<b>87</b>
<b>VI.8.7 JARRET INFERIEUR.....</b>	<b>87</b>
<b>VI.8.8 RAIDISSEUR POTEAU .....</b>	<b>87</b>
<b>VI.8.9 SOUDURES D'ANGLE .....</b>	<b>88</b>
<b>VI.8.10 COEFFICIENTS DE MATERIAU.....</b>	<b>88</b>
<b>VI.9 EFFORTS .....</b>	<b>88</b>
<b>VI.10 RESULTATS.....</b>	<b>88</b>
<b>VI.10.1 RESISTANCES DE LA POUTRE.....</b>	<b>88</b>
<b>VI.10.2 RESISTANCES DU POTEAU .....</b>	<b>89</b>
<b>VI.10.3 PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE.....</b>	<b>90</b>



<b>VI.10.4</b>	<b>RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION</b> .....	91
<b>VI.10.5</b>	<b>RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION</b> .....	91
<b>VI.10.6</b>	<b>RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT</b> .....	95
<b>VI.10.7</b>	<b>RESISTANCE DES SOUDURES</b> .....	96
<b>VI.10.8</b>	<b>RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE</b> .....	96
<b>VI.10.9</b>	<b>COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:</b> .....	97
	<b>REMARQUES</b> .....	97
<b>VI.11</b>	<b>Encastrement Poutre-Poutre</b> .....	98
<b>VI.11.1</b>	<b>Géométrie</b> .....	98
<b>VI.11.2</b>	<b>Gauche</b> .....	98
<b>VI.11.3</b>	<b>Poutre</b> .....	98
<b>VI.11.4</b>	<b>Droite</b> .....	99
<b>VI.11.5</b>	<b>Poutre</b> .....	99
<b>VI.11.6</b>	<b>Boulons</b> .....	99
<b>VI.11.7</b>	<b>Platine</b> .....	99
<b>VI.11.8</b>	<b>Jarret inférieur</b> .....	99
<b>VI.11.9</b>	<b>Soudures d'angle</b> .....	99
<b>VI.11.10</b>	<b>Coefficients de matériau</b> .....	100
<b>VI.11.11</b>	<b>Efforts</b> .....	100
<b>VI.11.12</b>	<b>Résultats</b> .....	100
<b>VI.11.13</b>	<b>Résistances de la poutre</b> .....	100
<b>VI.11.14</b>	<b>Paramètres géométriques de l'assemblage</b> .....	101
<b>VI.11.15</b>	<b>Résistance de l'assemblage à la compression</b> .....	101
<b>VI.11.16</b>	<b>Résistance de l'assemblage à la flexion</b> .....	101
<b>VI.11.17</b>	<b>Vérification de l'interaction M+N</b> .....	104
<b>VI.11.18</b>	<b>Résistance de l'assemblage au cisaillement</b> .....	104

VI.11.19	Résistance des soudures .....	105
VI.11.20	Rigidité de l'assemblage .....	105
VI.11.21	Composant le plus faible: .....	106
Remarques .....		106
VI.12	Pied de Poteau encastré .....	107
VI.12.1	Géométrie.....	107
VI.12.2	Poteau.....	107
VI.12.3	Platine de prescellement.....	108
VI.12.4	Ancrage .....	108
VI.12.5	Bêche .....	108
VI.12.6	Raidisseur .....	108
VI.12.7	Coefficients de matériau.....	108
VI.12.8	Semelle isolée.....	108
VI.12.9	Soudures .....	109
VI.12.10	Efforts .....	109
VI.12.11	Résultats.....	109
VI.12.12	Zone comprimée.....	109
VI.12.13	Zone tendue .....	110
VI.12.14	Contrôle de la résistance de l'assemblage.....	112
VI.12.15	Cisaillement.....	112
VI.12.16	Contrôle des raidisseurs .....	114
VI.12.17	Soudures entre le poteau et la plaque d'assise .....	114
VI.12.18	Soudures verticales des raidisseurs .....	114
VI.12.19	Soudures horizontales des raidisseurs .....	114
VI.12.20	Rigidité de l'assemblage .....	115
VI.12.21	Composant le plus faible: .....	115

Devis estimatif pour calcul de prix .....	116
<b>Etude des fondations .....</b>	<b>117</b>
<b>VII Etude des fondations .....</b>	<b>117</b>
<b>Conclusion générale : .....</b>	<b>117</b>
VII.1 Introduction .....	118
VII.2 Choix du type de fondation : .....	118
VII.3 Calcul des fondations .....	118
VII.3.1 Détermination des sollicitations .....	118
VII.3.2 Méthode des bielles .....	119
VII.3.3 Pré-dimensionnement .....	119
VII.3.4 Vérification de la stabilité .....	119
VII.3.5 Vérification de la contrainte .....	119
VII.4 Ferrailage .....	121
VII.4.1 Calcul l'espace des cadres .....	121
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>	<b>124</b>

# Chapitre I:

## Introduction

### générale

## I.1 Introduction

Le domaine de construction est un vaste domaine, qui a connu durant son histoire plusieurs rénovations non seulement dans les procédés de conception et de réalisation, mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisés dans les structures, selon les besoins et les capacités. Ainsi on a désormais une variété de choix dans les matériaux, le béton armé, le béton précontrainte, l'acier, le bois.

Actuellement en Algérie l'utilisation de la charpente métallique est limitée dans le domaine industriel, les autres domaines se basent plus essentiellement sur le béton, malgré que les structures en acier présentent de nombreux avantages tel que la légèreté, le montage rapide sur chantier, les transformations ultérieures plus faciles et surtout un faible encombrement.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel, un hangar en charpente métallique utilisant le règlement algérien (CCM97) intitulé « calcul des structures en acier ». L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de Master II.

## I.2 Généralité sur la construction métallique

La construction métallique est un domaine, qui répond aux besoins actuels de la construction. Ce dernier a subi une grande progression, fruit de développement et de recherche de nouvelles méthodes de calcul permettant une meilleure optimisation. Les avantages de l'acier incluent son rapport résistance-poids élevé, la rapidité de mise en œuvre et la facilité d'extension. L'acier est utilisé non seulement pour les éléments de structure mais également pour le revêtement.

### I.2.1 Acier

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

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

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

- ✓ Soit volontairement qui sont notamment le silicium, le manganèse, le chrome, le tungstène (résiste à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, corrosion). On parle dans ces cas acier alliés.

Toute fois chaque matériau, tout comme les avantages, il présente aussi des inconvénients, les avantages et inconvénients de l'acier sont présentés ci-dessus:

#### **I.2.1.1 Avantage :**

- Préfabrication intégrale du bâtiment en atelier avec une haute précision et la rapidité du montage sur chantier.
- En raison de la légèreté, les éléments du bâtiment peuvent être transportés aisément voir même exportés.
- La grande résistance de l'acier à la traction offre la possibilité de franchir de grandes portées.
- Grace à sa ductilité, l'acier possède une bonne résistance aux forces sismiques.
- Transformations, adaptations, surélévations ultérieurs d'un ouvrage sont facilement réalisables.
- Possibilités architecturales plus étendues qu'en béton.

#### **I.2.1.2 Inconvénients :**

L'acier présente deux inconvénients majeurs :

- Sa corrodabilité et sa faible résistance au feu du fait qu'il perd sa résistance et s'écoule rapidement sous une température relativement élevée.
- Le cout élevé.

#### **I.2.1.3 Les propriétés :**

##### **1. Résistance :**

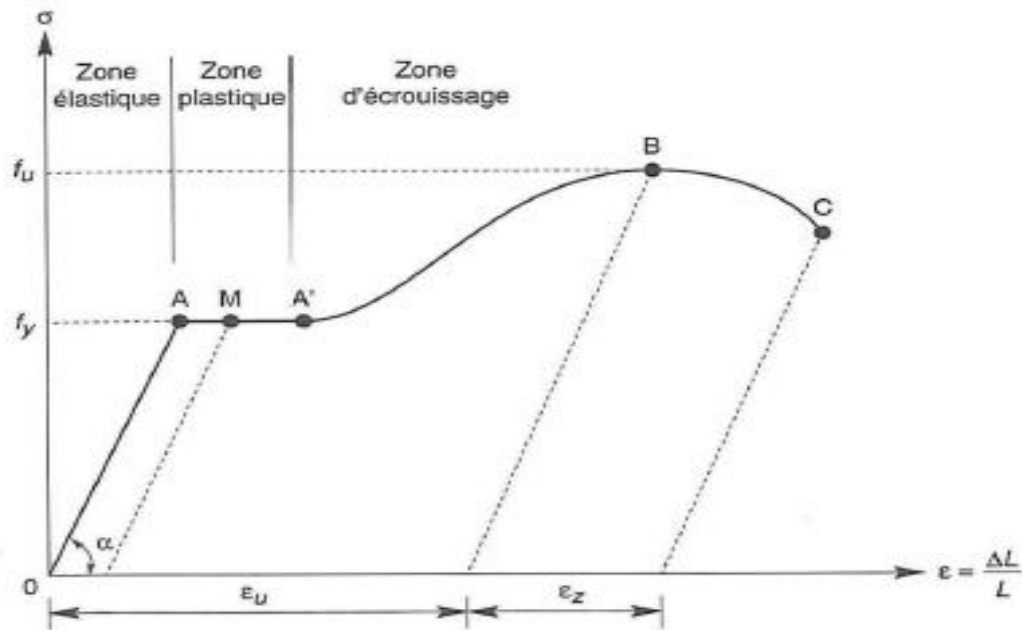
- Les nuances de l'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement **Eurocode 03**.
- La nuance choisie pour la réalisation de ce projet est **S235**.

##### **2. Durabilité :**

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivant :

- Le rapport  $f_u / f_y > 1.2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique

- A la rupture l'allongement relatif ultime doit être supérieur ou égal à 15 %.



**Figure 1 :** Diagramme effort /déformation de l'acier.

### Les propriétés mécaniques :

- La limite élastique :  $f_y = 235 \text{ MPa}$ .
- La résistance à la traction :  $f_u = 360 \text{ MPa}$ .
- Masse volumique :  $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$
- Module d'élasticité transversale  $G = E/2(1+\nu)$

### I.2.2 Béton :

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

Le béton présente une excellente résistance à la compression jusqu' à **450 daN/cm<sup>2</sup>** mais 10 fois moindre en traction ou au cisaillement.

#### I.2.2.1 Propriétés du béton :

Le béton utilisé sera de **classe 25** avec :

- Une résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- La résistance à la traction à 28 jours :  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- Le poids spécifique :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$
- Coefficient de retrait :  $\varepsilon = 4.10^{-6}$ .

### **I.3 Présentation du sujet**

#### **I.3.1 Situation :**

Cet ouvrage est un hangar pour stockage, implanté au lieu d'AIN GASMA dans la commune de TIARET. Le terrain est plat avec une surface de  $1187.904\text{m}^2$  avec une zone sismique I et une zone de neige c et une région de vent III.

##### **I.3.1.1 Etude de sol :**

Les études faites sur le sol (rapport préliminaire du sol) où le projet sera implanté nous renseignent sur :   ► La contrainte admissible du sol :  $\sigma = 2 \text{ Bar}$

##### **I.3.1.2 Dimension de l'ouvrage :**

Le présent ouvrage à une forme rectangulaire Comme il est illustré dans le plan (Voir annexe) caractérisée par les dimensions suivantes :

- Longueur de l'ouvrage : 48m constitué de 8 travées de 6m.
- Largeur de l'ouvrage : 24.748m.
- Hauteur total de l'ouvrage : 12m.
- Hauteur des poteaux : 10.8m.

### **I.4 Elément de la structure**

#### **I.4.1 Ossature de la structure**

La structure est constituée de 9 portiques à quatre travées. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale est assurée par des palées de stabilités.

#### **I.4.2 La toiture**

Généralement pour les hangars industriels, le dégagement d'un espace à l'intérieure est une priorité pour le concepteur, ce qui nous conduit à l'utilisation d'une toiture en charpente métallique, qui nous offre plusieurs avantages, dont les plus importants sont :



- Les poteaux intérieurs sont éliminés, permettant un usage plus souple et plus efficace de l'espace construit.
- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armé ou plancher mixte.
- La facilité et rapidité de montage.

### I.4.3 La couverture

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

De deux tôles de parement intérieur et extérieur.

D'une âme en mousse isolante.

De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages on site :

- Le pare-vapeur
- L'isolation et l'étanchéité
- Une bonne capacité portante
- Une bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage.
- Mais, leurs points faibles est dans l'étanchéité des joints.

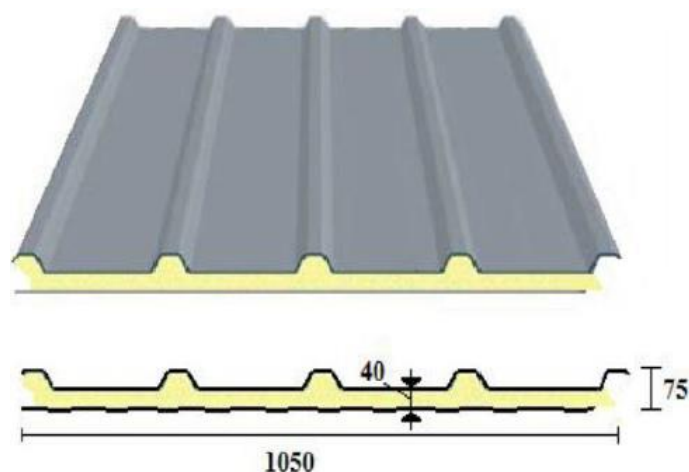


Figure I-1 Panneau sandwich

### I.4.4 Les poteaux

Les poteaux sont des profile métallique avec une section constante.

### I.4.5 Les pannes

Les pannes sont des profils métalliques avec une section constante.

### I.4.6 Les contreventements

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

## I.5 Règlements Utilisés

Les règlements techniques utilisés pour le dimensionnements de notre structure sont :

**RNV A2013**: l'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent Algérien 2013.

**CCM97** : Règles de calcul des constructions en acier.

**Eurocode 3**: Calcul des structures en acier.

**RPA 99 ver. 2003** : Règle parasismique Algérien RPA 99 ver 2003.

**DTR B.C.2.2** : Document technique règlement charges permanentes et surcharges d'exploitations

## I.6 Présentation schématique

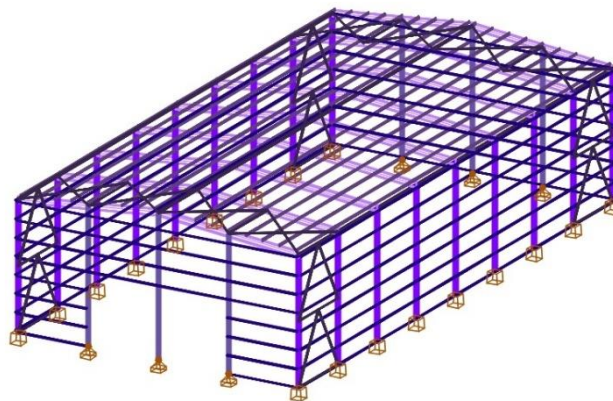


Figure I-2 Vue en perspective de l'ossature

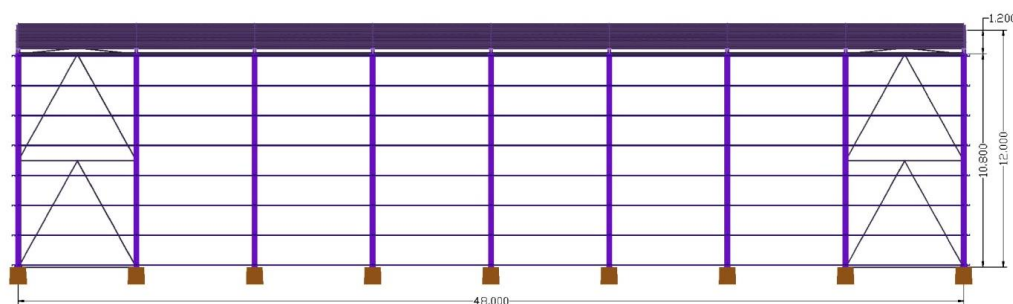


Figure I-3 Vue de long pan

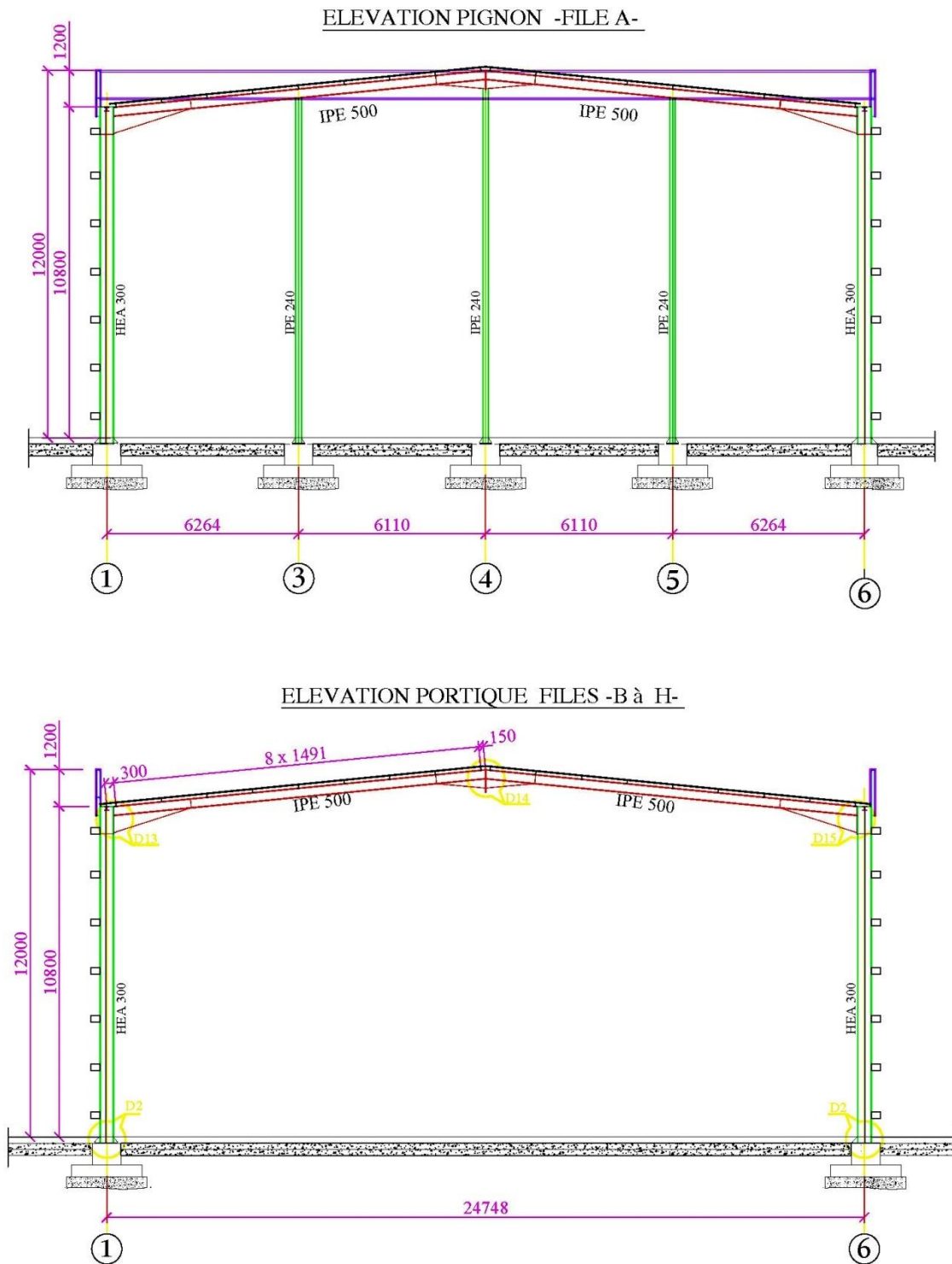


Figure I-4 Vue de pignon

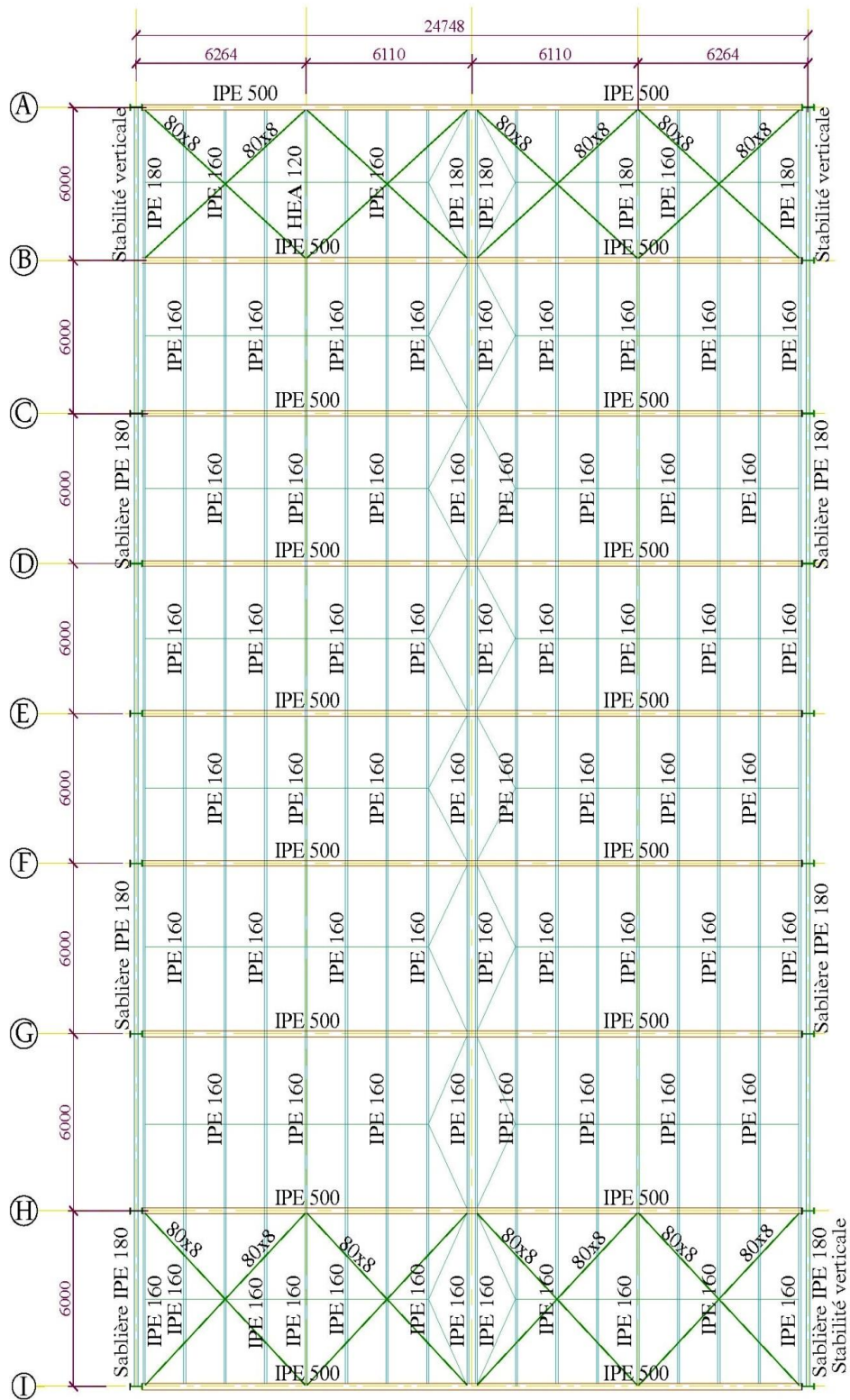


Figure I-5 Vue de toiture

# Chapitre II:

# Etude Climatique

## II.1 Introduction

Les ossatures métallique doivent être dimensionnées pour supportées les effets maximum des forces qui leur sont appliquées.

Pour cela on procédera à une étude climatique qui nous donnera les effets exerces par la neige et le vent. la sollicitation due aux effets climatiques peut s'avérer plus défavorable que le séisme. le règlement utilise est le **RNV A2013**.

## II.2 Action de neige

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

La charge caractéristique de neige **S (KN/m<sup>2</sup>)** par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :

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

D'où:

**S<sub>K</sub>** : Valeur de la charge de neige sur le sol.

**μ** : coefficient d'ajustement des charges.

### II.2.1 Calcul de la charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol **S<sub>K</sub>** définie par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude de lieu considéré. D'après la carte de zonage de la neige en Algérie, la wilaya de Tiaret est située en **zone B**.

$$S_K = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

**H** : l'altitude géographique.

Pour notre site :  $H = 1080 \text{ m} \rightarrow S_K = 0.532 \text{ KN/m}^2$ .

## II.3 Action au vent

L'effet du vent sur une structure métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des déférents actions dues au vent et ceci dans

toutes les directions possibles dont le calcul est mené conformément aux règles neige et vent **RNVA 2013**.

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

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

### II.3.1 Paramètres ou coefficients de calcul

#### II.3.1.1 Effet de la région

Notre projet est situé à Tiaret qui est classée en **zone III** selon le [RNV A2013, Annexe 1] d'où la pression dynamique de référence pour les structures permanentes est :

$$\rightarrow q_{\text{réf}} = 500 \text{ N/m}^2$$

#### II.3.1.2 Effet de site

La structure sera implantée dans une zone suburbaine donc d'après le [RNV A2013, Tableau 2.4], il s'agit de la catégorie **III**, d'où :

- Le facteur de terrain  $K_T = 0.215$ .
- Le paramètre de rugosité  $Z_0 = 0.3 \text{ m}$ .
- La hauteur minimale  $Z_{\text{min}} = 5 \text{ m}$ .
- Le coefficient  $\xi = 0.61$ .

#### II.3.1.3 Coefficient de topographie

Le site où se situe le présent projet est plat, d'après le [RNV 2013 partie 2.4.5] :

$$\rightarrow C_t(z) = 1$$

#### II.3.1.4 Coefficient dynamique

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

Notre structure à une hauteur de **12m**, selon [RNV 2013 Paragraphe 3.2 du Chap. 3]. Une valeur conservative peut être attribuée pour les bâtiments dont la hauteur est inférieure à **15 m**, donc leurs coefficient dynamique est égale a :

$$\rightarrow C_d = 1$$

### II.3.1.5 Coefficient d'exposition

Le coefficient d'exposition dépend de plusieurs facteurs dont le coefficient de rugosité, coefficient de topographie et la catégorie de terrain.

D'après [RNV 2013, Tableau 2.4], il s'agit de la **catégorie III** d'où :

- Facteur de terrain défini précédemment, vaut:  $K_T = 0.215$ .
- Paramètre de rugosité défini précédemment, vaut :  $Z_0 = 0.3 \text{ m}$ .
- Hauteur minimale définie précédemment, vaut:  $Z_{\min} = 5 \text{ m}$ .

Le coefficient  $C_e(z)$  est donné par la formule suivant :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left(1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)}\right)$$

### II.3.1.6 Coefficient de la rugosité $C_r$

Le coefficient de rugosité  $C_r$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne au vent. Il est donné par la [formule 2.3 de RNV A2013 du ch. 2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(z) = K_T \ln \left( \frac{z}{Z_{\min}} \right) \quad \text{si } Z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \ln \left( \frac{z_0}{Z_{\min}} \right) \quad \text{si } z \leq Z_{\min} \end{array} \right.$$

D'ou :

$Z$  : hauteur considérée (au centre des surfaces).

Dans notre cas  $Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$ ,

Tel que :  $Z_0 = 0.3 \text{ m}$ ,  $Z_{\min} = 5 \text{ m}$ .

$Z = 12 \text{ m}$  dans la toiture

et  $Z = 10.8 \text{ m}$  dans les parois verticales.

➤ **Dans la toiture:**

$$Z = 12 \text{ m} \rightarrow Z_{\min} = 5 \text{ m} \leq Z = 12 \text{ m} \leq 200 \text{ m}.$$

$$\text{Donc: } C_r(z = 12 \text{ m}) = K_T \ln \left( \frac{z}{Z_0} \right) = 0.215 \times \ln \left( \frac{12}{0.3} \right) = 0.793 \rightarrow C_r(12) = 0.793$$



➤ Dans la paroi verticale:

$$Z = 8.00\text{m} \rightarrow Z_{\min} = 5 \text{ m} \leq Z = 10.8 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } C_r(z = 10.8\text{m}) = K_T \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.215 \times \ln\left(\frac{10.8}{0.3}\right) = 0.770 \rightarrow C_r(10.8) = 0.770$$

### II.3.1.7 Pression dynamique $q_{\text{dyn}}(Z_i)$

La structure est de hauteur inférieure à 10m, donc il n'y a pas eu lieu de subdivision, et aussi elle est permanente (la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans). Donc on utilise la formule suivante :

➤ Dans la toiture

$$C_e(12) = (1)^2 \times (0.793)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0,215}{0,793 \times 1}\right] = 1.822$$

$$\rightarrow C_e(z) = 1.822$$

➤ Dans la paroi verticale

$$C_e(10.8) = (1)^2 \times (0.770)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0,215}{0,770 \times 1}\right] = 1.752$$

$$\rightarrow C_e(z) = 1.752$$

	Z(m)	$C_r$	$C_e$
Parois verticales	10.8	0.770	1.752
Toiture	12	0.793	1.822

Tableau II-1 Les valeurs de  $C_r$  et  $C_e$

➤ Dans la toiture:

$$q_{\text{dyn}}(z) = 500 \times 1.822 = 911 \text{ N/m}^2$$

$$\rightarrow q_{\text{dyn}}(z) = 911 \text{ N/m}^2$$

➤ Dans la paroi verticale:

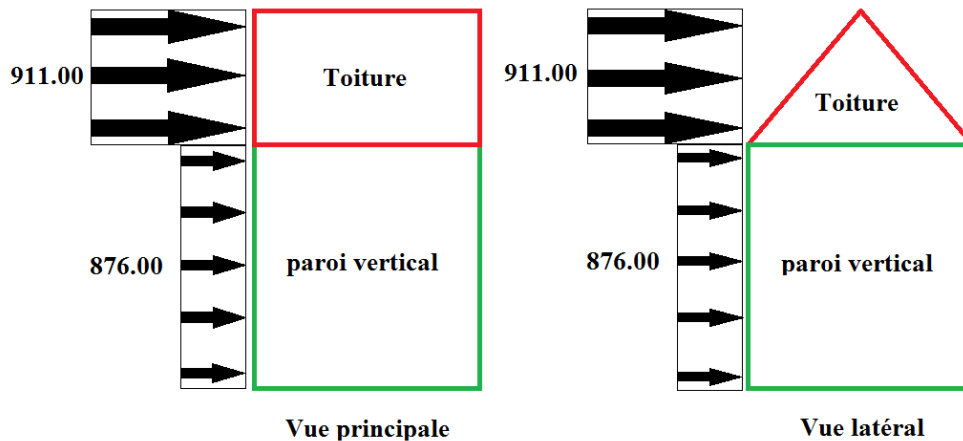
$$q_{\text{dyn}}(z) = 500 \times 1.752 = 876 \text{ N/m}^2$$

$$\rightarrow q_{\text{dyn}}(z) = 876 \text{ N/m}^2$$

Les valeurs de coefficient d'exposition et de la pression dynamique sont illustrées dans le tableau suivant :

	Z(m)	$C_e$	$q_{\text{dyn}}(\text{N/m}^2)$
Parois verticales	10.8	1.752	876
Toiture	12	1.822	911

Tableau II-2 Valeurs de  $C_e$  et  $q_{\text{dyn}}$ .



### II.3.2 Détermination de la pression nette $W(z_j)$

Dans notre structure on a une face de la paroi qui est intérieure à la construction et l'autre face qui est extérieure, donc on utilise la formule suivante :

$$W(z_j) = q_{\text{dyn}}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2]$$

Ou :

$W(z_j)$  : est la pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$  calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .

$C_{pe}$  : est le coefficient de pression extérieure.

$C_{pi}$  : est le coefficient de pression intérieure.

$C_d$  : est le coefficient dynamique de la construction.

### II.3.3 Détermination de coefficient de pression extérieure $C_{pe}$

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

Avec :

$b$  : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.

$d$  : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe1}$$

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

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(S)$$

$$1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe10}$$

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

Avec :

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

### II.3.4 Vent perpendiculaire au long pane

#### II.3.4.1 Parois verticales

Pour cette direction du vent (RNV A2013, Chapitre 5 Paragraphe 5.1.2 p80), on a :

$$b = 48 \text{ m}; \quad d = 24.748 \text{ m} \quad ; \quad h = 10.8 \text{ m}$$

$$e = \min [b, 2h] = 21.6 \text{ m} \rightarrow e = 21.6 \text{ m}$$

$e < d$  selon le règlement algérien neige et vent la structure doit être divisé de la manière suivante :

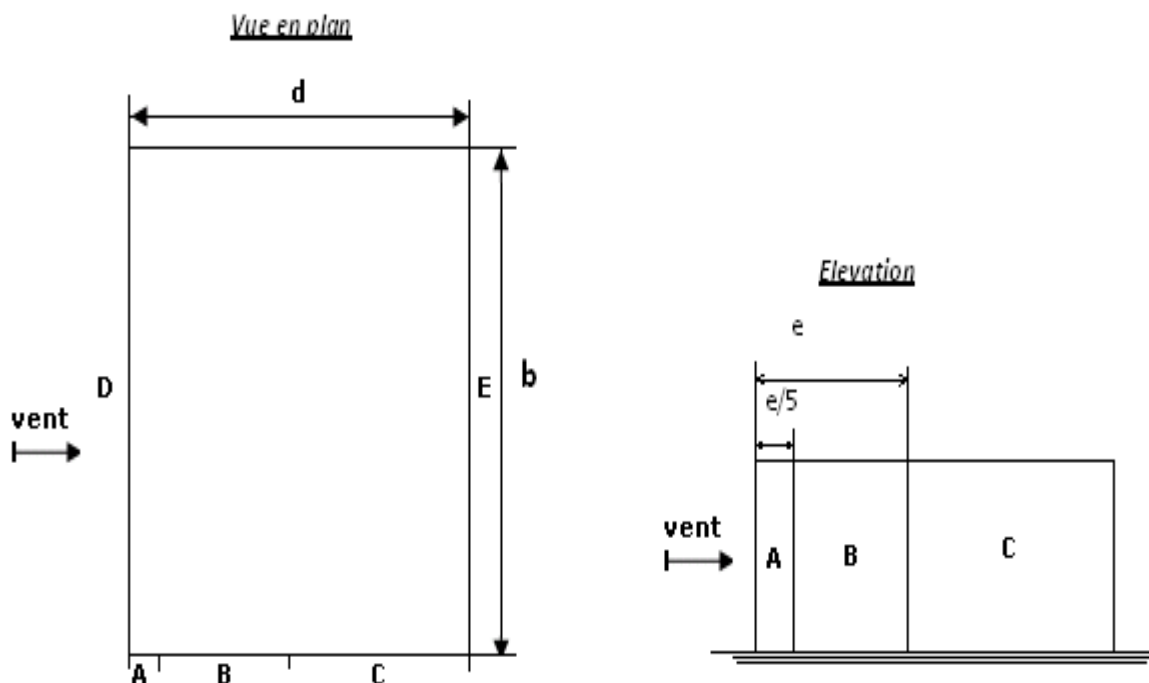


Figure II-1 Légende pour les parois verticales cas de vent v1

Tel que :

$$A = e/5 = 21.6/5 = 4.32\text{m}$$

$$A+B = e \rightarrow B = e - A = 21.6 - 4.32 = 17.28\text{m}$$

$$C = d - e = 24.748 - 17.28 = 7.468\text{m}$$

$$\text{et } D = E = 48\text{m}$$

**Détermination des surfaces**

$$I.1 \quad S_A = 10.8 \times 4.32 = 46.66\text{m}^2 \quad \rightarrow \quad S_A > 10\text{m}^2$$

$$I.2 \quad S_B = 10.8 \times 17.28 = 186.62\text{m}^2 \quad \rightarrow \quad S_B > 10\text{m}^2$$

$$I.3 \quad S_C = 10.8 \times 7.468 = 80.65\text{m}^2 \quad \rightarrow \quad S_C > 10\text{m}^2$$

$$I.4 \quad S_D = S_E = 10.8 \times 48 = 518.4\text{m}^2 \quad \rightarrow \quad S_{D,E} > 10\text{m}^2$$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à **10m<sup>2</sup>** donc la formule correspond à :

$$C_{pe} = C_{pe10}$$

Les zones de pression, les surfaces des parois et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur ce tableau (RNV A2013, tableau 5 .1):

Zones	A	B	C	D	E
Surfaces (m <sup>2</sup> )	46.66	186.62	80.65	518.4	518.4
Cpe	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II-3 Coefficient Cpe correspondant à chaque zone de parois vertical.

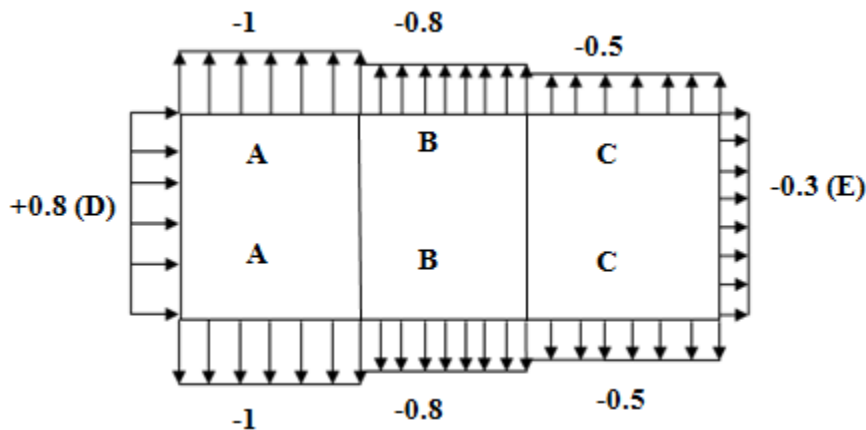


Figure II-2 Légende pour les parois verticales

**II.3.4.2 Toiture**

Notre structure a une toiture à deux versant dont l'angle  $\alpha = 5.54^\circ$ , pour la détermination de coefficient de pression on se réfère à la figure d'après le **RNV A2013, Paragraphe 5.1.3.**

Pour cette direction du vent on a :

$$B = 48\text{m} ; h = 12\text{m}.$$

Et  $e = \min [b, 2h] = 24\text{m} \rightarrow e = 24\text{m}.$

**Déterminations des surfaces**

$$S_F = e/4 \times e/10 = (24)^2/40 = 14.4\text{m}^2 \quad \rightarrow \quad S_F > 10 \text{ m}^2$$

$$S_G = (b - 2 \times e/4) \times e/10 = (48 - 2 \times 24/4) \times 24/10 = 86.4\text{m}^2 \quad \rightarrow \quad S_G > 10 \text{ m}^2$$

$$S_J = b \times e/10 = 48 \times 24/10 = 115.2\text{m}^2 \quad \rightarrow \quad S_J > 10 \text{ m}^2$$

$$S_H = S_I = 479.62\text{m}^2 \quad \rightarrow \quad S_H > 10 \text{ m}^2 ; \rightarrow \quad S_I > 10 \text{ m}^2$$

Donc toutes les surfaces sont supérieur à  $10\text{m}^2$ , la formule est :  $C_{pe} = C_{pe10}$

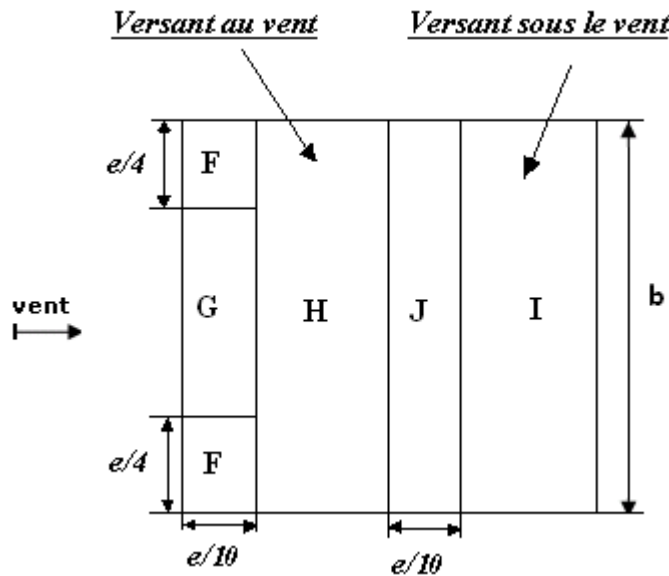


Figure II-3 Légende pour les toitures.

Les valeurs de pression  $C_{pe}$  s'obtient par l'interpolation linaire, voir **Tableau II-4**.

Pente $\alpha$	F			G	H	I	J
	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$
5°	-1.7	-2.5	/	-1.2	-0.6	-0.3	-0.3
5.54°	-1.6568	-2.473	-1.6568	-1.1784	-0.5838	-0.3054	-0.3378
15°	-0.9	-2	/	-0,8	-0.3	-0.4	-1

**Tableau II-4 Coefficients  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de toiture.**

✓ **Interpolation linéaire :**

La valeur de  $\alpha = 5.54^\circ$  n'existe pas dans le **Tab. 5.4 du RNVA2013**, les valeurs de  $C_{pe}$  s'obtient par interpolation linéaire entre les valeurs correspondantes à  $\alpha = 5^\circ$  et celles de  $\alpha = 15^\circ$ .

L'interpolation (l'interpolation linaire) se fait entre valeurs de même signe :

$$f(x) = f(x_1) - \left[ \frac{(x-x_1)}{(x_2-x_1)} \right] (f(x_1) - f(x_2))$$

Exemple :  $x = 5.54$  ;  $x_1 = 5$  ;  $x_2 = 15$  ;  $f(x_1) = -1.7$  ;  $f(x_2) = -0.9$

$$f(5.54) = -1.7 - \left[ \frac{(5.54-5)}{(15-5)} \right] (-1.7 + 0.9) = -1.6568$$

### II.3.5 Vent perpendiculaire au pignon

#### II.3.5.1 Parois verticales

Pour cette direction du vent on a :  $b = 24.748\text{m}$ ,  $d = 48\text{m}$ ,  $h = 10.8\text{m}$  et  $e = 21.6\text{m}$ .

Et on a :  $d > e$ .

Donc on utilise la légende de **Fig. II-4** :

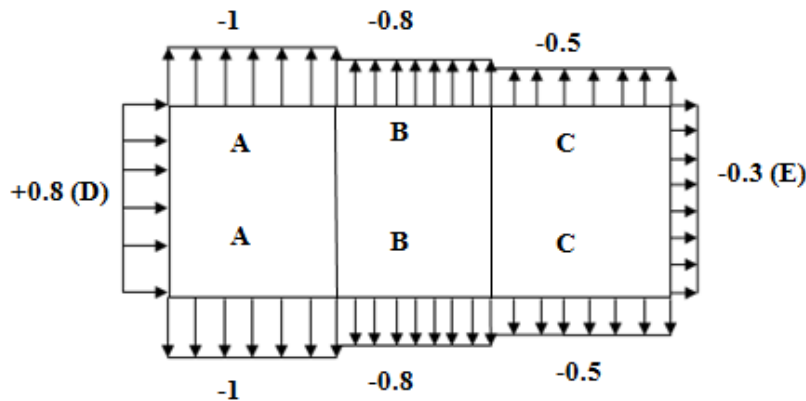


Figure II-4 Valeurs des  $C_{pe}$  pour les parois verticales.

**Détermination des surfaces**

$S_A = 10.8 \times 4.32 = 42.66m^2 \quad \rightarrow \quad S_A > 10m^2$

$S_B = 10.8 \times 17.28 = 186.624m^2 \quad \rightarrow \quad S_B > 10m^2$

$S_C = 10.8 \times 7.468 = 80.654m^2 \quad \rightarrow \quad S_C > 10m^2$

$S_D = S_E = 10.8 \times 48 = 518.4m^2 \quad \rightarrow \quad S_{D,E} > 10m^2$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieur à  $10m^2$  donc la formule est :

$C_{pe} = C_{pe10}$

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

Zones	A	B	C	D	E
Surfaces (m <sup>2</sup> )	42.66	186.62	80.65	518.4	518.4
Cpe	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II-5  $C_{pe}$  pour les parois verticales.

**II.3.5.2 Toiture**

Pour cette direction du vent on a :  $b = 24.748m$  ;  $h = 12m$  et  $e = 24m$ .

Donc on utilise la légende suivante : [R.N.V.A2013 p86]

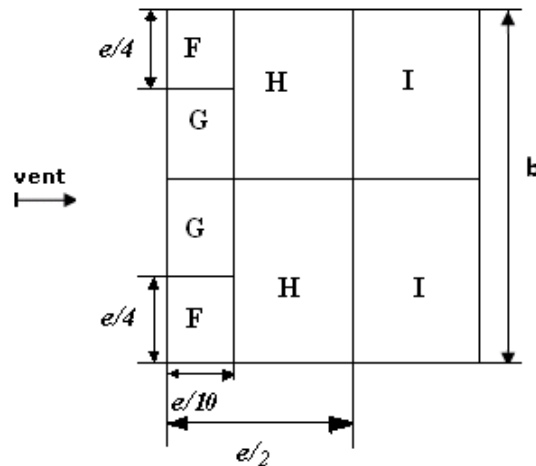


Figure II-5 Légende pour les toitures.

**Détermination des surfaces**

$$S_F = e/4 \times e/10 = (24)^2/40 = 14.4m^2 \quad \rightarrow \quad S_F > 10 m^2$$

$$S_G = [(b-2 \times e/4)/2] \times e/10 = [(24.748-2 \times 24/4)/2] \times 24/10 = 15.34m^2 \quad \rightarrow \quad S_G > 10 m^2$$

$$S_H = S_I = (b/2) \times (e/2 - e/10) = 118.79m^2 \quad \rightarrow \quad S_H > 10m^2$$

les surfaces sont supérieur à **10m<sup>2</sup>**, la formule est :  $C_{pe} = C_{pe10}$

Mais dans notre cas on a l'ongle de versant  $\alpha = 5.54^\circ$ , donc on doit faire une interpolation, et les résultats sont dans le tableau suivant :

Pente $\alpha$	F			G	H	I
	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$
5°	-1.6	-2.2	/	-1.3	-0.7	-0.5
5.54°	-1.5838	-2.1892	-1,5838	-1.3	-0.6784	-0.5
15°	-1.3	-2	/	-1.3	-0.3	-0.5

Tableau II-6  $C_{pe}$  pour la toiture.

**II.3.6 Détermination coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$**

Le coefficient de pression  $C_{pi}$  est on fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  qu'il est défini comme suit :

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



Et dans notre cas on a une structure symétrique au deux coté (long pan et pignon).

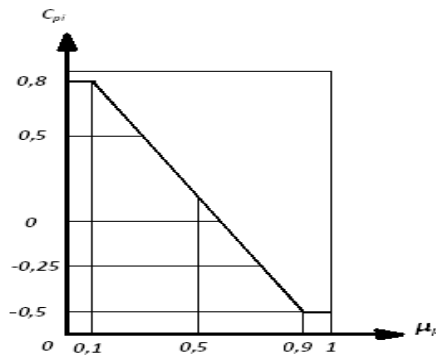
**II.3.6.1 Du coté de long pan :**

On à 2 cas :

**1<sup>er</sup> cas Toutes les ouvertures sont fermées:**

L'indice de perméabilité est :  $\mu_p = 0$

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieur **C<sub>pi</sub>** à l'aide de la **Fig. II.6** :



**Figure II-6 C<sub>pi</sub> pour les bâtiments sans cloisons intérieures.**

Et le **C<sub>pi</sub>** dans ce cas est :  $\mu_p = 0 \rightarrow C_{pi} = +0.8$

➤ **Détermination de la pression du vent q<sub>j</sub> :**

$$q_j = C_d \times W(z_j) = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

✓ **Parois verticales**

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Zones	C <sub>d</sub>	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub> -C <sub>pi</sub>	q <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
D	1	876	-1	+0.8	-1.8	-1576.8
A	1	876	-0.8	+0.8	-1.6	-1401.6
B	1	876	-0.5	+0.8	-1.3	-1138.8
C	1	876	0.8	+0.8	0	0
E	1	876	-0.3	+0.8	-1.1	-963.6

**Tableau II-7 Valeurs de la pression correspond à chaque zones de parois vertical avec C<sub>pi</sub>= +0.8**

✓ **Résultats de Toitures**

Zones	Cd	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	1	911	-1.6568	+0,8	-2.4568	-2238.145
G	1	911	-1.1748	+0.8	-1.9748	-1799.043
H	1	911	-0.5838	+0.8	-1.3838	-1260.641
I	1	911	-0.3054	+0.8	-1.1054	-1007.019
J	1	911	-0.3378	+0.8	-1.1378	-1036.536

Tableau II-8 Valeurs de pression correspondant à chaque zones de la toiture avec Cpi= +0.8

2<sup>ème</sup> cas un seul côté ouvert et l'autre fermée:

L'indice de perméabilité est :  $\mu_p = 0.7$

Et à l'aide de la Fig. II.7, on peut déterminer le coefficient Cpi est : Cpi = -0.2

➤ Détermination de la pression du vent  $q_j$

✓ Résultats de la Paroi verticale

Zones	Cd	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
A	1	876	-1	-0.2	-0.8	-700.8
B	1	876	-0.8	-0.2	-0.6	-525.6
C	1	876	-0.5	-0.2	-0.3	-262.8
D	1	876	0.8	-0.2	1	876
E	1	876	-0.3	-0.2	-0.1	-87.6

Tableau II-9 Les pressions  $q_j$  dans la paroi verticale.

✓ Résultats de Toiture

Zones	Cd	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	1	911	-1.8479	-0.2	-1.6479	-1501.24
G	1	911	-1.1732	-0.2	-0.9732	-886.58
H	1	911	-0.5799	-0.2	-0.3799	-346.09
I	1	911	-0.3067	-0.2	-0.1067	-97.203
J	1	911	-0.3469	-0.2	-0.1469	-133.83

Tableau II-10 Les pressions  $q_j$  dans la toiture.

II.3.6.2 Du coté de pignon:

On à 2 cas :

**1<sup>ier</sup> cas Toutes les ouvertures sont fermées:**

L'indice de perméabilité est :  $\mu_p = 0$

Et à l'aide de la **Fig. II.7**, on peut déterminer le coefficient  $C_{pi}$  est :  $C_{pi} = 0.8$

**➤ Détermination de la pression du vent  $q_j$** **Résultats des Parois verticales**

Zones	Cd	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
A	1	876	-1	0.8	-1.8	-1576.8
B	1	876	-0.8	0.8	-1.6	-1401.6
C	1	876	-0.5	0.8	-1.3	-1138.8
D	1	876	0.8	0.8	0	0
E	1	876	-0.3	0.8	-1.1	-963.6

**Tableau II-11 Les pressions  $q_j$  dans la paroi verticale.**

**Résultats de Toiture**

Zones	Cd	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	1	911	-1.7406	0.8	-2.5406	-2314.49
G	1	911	-1.3	0.8	-2.1	-1913.1
H	1	911	-0.6550	0.8	-1.455	-1325.5
I	1	911	-0.5	0.8	-1.3	-1184.3

**Tableau II-12 Les pressions  $q_j$  dans la toiture.**

**2<sup>ème</sup> cas un seul côté ouvert et l'autre fermée:**

L'indice de perméabilité est :  $\mu_p = 0.8$

Et à l'aide de la **Fig. II.7**, on peut déterminer le coefficient  $C_{pi}$  est :  $C_{pi} = -0.34$

**➤ Détermination de la pression du vent  $q_j$**

## ✓ Résultats de Paroi verticale

Zones	Cd	$q_{\text{dyn}}$ (N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
A	1	876	-1	-0.34	-0.66	-578.16
B	1	876	-0.8	-0.34	-0.46	-402.96
C	1	876	-0.5	-0.34	-0.16	-140.16
D	1	876	0.8	-0.34	1.14	998.64
E	1	876	-0.3	-0.34	0.04	35.04

Tableau II-13 Les pressions  $q_j$  dans la paroi verticale.

## ✓ Résultats de Toiture

Zones	Cd	$q_{\text{dyn}}$ (N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	1	911	-1.7406	-0.34	-1.4006	-1275.95
G	1	911	-1.3	-0.34	-0.96	-874.56
H	1	911	-0.6550	-0.34	-0.315	-286.965
I	1	911	-0.5	-0.34	-0.16	-145.76

Tableau II-14 Les pressions  $q_j$  dans la toiture.

## II.3.7 Neige sur la toiture

Dans notre projet on a une toiture à deux versants avec une faible pente et qui est la même dans les deux côtés, on a :

L'angle de versant  $\alpha = 5.54^\circ$  :  $0 \leq 5.54^\circ \leq 30^\circ$

Donc le coefficient de forme :  $\mu = 0.8$

Alors la charge de neige est :  $S = 0.8 \times 0.532 = 0.4256 \text{ KN/m}^2$ .  $\rightarrow S = 42.56 \text{ daN/m}^2$ .

## II.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnements des éléments de la structure (panne, poteau,...)

Chapitre III:  
Etude des éléments  
Secondaires

### III.1 Définition

Les pannes sont des éléments qui ont pour fonction de supporter la couverture, sont disposées parallèlement à la ligne de faîtage, dans les plans des versants. Elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation et des charges climatiques.

### III.2 Principe de calcul

Les charges permanentes et la charge de la neige sont appliquées dans le sens de la gravitation. Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).

On prend la combinaison la plus défavorable.

#### III.2.1 Données de calcul

Dans notre structure on a un seul type de pannes à étudier :

- pannes de **6m** de portée réalisée en profilé (**I**)
- L'espacement entre les pannes est de **1.491m**.
- Toiture à traverse avec une pente de calcul de **5.54°**
- Les pannes sont en acier **S235**

$$\rightarrow f_y = 23.5 \text{ daN/mm}^2.$$

$$\rightarrow E = 21000 \text{ daN/mm}^2.$$

#### III.2.2 Evaluation des charges

Pour bien évaluer les charges, on va d'abord déterminer la section de profilé :

##### III.2.2.1 Surcharge climatique due au vent (soulèvement)

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade principale perpendiculaire au versant (**Tableau II-8**) et dont  $C_{pi} = +0.8$  chargée en zone **F**:

$$q_j = -2238.145 \text{ N/m}^2 \text{ (vent de soulèvement)}$$

$$\text{D'où: } W_s = q_j \times e = -2238.145 \times 1.491 = -3337.074 \text{ N/m} \rightarrow W_s = -333.7 \text{ daN/m}$$

Avec  $e$  : espacement entre les pannes  $e = 1.491\text{m}$

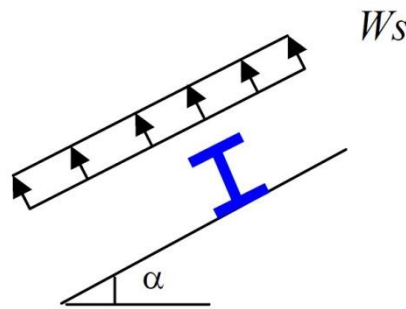


Figure III-1 Schéma statique des surcharges climatique du vent V sur les pannes.

**III.2.2.2 Surcharge de la neige (S)**

Charge de la neige :  $S = 42.56 \text{ daN/m}^2$ .

D'où, on fait la projection sur la toiture (Fig. III.2):

Neige normal:  $S_e = S \times \cos\alpha = 42.56 \times \cos 5.54^\circ = 42.361 \rightarrow S_e = 42.361 \text{ daN/m}^2$ .

Neige extreme:  $S_n = (S \times \cos\alpha) \times e = 42.361 \times 1.491 = 63.160 \rightarrow S_n = 63.160 \text{ daN/m}^2$ .

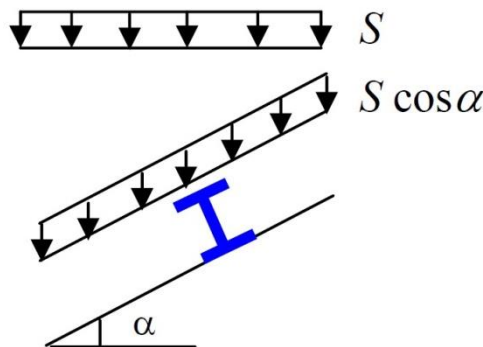


Figure III-2 Schéma statique des surcharges climatique de la neige sur les pannes.

**III.2.2.3 Surcharge d'entretien (P):**

Dans le cas des toitures inaccessibles en considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égales aux poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

La charge uniformément répartie  $P_{eq}$  due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à  $P_{eq}$  et aux charges ponctuelles P, (Fig. III.3) :

$$M_{\max} = P \times \frac{1}{3} = p_{eq} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6} = 44.44 \text{ daN/m}$$

$$P_{eq} = 44.44 \text{ daN/m.}$$

$$M_{max} = P_{eq} \times \frac{l^2}{8} = 44.44 \times \frac{6^2}{8} = 200 \text{ daN/m}$$

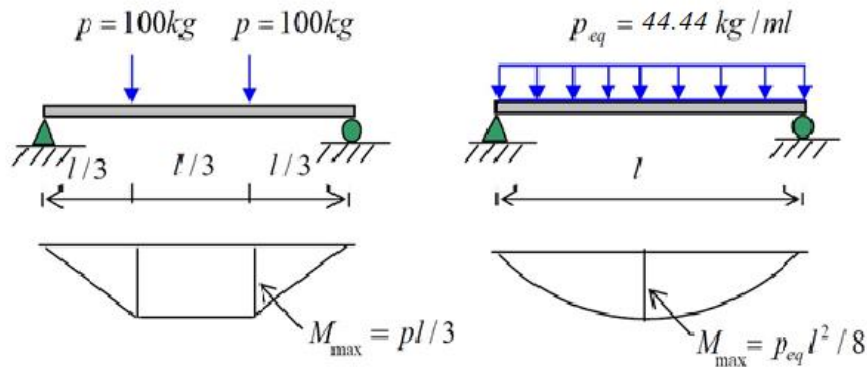


Figure III-3 Schéma statique de la poutre équivalente.

**III.2.2.4 Les charges permanentes (sauf Profile)**

Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)..... 14 daN/m<sup>2</sup>.

Poids propre d'accessoires d'attache ..... 8 daN/m<sup>2</sup>.

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

$$G_p = [(P_{couverture} + P_{accessoire}) \times (e)] + P_{panne}$$

$$G_p = [(14 + 8) \times (1.491)] + 10.4 = 0.432 \text{ daN/m.}$$

**III.2.3 Combinaison des charges les plus défavorables :**

- **Les charges et surcharges appliquée :**

$$G = 43.202 \text{ daN/m} = 0.432 \text{ KN/m.}$$

$$P = 44.44 \text{ daN/m} = 0.444 \text{ KN/m.}$$

$$W = -333.707 \text{ daN/m} = -3.337 \text{ KN/m.}$$

$$S = 63.16 \text{ daN/m} = 0.632 \text{ KN/m.}$$



**III.2.3.1 Décompositions des charges :**

On prend les combinaisons les plus défavorables:

Suivant l'axe Z-Z :

$$G_{ZZ} = G \cos \alpha = 0.4320 \times \cos 5.54^\circ = 0.43 \text{ KN/m.}$$

$$P_{ZZ} = P \cos \alpha = 0.444 \times \cos 5.54^\circ = 0.442 \text{ KN/m.}$$

$$W_{ZZ} = W = -3.337 \text{ KN/m.}$$

$$S_{ZZ} = S \cos \alpha = 0.63.16 \times \cos 5.54^\circ = 0.628 \text{ KN/m.}$$

Suivant l'axe Y-Y :

$$G_{YY} = G \sin \alpha = 0.432 \times \sin 5.54^\circ = 0.042 \text{ KN/m.}$$

$$P_{YY} = P \sin \alpha = 0.444 \times \sin 5.54^\circ = 0.043 \text{ KN/m.}$$

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

$$S_{YY} = S \sin \alpha = 0.631 \times \sin 5.54^\circ = 0.061 \text{ KN/m.}$$

**III.2.3.2 Combinaison des charges :**

➤ l'E.L.U

❖ Axe y-y :

$$1.35G_{yy} + 1.5 W_{s, yy} = (1.35 \times 0.042) + 0 = 0.057 \text{ KN/m.}$$

$$1.35 G_{yy} + 1.5 S_{n, yy} = (1.35 \times 0.042) + (1.5 \times 0.061) = 0.148 \text{ KN/m.}$$

$$1.35 G_{yy} + 1.5 P_{n, yy} = (1.35 \times 0.042) + (1.5 \times 0.043) = 0.121 \text{ KN/m.}$$

► La plus défavorable est : **Tu = 0.148 KN/m.**

❖ Axe z-z :

$$G_{ZZ} + 1.5 W_{s, ZZ} = 0.43 + (1.5 \times -3.337) = -4.575 \text{ KN/m.}$$

$$1.35 G_{ZZ} + 1.5 S_{n, ZZ} = (1.35 \times 0.43) + (1.5 \times 0.628) = 1.522 \text{ KN/m.}$$

$$1.35 G_{ZZ} + 1.5 P_{n, ZZ} = (1.35 \times 0.43) + (1.5 \times 0.442) = 1.243 \text{ KN/m.}$$

► La plus défavorable est : **Fu = -4.575 KN/m.**

➤ l'E.L.S

❖ Axe y-y :

$$G_{yy} + W_{s,yy} = 0.042 + 0 = 0.042 \text{ KN/m.}$$

$$G_{yy} + S_{yy} = 0.042 + 0.061 = 0.103 \text{ KN/m.}$$

$$G_{yy} + P_{n,yy} = 0.042 + 0.043 = 0.085 \text{ KN/m.}$$

► La plus défavorable est : **Ts = 0.103 KN/m.**

❖ **Axe z-z :**

$$G_{zz} + W_s = 0.43 - 3.337 = -2.907 \text{ KN/m.}$$

$$G_{zz} + S_{n,zz} = 0.43 + 0.628 = 1.058 \text{ KN/m.}$$

$$G_{zz} + P_{n,zz} = 0.43 + 0.442 = 0.872 \text{ KN/m.}$$

► La plus défavorable est : **Fs = -2.907 KN/m**

### III.2.3.3 Principe de pré dimensionnement :

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

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de flèche (l'ELS).
- Condition de résistance (l'ELU).

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

### III.2.3.4 Vérification de la flèche (ELS)

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

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

$$f_z = \frac{5.F.l^4}{384.E.I_y} \leq \frac{l}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times F \times l^3}{384.E} = \frac{1000 \times 2.907 \times 600^3}{384 \times 21000} = 778.661 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne  $I_y \geq 778.661 \text{ cm}^4$  donc on opte pour un **IPE160**

Ces caractéristiques sont :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	H mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE160</b>	15.8	20.1	160	82	7.4	5	127.2	869.3	68.31	123.9	26.10	6.58	1.84

**Poids propre réel :**

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

$$G = (14 + 8) \times 1.491 + 15.8 = 0.486 \text{ KN/m}$$

$$G = 0.486 \text{ KN/m}$$

$$G_Z = 0.486 \times \cos 5.54^\circ = 0.483 \text{ KN/m}$$

$$G_Y = 0.486 \times \sin 5.54^\circ = 0.047 \text{ KN/m}$$

Les combinaisons les plus défavorables :

**A L'ELU:**

$$\rightarrow T_u = 0.155 \text{ KN/m.}$$

$$\rightarrow F_u = -4.522 \text{ KN/m.}$$

**A L'ELS:**

$$\rightarrow T_s = 0.108 \text{ KN/m.}$$

$$\rightarrow F_s = -2.854 \text{ KN/m.}$$

**III.2.3.5 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : ..... [EC03Art 5.4.8.1]

$$\left[ \frac{M_{y,Sd}}{M_{pl,yRd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Sd}}{M_{pl,zRd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec :  $\alpha = 2, \beta = 1$  ..... pour les profilés laminés à chaud en I.

**Moment de calcul par rapport à y-y, (Fig. III-4 gauche) :**

$$M_{y,Sd} = \frac{F_u \times (l)^2}{8} = \frac{-4.522 \times (6)^2}{8} = -20.349 \text{ KN.m (Due au soulèvement du vent)}$$

$$\rightarrow M_{y,Sd} = -20.349 \text{ KN.m}$$

Et Moment de calcul par rapport à z-z, (Fig. III.4 droite) sans appui intermédiaire :

$$M_{z,Sd} = \frac{T_u \times (l/2)^2}{8} = \frac{0.155 \times (6/2)^2}{8} = 0.174 \text{ KN.m (liernes non considérées).}$$

$$\rightarrow M_{z,Sd} = 0.174 \text{ KN.m}$$

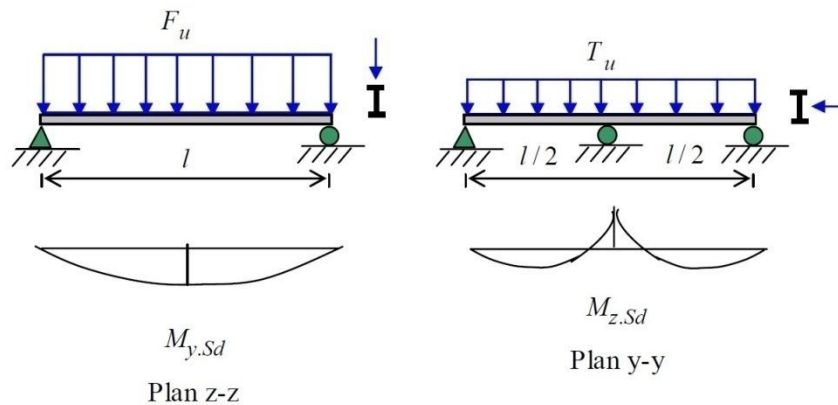


Figure III-4 Flexion bi-axiale des pannes en présence de liernes.

Et pour déterminer  $\gamma_{M0}$  on doit déterminer la classe du profilé.

➤ **Détermination de la classe de profile**

- **Âme** :  $\frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 72\varepsilon = 72$

→ **Âme de classe 1**

Et :  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \rightarrow \varepsilon = 1$

- **Semelle** :  $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{41}{7.4} = 5.540 \leq 10\varepsilon = 10$

→ **Semelle de classe 1**

Donc la section est de **classe 1** →  $\gamma_{M0} = 1$

$$M_{pl,yRd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123.9 \times 23.5}{1} = 29.116 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{pl,yRd} = 29.116 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,zRd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.10 \times 23.5}{1} = 6.133 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{pl,zRd} = 6.133 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[ \frac{-20.349}{29.116} \right]^2 + \left[ \frac{0.174}{6.133} \right]^1 = 0.517 < 1$$

Donc la condition de flexion bi-axiale est vérifiée

**III.2.3.6 Vérification de la flèche (ELS)**

$$f_y = \frac{5 \cdot T \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 0.108 \times (6/2)^4}{384 \times 21000 \times 68.3} = 0.079 \text{ cm}$$

$$f_y = 0.079 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

→ La condition de la flèche  $f_y$  est vérifiée.

$$f_z = \frac{5 \cdot F \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{5 \times 2.854 \times 6^4}{384 \times 21000 \times 869} = 2.639 \text{ cm}$$

$$f_z = 2.639 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

→ la condition de la flèche  $f_z$  est vérifiée.

$$f_{\max} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{(0.079)^2 + (2.639)^2} = 2.640 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

→ Donc la condition de la flèche est vérifiée.

**III.2.3.7 Vérification au l'effort tranchant (cisaillement)**

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{Sd,max} \leq V_{pl,Rd} \dots\dots\dots [EC3 Art 5.4.6]$$

$$V_{Sd} = \frac{T \cdot u \cdot l}{2}$$

Avec :

$$\begin{cases} V_{Sd,y} = \frac{T \cdot (l/2)}{2} = \frac{0.108 \times 3}{2} = 0.162 \text{ KN} \\ V_{Sd,z} = \frac{F \cdot l}{2} = \frac{2.854 \times 6}{2} = 8.562 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow V_{Sd,max} = 8.562 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$

Et  $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times tf$

$$A_v = 2010 - 2 \times 82 \times 7.4 + (5 + 2 \times 9) \times 7.4 = 626.2 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_v = 626.2 \text{ mm}^2$$

Avec :

$V_{pl,Rd}$  : Effort tranchant résistant de la section.

$A_v$  : Aire de cisaillement.

**donc** 
$$V_{pl,Rd} = 626.2 \times \frac{23,5}{1 \times \sqrt{3}} = 8496.113 \text{ daN} \rightarrow 84.961 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_{pl,Rd} = 84.961 \text{ KN}$$

Donc la condition sera :  $V_{Sd, \max} = 8.562 \text{ KN} < V_{pl, Rd} = 84.961 \text{ KN}$

→ **Donc la condition de l'effort tranchant est vérifiée.**

### III.2.3.8 Vérification de l'instabilité au déversement

La vérification à faire est :

$$M_{Sd, \max} \leq M_{b, Rd} \dots\dots\dots [\text{EC3 Art 5.5.2}]$$

$$M_{Sd, \max} = M_{y, Sd} = -20.349 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow q_{\max} = 8 \times (20.349) / (6)^2 = 4.522 \text{ KN/m}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :  $\beta_w=1$  → Section de classe 1

Et :  $\gamma_{M1}=1,1$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} \quad ; \quad \varphi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\chi_{LT}$  : coefficient de réduction en fonction de  $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} : \text{L'élanement de déversement} \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl,y}}{M_{cr}}}$$

$M_{cr}$  : le moment critique élastique de déversement. **F.2, Art F.1.2 EC03**

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{1/2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}$$

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)}E = 0.4E \quad I_t = 2.45 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_w = 1.98 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

G : module d'élasticité transversale

$\nu = 0.3$  : coefficient de poisson

E = 210000 MPa : module d'élasticité longitudinal.

$I_t$  : moment d'inertie de torsion.

$I_w$  : moment d'inertie de gauchissement.

$I_z$  : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

K et  $K_w$  : les facteurs de longueur effective avec :

K = 1 appui simple ..... (Tableau F.1.2 EC03).

$K_w = 1$  (pas d'encastrement aux extrémités).

$C_1, C_2, C_3$ : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement (**K = 1**).

$C_1 = 1.132 \quad C_2 = 0.459 \quad C_3 = 0.525$  ..... (Tableau F.1.2 EC03).

L = longueur de maintien latéral L= 6 m.

$Z_g = Z_a - Z_s = 7 \text{ cm}$ .

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 68.3}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \frac{0.198}{68.3} + \frac{(1 \times 6)^2 \times 0.4 \times 2.45}{3.14^2 \times 68.3} \right. \right. \\ \left. \left. + (0.459 \times (-0.07) - 0)^2 \right]^{1/2} - (0.459 \times (-0.07) - 0) \right\}$$

**$M_{cr} = 11.981 \text{ KN.m}$**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123.9 \times 10^{-6} \times 235}{11.981 \times 10^{-3}}} = 1.520$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.520 > 0.4$  Donc il y a risque de déversement

Et  $\alpha_{LT} = 0.21 \rightarrow$  pour les profilés laminés

On tire  $\chi_{LT}$  à partir du Courbe (a)  $\rightarrow \chi_{LT}$  **tableau 5.5.2 de L'EC03 :**

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.520$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.520 - 0.2) + 1.520^2] = 1.794$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.794 + (1.794^2 - 1.520^2)^{0.5}}$$

$$M_{y, sd} = -20.349 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{b,Rd} = 0.364 \times 1 \times \frac{123.9 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 9.634 \text{ kN.m}$$

$$M_{y, Sd} = -20.349 \text{ KN.m} > M_{b,Rd} = 9.634 \text{ kN.m}$$

⇒ **Non vérifiée.**

L = longueur de maintien latéral = la distance entre le lierne et le portique =  $l/2 = 3 \text{ m}$ .

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 68.3}{(1 \times 3)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \frac{0.198}{68.3} + \frac{(3)^2 \times 0.4 \times 2.45}{3.14^2 \times 68.3} \right. \right. \\ \left. \left. + (0.459 \times (-0.07) - 0)^2 \right]^{1/2} - (0.459 \times (-0.07) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 28.81 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123.9 \times 10^{-6} \times 235}{28.81 \times 10^{-3}}} = 1.011$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.011 > 0,4 \text{ Donc il y a risque de déversement}$$

$$\text{Et } \alpha_{LT} = 0.21 \rightarrow \text{pour les profilés laminés}$$

On tire  $\chi_{LT}$  à partir du Courbe (a) →  $\chi_{LT}$  (**tableau 5.5.2 de L'EC03**) :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.011$$

$$\varphi_{LT} = 1.096$$

$$\chi_{LT} = 0.658$$

$$M_{y, Sd} = -20.349 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 0.658 \times 1 \times \frac{123.9 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 17.417 \text{ KN.m}$$

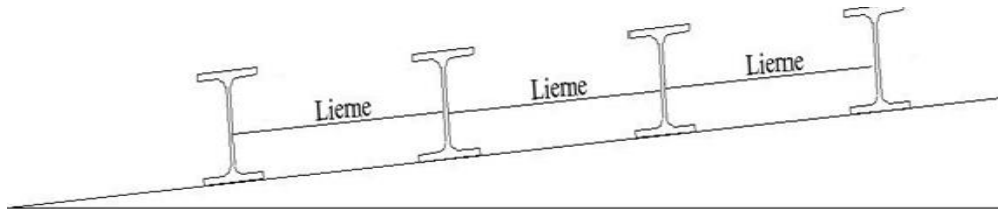
$$M_{y, Sd} = 20.394 \text{ KN.m} > M_{b,Rd} = 17.417 \text{ KN.m}$$

⇒ **Donc la condition vérifiée.**



**III.3 Calcul des liernes :**

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



**Figure III-5 Coupe transversale des liernes.**

**III.3.1 Effort de traction**

➤ **Calcul de la réaction R**

On a la charge non pondérée qui est suivant y-y'

$T_s = 0.108 \text{ KN/m}$

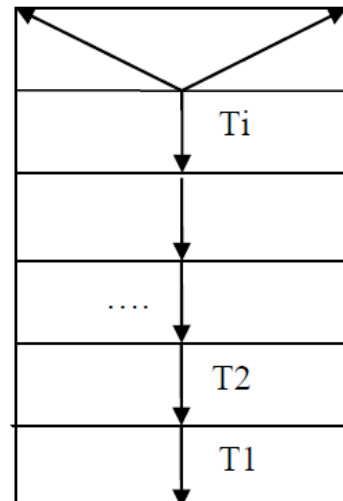
$$R = 1.25 \frac{T \cdot l}{2} = 1.25 \times \frac{0.108 \times 6}{2} = 0.405 \text{ KN/m}$$

→  $R = 0.405 \text{ KN/m}$

➤ **Calcul les Effort de traction  $T_i$**

Et pour tous les efforts de traction dans chaque tronçon de lierne

$L_i$  suivant :



**Lierne N°1 :**  $T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0.405}{2} = 0.2025 \text{ KN}$

**Lierne N°2 :**  $T_2 = T_1 + R = 0.6075 \text{ KN}$

**Lierne N°3 :**  $T_3 = T_2 + R = 1.0125 \text{ KN}$

**Lierne N°4 :**  $T_4 = T_3 + R = 1.4175 \text{ KN}$

**Lierne N°5 :**  $T_5 = T_4 + R = 1.8225 \text{ KN}$

**Lierne N°6 :**  $T_6 = T_5 + R = 2.2275 \text{ KN}$

**Lierne N°7 :**  $T_7 = T_6 + R = 2.6325 \text{ KN}$

**Lierne N°8 :**  $T_8 = T_7 + R = 3.0375 \text{ KN}$

**Lierne N°9 :**  $T_9 = T_8 + R = 3.4425 \text{ KN}$

$$\text{Lierne N°10 : } T_{10} = T_9 + R = 3.8475 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne N°11 : } T_{11} = T_{10} + R = 4.2525 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne N°12 : } T_{12} = T_{11} + R = 4.6575 \text{ KN}$$

### III.3.2 Déterminer de diamètre du rond

$$A \geq \frac{T_{\max}}{f_y} = \frac{457.5}{23.5} = 20.23 \text{ mm}^2 \rightarrow A \geq 20.23 \text{ mm}^2$$

$$\text{Et : } D \geq \sqrt{\frac{4.A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 20.23}{\pi}} = 5 \text{ mm} \rightarrow D \geq 5 \text{ mm}$$

Donc il faut prendre un rond de **D = 5 mm**.

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

## III.4 Calcul des pannes :

### III.4.1 Calcul de l'échantignolle

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

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

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

$$\text{Pour un IPE160} \Rightarrow \begin{cases} b = 8.2 \text{ cm} \\ h = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

$$8.2 \text{ cm} \leq t \leq 12.3 \text{ cm}$$

Soit  $t = 11 \text{ cm}$ .

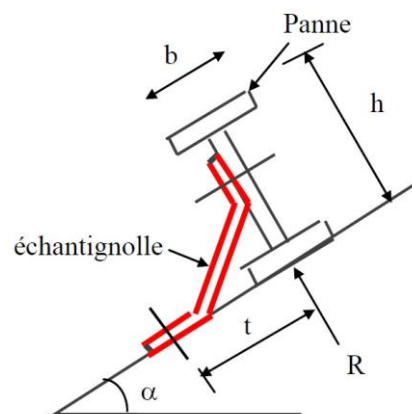


Figure III-6 Échantignolle.

Principe de dimensionnement

Suivant y-y :

$$Q_y = 1.35G \sin 5.54^\circ + 1.5W_s$$

$$Q_y = 1.35(0.432) \sin 5.54^\circ + 1.5 (0)$$

$$Q_y = 0.056 \text{ KN/m.}$$

$$Q_z = G \cos 5.54^\circ - 1.5W_s$$

$$Q_z = (0.432) \cos 5.54^\circ - 1.5 (3.337)$$

$$Q_z = -4.575 \text{ KN/m.}$$

$$R_y = 0.375 \times Q_y \frac{L}{2} = 0.375 \times \frac{0.056 \times 6}{2} = 0.063 \text{ KN}$$

$$R_z = Q_z \times \frac{L}{2} = -4.575 \times \frac{6}{2} = 13.725 \text{ KN}$$

### III.4.2 Moment de renversement

$$M_r = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} \rightarrow M_r = 13.725 \times 0.11 + 0.063 \times 0.8 = 1.56 \text{ KN.m}$$

### III.4.3 Dimensionnement de l'échantignolle :

$M_{\text{pliage}}$  : est le moment résistant au pliage de l'échantignolle.

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

$$M_{\text{pliage}} = \frac{w_{\text{ely}} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} > M_r \Rightarrow w_{\text{ely}} \geq \frac{M_r \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

Donc :  $w_{\text{ely}} \geq \frac{1.56 \times 1}{23.5} = 6.638 \text{ cm}^3$

### III.4.4 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

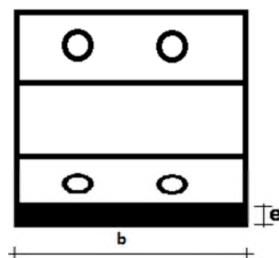


Figure III-7 Dimensions de l'échantignolle

Pour une section rectangulaire :

$$w_{ely} = \frac{b \times e^2}{6} \Rightarrow e = \sqrt{\frac{6.638 \times 6}{200}} = 14.111 \text{ mm} \approx 14\text{mm}$$

On adopte pour l'attache des pannes un échantignolle d'épaisseur  $e = 14\text{mm}$  et de longueur  $b = 200\text{mm}$  avec des boulons  $\varnothing = 8\text{mm}$ .

### III.5 Calcul des lisses de bardage :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE ; UAP) ou des profils minces formés à froid, disposées horizontalement, qui transmettent les efforts due au vent directement aux potelets, et supporte le poids du bardage.

L'entraxe des lisses est déterminé par la portée admissible de l'abaque de bardage, pour notre cas on travaille avec des panneaux sandwich.

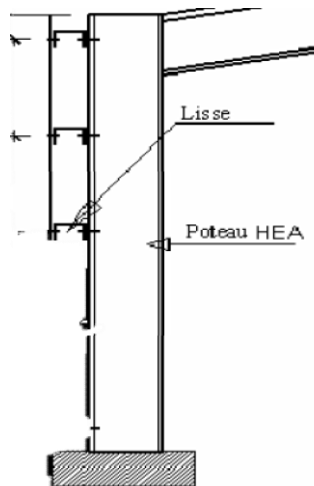


Figure III.10: Coupe transversal de la lisse de bardage.

#### III.5.1 Détermination des charges et surcharges

##### a) Les charges permanentes (sauf Profile)

Poids propre de bardage (panneaux sandwichs)..... 14 kg /m<sup>2</sup>

Poids propre d'accessoires d'attache ..... 8 kg / m<sup>2</sup>

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

$e$  : espacement entre les pannes  $e = 1.491 \text{ m}$

$$G = (14 + 8) \times 1.491 = 0.328 \text{ KN/m}$$

**b) Surcharge climatique due au vent**

On calcul les pannes avec la valeur max obtenue lors de l'étude au vent

$$W_s = -1.5768 \times 1.491 = -2.351 \text{ KN/m}^2$$

**III.5.2 Combinaisons d'actions**

❖ **ELU**

$$q_y = 1.35 \times G = 1.35 \times 0.328 = 0.443 \text{ KN/m}$$

$$q_z = 1.5 \times W_s = 1.5 \times (-2.351) = -3.526 \text{ KN/m}$$

❖ **ELS**

$$q_y = G = 0.328 \text{ KN/m}$$

$$q_z = W_s = -2.351 \text{ KN/m}$$

**III.5.3 Pré-dimensionnement**

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

$$f = \frac{5}{384} \frac{W_s \cdot l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3$$

Suivant l'axe z-z :

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{W_s \cdot l^4}{E} = \frac{5 \times 2.351 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} = 629.732 \text{ cm}^4$$

On choisit **UAP 150**.

Ses caractéristiques sont :

	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
Profil	P	A	H	b	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	d	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>ply</sub>	W <sub>plz</sub>	i <sub>y</sub>	i <sub>z</sub>
	Kg/m	cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm
<b>UAP 150</b>	17.93	22.84	150	65	10.3	7	109	796.1	93.25	125.27	38.91	5.9	2.02

Le poids propre réel G :

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

$$G = [(14 + 8) \times (1.491)] + 17.9 = 50.732 \text{ daN/m}$$

### III.6 Dimensionnement des lisses

#### III.6.1 Les combinaisons de calcul

$$q_y = 1.35 \times G = 1.35 \times 0.507 = 0.663 \text{ KN/m}$$

$$q_z = 1.5 \times W_s = 1.5 \times (-2.351) = -3.526 \text{ KN/m}$$

#### III.6.2 Détermination des sollicitations

$$M_y = \frac{q_z \cdot (l)^2}{8} = \frac{3.526 \times (6)^2}{8} = 15.867 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{q_y \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{0.663 \times (3)^2}{8} = 0.746 \text{ KN.m}$$

$$\text{UAP 150: } W_{y,pl} = 125.27 \text{ cm}^3, W_{z,pl} = 38.91 \text{ cm}^3$$

#### III.6.3 Vérification de la résistance des lisses

##### III.6.3.1 Condition de résistance :

$$\text{La condition à vérifier est : } \left[ \frac{M_y}{M_{pl,y}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z}{M_{pl,z}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{EC03Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec :  $\alpha = 2, \beta = 1$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{125.27 \times 23,5}{1} = 29.438 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{38.91 \times 23,5}{1} = 9.144 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous le vent : } \left[ \frac{15.867}{29.438} \right]^2 + \left[ \frac{0.746}{9.144} \right]^1 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

#### III.6.4 Vérification au cisaillement

$$V_z < V_{pl,z}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$\begin{aligned} A_v &= A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f = 2284 - 2 \times 65 \times 10.3 + (7 + 2 \times 10) \times 10.3 \\ &= 1223.1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$V_z = \frac{q_z \cdot l}{2} = \frac{3.526 \times 6}{2} = 10.578 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{1223.1 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 16.595 \text{ KN}$$

$$V_z = 10.578 \text{ KN} < V_{pl,z} = 16.595 \text{ KN}$$

L'effort tranchant est vérifié.

### III.6.5 Vérification au déversement

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

#### Sous le vent de dépression

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L}{i_z} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{2474.8}{20.2}}{1.132^{0.5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{2474.8}{\frac{150}{10.3}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 78.892$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5} \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{78.892}{93.9} \right) \times [1]^{0.5} = 0.846$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.846 > 0.4 \rightarrow \text{Il y a risque de déversement}$$

A partir de la courbe de flambement a ;  $\alpha = 0.21$  (Tableau 3).

$$\chi_{LT} = 0.768$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.768 \times 1 \times 125.27 \times 23,5}{1.1} = 20.553 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,zRd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{38.91 \times 23,5}{1.1} = 9.144 \text{ KN.m}$$

La formule de vérification est la suivante :  $\left[ \frac{M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z,Sd}}{M_{pl,zRd}} \right] \leq 1$

$$\left[ \frac{15.867}{20.533} \right] + \left[ \frac{0.746}{9.144} \right] = 0.854 \leq 1 \quad \text{Vérifier.}$$

## III.6.6 Vérification à la flèche

## a) Vérifier la flèche selon z-z

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{W_s \cdot l^4}{EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{2.351 \times 600^4 \times 10^{-1}}{796.1 \times 2.1 \times 10^5} = 2.373 \text{ cm} < \frac{600}{200} = 3 \quad \text{Vérifie.}$$

## b) Vérifier la flèche selon y-y

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{G_y \cdot l^4}{EI_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ (Sans liernes)}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0.663 \times 10^{-1} \times 600^4}{93.25 \times 2.1 \times 10^5} = 5.713 \text{ cm} > 3 \quad \text{Non vérifie.}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{G_y \cdot (l/2)^4}{EI_z} \leq f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1.5 \quad \text{(avec des liernes)}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0.663 \times 10^{-1} \times 300^4}{93.25 \times 2.1 \times 10^5} = 0.357 \text{ cm} < 1.5 \quad \text{Vérifie.}$$

**Conclusion** : on choisit pour toutes les lisses un UAP150.



### III.7 Les potelets

Ce sont des éléments secondaires souvent des profilés en I ou H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée des lisses supportant le bardage isolants. Ils sont sollicités en flexion composée :

- Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon.
- Une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre des lisses, de bardage, et celui du potelet lui-même.

#### III.7.1 Dimensionnement des potelets

Chaque pignon possède trois potelets de longueur max  $L = 12$  m.

Le porté max entre axe des potelets  $h = 6.26$  m (espace entre 2 pannes).

Les potelets sont en **acier S235**.

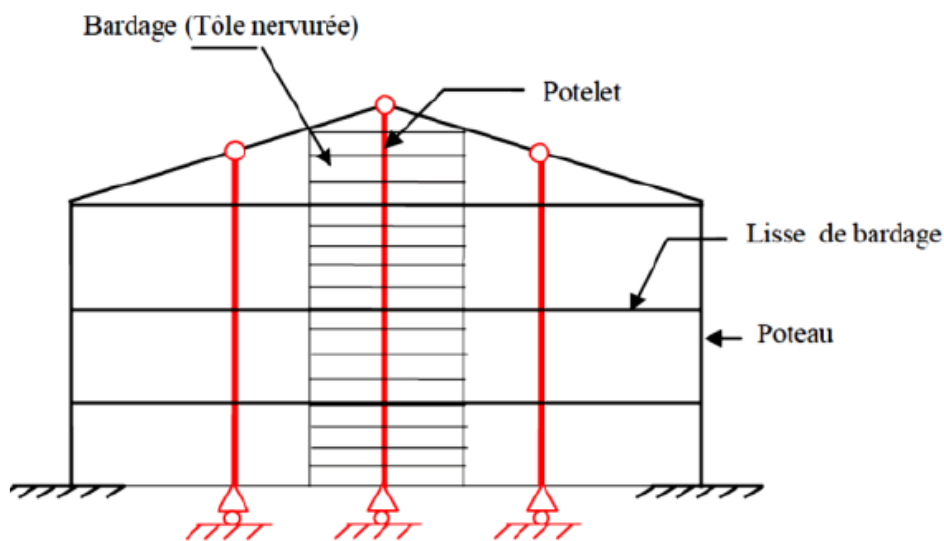


Fig. III.4 : Schéma du potelet.

#### III.7.2 Action et sollicitations :

- Poids du bardage ( $14$  daN/m<sup>2</sup>).
- Poids des lisses UAP ( $17.93$  daN/m<sup>2</sup>).
- Poids propre du potelet (à déterminer).
- Action du vent sur le pignon ( $-157.68$  daN/m<sup>2</sup>).

III.7.3 Calcul du moment sollicitant de flexion  $M_{sd}$  :

$$M_{sd} = \frac{W_s(l)^2}{8} = \frac{1.578 \times 6.26 \times 12^2}{8} = 177.80 \text{ KN.m}$$

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

et la flèche admissible :  $f_{ad} = \frac{l}{200}$

$$f_y = \frac{5q_w l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{5q_z l^3}{384E} = \frac{1000 \times 9.878 \times (120)^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 2335.6 \text{ cm}^4$$

$\rightarrow I_y \geq 23356.8 \text{ cm}^4$ , Donc on choisit **HEA 240**.

Ses caractéristiques sont :

	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
Profil	P	A	H	b	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	r	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>ply</sub>	W <sub>plz</sub>	i <sub>y</sub>	i <sub>z</sub>
	Kg/m	cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	Cm <sup>4</sup>	Cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm
HEA240	61.5	206	230	240	12	7.5	21	7763	2769	744.6	351.7	6	10.1

**Les charges permanentes**

- Poids du bardage (14 daN/m<sup>2</sup>).
- Poids des lisses UAP (17.93 daN/m<sup>2</sup>).
- Poids propre du potelet (61.5 daN/m).
- Espacement entre le potelet et le poteau (6.26 m).
- Longueur du bardage (6 m).
- Longueur du potelet (12 m).

$$G = (0.14 \times 6.26 \times 6) + (0.179 \times 6.26 \times 5) + (0.614 \times 12) \rightarrow G = 18.229 \text{ KN.}$$

### III.7.4 Vérification de la flexion composée

#### ➤ Vérification de l'effort axial

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{y.sd} \leq \min \left\{ 0.25 N_{pl.rd} ; 0.5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right\}$$

- $N_{y.sd} = \gamma_G \cdot G = 1.35 \times 18.229 = 22.987 \text{ KN}$   
 $\rightarrow N_{y.sd} = \mathbf{24.609 \text{ KN}}$
- $N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2060 \times 23.5}{1} = 484.10 \text{ KN}$   
 $\rightarrow \mathbf{0.25 N_{pl.y.rd} = 121.025 \text{ KN}}$
- $\frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(A - 2 \cdot b \cdot t_f) f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(2060 - 2 \times 240 \times 12) \times 23.5}{1} = 348.74 \text{ KN}$   
 $\rightarrow 0.5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 174.37 \text{ KN}$
- $N_{y.sd} = 24.609 \text{ KN} < \min\{121.025 \text{ KN} ; 147.37 \text{ KN}\}$

→ **Donc la condition est vérifiée**

### III.7.5 Vérification de l'effort tranchant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{Sd,max} \leq \frac{1}{2} V_{pl,Rd}$$

$$V_{Sd,max} = V_{Sd,z} = \frac{W_s \cdot L}{2} = \frac{9.878 \times 12}{2} = 59.265 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_{Sd,max} = 59.265 \text{ KN}$$

$$\text{et } V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 3061 \times \frac{23.5}{1\sqrt{3}} = 1085.418 \text{ daN} = 421.41 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \frac{1}{2} V_{pl,Rd} = 210.69 \text{ KN } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$V_{Sd,max} = 59.256 \text{ KN} < \frac{1}{2} V_{pl,Rd} = 210.69 \text{ KN}$$

→ **Donc la condition est vérifiée**

## III.7.6 Vérification au flambement

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

- $N_{Sd} = 22.987 \text{ kN}$
- $M_{y.Sd} = \frac{W_s L^2}{8} = \frac{9.878 (12)^2}{8} = 177.8 \text{ kN.m}$
- $M_{z.Sd} = 0$
- $\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$  avec :

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

$\alpha$  : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1200}{6} = 200$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{9\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_1}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{200}{93.9} \times 1 = 2.12 > 0.2 \quad \text{Il y a un risque de flambement}$$

Courbe de flambement :

$$h/b = 230/240 = 0.96 < 1.2$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ;  $\alpha_y = 0.21$ .

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

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + 0.21(2.10 - 0.2) + 2.10^2] = 2.243$$

$$\chi_y = \frac{1}{2.243 + (2.243^2 - 2.1^2)^{0.5}} = 0.3290$$

Flambement par rapport à l'axe faible **z-z** (hors du plan de portique)

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{1080}{10.10} = 106.931$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{106.931}{93.9} \times 1 = 1.138 > 0.2$$

Axe de flambement **z-z** courbe de flambement b ;  $\alpha_z = 0,34$  (tableau 3).

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + 0.34(1.138 - 0.2) + 1.138^2] = 1.306$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.306 + (1.306^2 - 1.138^2)^{0.5}} = 0.513$$

$$\chi_z = 0.56$$

Donc  $\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.329 ; 0.513) = 0.329$

Calcul du coefficient k :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \cdot f_y} \quad \text{avec } k_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot B_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \quad \text{avec } \mu_y \leq 0.9 ; \beta_{My} = 1.3$$

$$\mu_y = 2.12(2 \times 1,3 - 4) + \frac{744.6 - 675.1}{675.1} = -1.236$$

$$k_y = 1 - \frac{(-1.236) \times 2298.7}{0.329 \times 2060 \times 23.5} = 0.82$$

Et la condition sera :

$$\frac{2298.7}{0.329 \times (2060 \times 23.5 \times 10^2 / 1.1)} + \frac{0.82 \times 17780 \times 10^2}{744.6 \times (23.5 \times 10^2 / 1.1)} + 0 = 0.91 \leq 1 \quad \text{OK}$$

### Conclusion

Ce chapitre de notre étude que nous nous a permis de déterminer la nature des profilés des éléments secondaires, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

- Les pannes : IPE 160.
- Liernes de pannes : Rond de D = 5mm.
- les lisses un UAP150.
- Les potelets : HEA 240.

# Chapitre IV:

## Etude de contreventement et stabilité

### IV.1 Introduction :

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent dans la structure et les descendre au sol. Ils sont disposés soit en toiture dans le plan des versant (poutre au vent), soit en façades (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts du vent appliquées tant sur les pignons que sur les long-pans. La stabilité est ainsi assurée dans les trois directions de l'espace. On distingue trois types essentiels de contreventements :

Triangulation (treillis)

Rigidifications des nœuds (cadre-portique)

Remplissage (voiles, diaphragme)

### IV.2 Calcul de force de frottement

$$\frac{d}{b} = \frac{48}{24.748} = 1.94 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{48}{10.8} = 4.44 > 3$$

L'une des conditions est vérifiée il y a lieu de considérer les forces de frottements.

$F_{fr}$  : Force de frottement pour parois vertical.

Dans notre cas l'état de surface est très rugueux (ondulation, perpendiculaire au vent, nervure)

$$C_f = 0.04$$

La force de frottement sera donc :

Pour la toiture :

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 0.911 \times 0.04 \times (48 \times 12.374 \times \cos 5.54 \times 2) = 42.085 \text{ KN}$$

Pour la paroi verticale :

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 0.876 \times 0.04 \times (48 \times 10.8 \times 2) = 34.329 \text{ KN}$$

Donc la force de frottement total est :  $F_{fr} = 76.414 \text{ KN}$

### IV.2.1 Contreventements de toiture (poutre au vent) :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, aux potelets puis à la traverse du portique, cette dernière n'est pas rigide transversalement, il est nécessaire de la stabiliser en construisant un dispositif dans le plan de la toiture. La poutre contreventée sera calculée comme une poutre a treillis reposant sur trois appuis et soumise aux réactions horizontales des potelets ; auxquels on adjoint les efforts

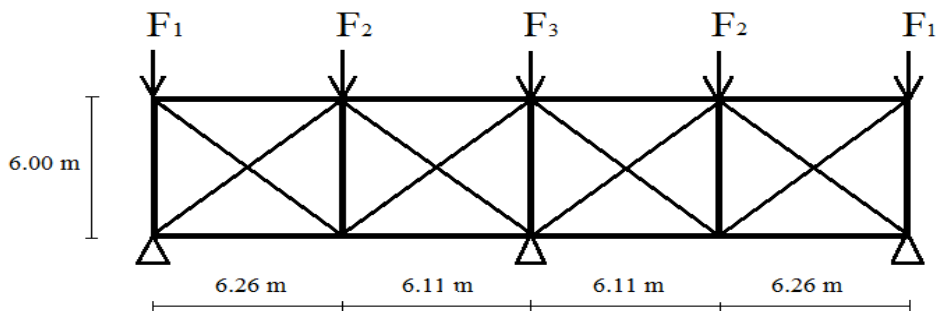


Figure IV 1 Schéma statique de la poutre au vent

### IV.2.2 Evaluation des efforts horizontaux :

On a  $F_{fr} = 76.414 \text{ KN}$  et  $W_i = 1.577 \text{ KN/m}^2$

$$F_i = (W_i \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n}$$

Avec :

$F_{fr}$  : force de frottement

$n = 5$  : Nombre de nœuds au niveau de la toiture

$$\text{Donc : } \frac{F_{fr}}{n} = \frac{76.414}{5} = 15.282 \text{ KN}$$

Calcul de  $S_i$  :

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

Les résultats de  $F_i$  sont résumés dans le tableau suivant :



i	1	2	3
$h_i$ (m)	10.8	11	12
$l_i$ (m)	3.132	6.11	3.132
$S_i$ (m <sup>2</sup> )	16.913	33.605	18.792
$W_i$ (KN/m <sup>2</sup> )	1.336	1.336	1.336
$W_i \cdot S_i$ (KN)	22.591	44.869	25.106
$\frac{F_{fr}}{n}$	15.282	15.282	15.282
$F_i$ (KN)	37.873	60.178	40.388

Tableau IV-1 Les valeurs de  $F_i$

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2) + F_3}{2} = \frac{2(37.873 + 60.178) + 40.388}{2} = 118.245 \text{ KN}$$

IV.2.3 Effort de traction dans les diagonales

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprenant aucun effort.

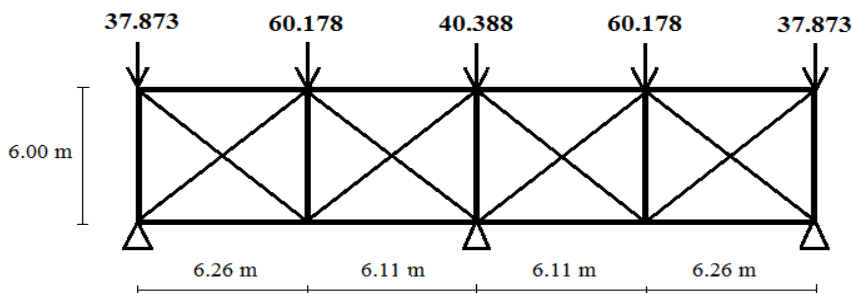
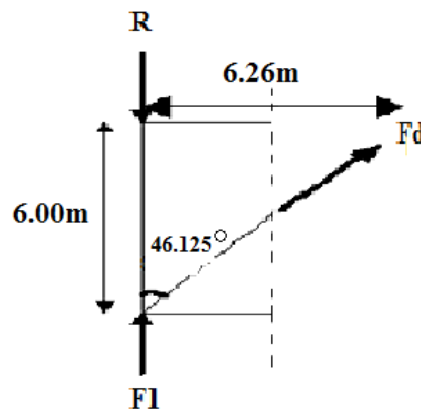


Figure IV-1 Schéma statique de la poutre au vent.

La diagonale la plus sollicitée en traction est celle proche de l'appui :



$$\tan \theta = \frac{6.26}{6} \rightarrow \theta = \arctg \frac{6.26}{6} = 46.215^\circ$$

$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow R + F_1 + F_d \times \cos \theta = 0$$

D'où :

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{118.245 - 37.873}{\cos 46.215^\circ} = 116.152 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 174.228 \text{ KN}$$

#### IV.2.3.1 Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

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

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{174.228 \times 1.1}{23.5} = 8.15 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière **L70 × 70 × 7**

#### IV.2.3.2 Vérification à la résistance ultime de la section :

$$\text{Condition de résistance : } N_{sd} = 174.228 \text{ KN} \leq N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Soit une cornière isolée de **L 70 × 70 × 7** ( $A = 9.40 \text{ cm}^2$ ), avec un boulon de 16mm.

$$\text{Section nette : } A_{net} = A - (e \times d) = 9.40 - (0.7 \times 1.6) = 8.28 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 8.28 \times 36}{1.25} = 214.618 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{9.40 \times 23.5}{1.1} = 200.818 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 174.228 \text{ KN} \leq N_{u,Rd} = 214.618 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

Donc la cornière **L 70 × 70 × 7** convient pour les diagonales de la poutre au vent.

#### IV.2.4 Vérification des montants

Les montants ont sollicités à un effort de compression  $N_{sd}$ , et un effort de flexion dû au poids propre de la panne, soit à vérifier le profilé : (**IPE 160**) s'il convient comme panne intermédiaire et panne sablière.

**IV.2.4.1 Evaluation des charges**

D'après le chapitre 3 on a :

- La charge du vent :  $W = -3.337 \text{ KN/m}$ . (Voir chapitre III calcul des pannes)
- La charge de neige :  $S_n = 0.634 \text{ KN/m}$ .
- La charge d'exploitation :  $P_n = 0.444 \text{ KN/m}$ .
- La charge permanente :  $G = 0.486 \text{ KN/m}$ .

**IV.2.5 Combinaison des charges (la plus défavorable)**

- **P.E.L.U**

- **suivant yy'**:

$$1.35 G \sin \alpha + 1.5 P_n \sin \alpha = (1.35 \times 0.486 + 1.5 \times 0.444) \sin 5.54 = 0.129 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow T_u = \mathbf{0.129 \text{ KN/m}}$$

- **suivant zz'**:

$$1.35 G \cos \alpha - 1.5 W_s = (1.35 \times 0.486 \times \cos 5.54^\circ) - (1.5 \times 3.337) = -4.377 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow F_u = \mathbf{-4.337 \text{ KN/m}}$$

- **P.E.L.S**

- **suivant yy'**:

$$G \sin \alpha + P_n \sin \alpha = (0.486 + 0.444) \sin 5.54^\circ = 0.089 \text{ N/m}$$

$$\rightarrow T_s = \mathbf{0.089 \text{ KN/m}}$$

- **suivant zz'**:

$$G \cos \alpha - W_s = 0.486 \times \cos 5.54^\circ - 3.337 = -2.145 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow F_s = \mathbf{-2.145 \text{ KN/m}}$$

**IV.2.5.1 Vérification de la flèche (ELS)**

$$Q_F = F_s \quad Q_T = T_s$$

$$f_z = \frac{5 \cdot Q_T \cdot l^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 89 \times 6^4}{384 \times 2100 \times 869} = 0.0009 \text{ m} = 0.09 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{200} = 3$$

→  $f_z$  est vérifiée.

$$f_y = \frac{5 \cdot Q_F \cdot (l/2)^4}{384 E I_z} = \frac{5 \times 2145 \times (6/2)^4}{384 \times 2100 \times 68.3} = 0.015 \text{ m}$$

$$f_y = 1.5 \text{ cm} = f_{ad} = \frac{(600/2)}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

→  $f_y$  est vérifiée.

$$f_{\max} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{(1.5)^2 + (0.09)^2} = 1.50 \text{ cm} < f_{ad} = 300 \text{ cm}$$

→ Donc la flèche est vérifiée.

### IV.3 Pour la Panne intermédiaire

#### IV.3.1 Vérification à la résistance

➤ Détermination de la classe de profilé

$$\hat{A}me : \frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 33\varepsilon = 33$$

→ Âme de classe 1

$$Semelle : \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{82/2}{7.4} = 5.54 \leq 10\varepsilon = 10$$

→ Semelle de classe 1

Donc la section est de classe 1 →  $\gamma_{M1} = 1.1$  →  $\gamma_{M0} = 1$

Il faut vérifier que :

$$\left[ \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

Avec:

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \left[ \frac{1-n}{1-0.5a} \right]$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$a = \min \left( \frac{A_w}{A}; 0.5 \right)$$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}}; N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}; M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}; M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123.9 \times 23.5}{1} = 29.116 \text{ KN/m.}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.1 \times 23.5}{1} = 6.133 \text{ KN/m.}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{20.1 \times 23.5}{1.1} = 429.41 \text{ KN/m.}$$

**IV.3.1.1 Flexion déviée (calcul des pannes)**

$$G = 0.486 \text{ KN/m}$$

$$S_n = 0.634 \text{ KN/m}$$

➤ **Compression**

$$V = F_2 = 60.178 \text{ KN}$$

➤ **Combinaisons de charges**

$$q_{sd} = 1.35G + 1.5S_n$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35F_2$$

Donc :  $q_{sd} = 1.35 \times 0.486 + 1.5 \times 0.634 = 1.607 \text{ KN/m}$

$$q_{z, Sd} = q_{sd} \times \cos \alpha = 1.607 \times \cos 5.54^\circ = 1.599 \text{ KN/m}$$

$$M_{y, Sd} = \frac{q_{z, Sd} \times l^2}{8} = \frac{1.599 \times 6^2}{8} = 7.195 \text{ KN.m}$$

$$q_{y, Sd} = q_{sd} \times \sin \alpha = 1.607 \times \sin 5.54^\circ = 0.155 \text{ KN/m}$$

$$M_{z, Sd} = \frac{q_{y, Sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{0.155 \times (6/2)^2}{8} = 0.174 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 60.178 = 81.240 \text{ KN}$$

Caractéristiques géométriques de l’**IPE160** sont :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	H mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE160</b>	15.8	20.1	160	82	7.4	5	127.2	869.3	68.31	123.9	26.10	6.58	1.84

**IV.3.1.2 Incidence de l’effort normal**

Si :  $N_{sd} \leq \min (0.25N_{pl, Rd} ; 0.5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}})$  → Il n’y a pas d’interaction entre le moment résistant et l’effort normal.

$$0.25 N_{pl, Rd} = 0.25 \times 42.941 = 110.735 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 20.1 - (2 \times 8.2 \times 0.74) = 7.964 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.5 \times 7.964 \times \frac{23.5}{1.1} = 85.07 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 81.240 \text{ KN} < \min(85.07; 110.735) \text{ KN} = 85.07 \text{ KN}$$

→ L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

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

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

La formule de vérification est la suivante :

$$\left[ \frac{N_{Sd}}{N_{pl, Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{y, Sd}}{M_{ply, Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z, Sd}}{M_{plz, Rd}} \right] \leq 1$$

$$\left[ \frac{81.240}{429.41} \right] + \left[ \frac{7.195}{29.116} \right] + \left[ \frac{0.174}{6.133} \right] = 0.465 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

### **IV.3.1.3 Incidence de l'effort tranchant**

Si :  $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl, Rd}$  → Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant. A mi-travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

### **IV.3.1.4 Vérification de l'élément aux instabilités**

#### **Combinaisons à l'ELU**

$$q_u = G + 1.5W_s$$

$$q_{uz, Sd} = G \cos \alpha + 1.5W_s$$

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

$$N_{Sd} = 1.5V = 1.5F_3$$

Avec :

$$G = 0.486 \text{ KN/m} \quad \ll \text{charge permanente} \gg$$

$$W = -3.337 \text{ KN/m} \quad \ll \text{vent de soulèvement} \gg$$

$V = F_2 = 60.174 \text{ KN}$  « effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire »

➤ **Charge de flexion :**

$$q_{uz, Sd} = G \cos \alpha + 1.5W_s = 0.486 \cos 5.54^\circ - 1.5 \times 3.337 = -4.521 \text{ KN/m}$$

$$M_{y, Sd} = \frac{q_{z, Sd} \times l^2}{8} = \frac{4.521 \times 6^2}{8} = 20.344 \text{ KN.m}$$

$$q_{uy, Sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 0.486 \times \sin 5.54^\circ = 0.063 \text{ KN/m}$$

$$M_{z, Sd} = \frac{q_{y, Sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{0.063 \times (6/2)^2}{8} = 0.071 \text{ KN.m}$$

➤ **Charge de compression**

$$N_{Sd} = 1.5V = 1.5F_2 = 1.5 \times 60.174 = 90.261 \text{ KN}$$

### IV.3.2 Vérification au flambement

Flexion composée avec risque du flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot (A \cdot f_y / \gamma_{M1})} + \frac{K_y \cdot M_{y, Sd}}{M_{ply, Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z, Sd}}{M_{plz, Rd}} \leq 1 \quad \text{EC03. (5.52.Art.5.5.4.)}$$

Avec :

$$K_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{Sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y} \quad K_{y,z} \leq 1.5$$

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

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

On a:

$$N_{pl, Rd} = 429.41 \text{ KN}$$

$$M_{ply, Rd} = 29.116 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz, Rd} = 6.133 \text{ KN.m}$$

Calcul de coefficient de réduction  $\chi_{\min}$

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

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

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{et} \quad \varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad , \quad \alpha_y = 0.21$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

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

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

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

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{6.58} = 91.185$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{91.185}{93.9} = 0.971$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 0.2 \\ t_f = 7.4 \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \rightarrow \text{La courbe (a)}$$

Axe de flambement y - y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = 0.971 \end{array} \right. \rightarrow \varphi_y = 1.052 \quad \chi_y = 0.686$$

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

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{et} \quad \varphi_z = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad , \quad \alpha_z = 0.34$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{600}{1.84} = 326.086$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{326.086}{93.9} = 3.472$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 0.2 \\ t_f = 7.4 \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \rightarrow \text{La courbe (b)}$$

Axe de flambement z - z

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_z = 3.472 \end{array} \right. \rightarrow \chi_z = 0.085$$

$$X_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = (0.34 ; 0.085) = 0.085$$



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

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

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

$$\mu_y = 0.971 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left( \frac{123.9 - 109}{109} \right) = -1.22 < 0.90 \quad \text{OK}$$

$$K_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{Sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y}$$

$$K_y = 1 - \frac{1.22 \times 9026.1}{0.34 \times 2010 \times 23.5} = 0.99 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\mu_z = 3.065 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left( \frac{26.1 - 16.7}{16.7} \right) = -3.728 < 0.90 \quad \text{OK}$$

$$K_z = 1 - \frac{3.728 \times 9026.1}{0.085 \times 2010 \times 23.5} = 1.2 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

**La vérification :**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \left( \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{90.126}{0.085 \times 492.4} + \frac{0.99 \times 20.344}{29.116} + \frac{1.2 \times 0.071}{6.133} = \mathbf{2.85} \geq 1$$

Donc : **IPE 160** ne convient pas comme panne intermédiaire.

On va vérifier avec **IPE180**.

#### **IV.3.2.1 Vérification a la résistance**

Il faut vérifier que :

$$\left[ \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

Avec :

$$N_{Sd} = 1.5V = 1.5F_3 = 1.5 \times 60.127 = 90.19 \text{ KN}$$

$$M_{y,Sd} = \frac{q_{z,Sd} \times l^2}{8} = \frac{4.521 \times 6^2}{8} = 20.344 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,Sd} = \frac{q_{y,Sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{0.063 \times (6/2)^2}{8} = 0.071 \text{ KN.m}$$

Caractéristiques géométriques de l’IPE 180 sont :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	H mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE 180</b>	18.8	23.9	180	91	8	5.3	146	1317	101	166.4	34.6	7.2	2.05

Détermination de la classe de profilé

$$\hat{A}_{me} : \frac{d}{t_w} = \frac{146}{5.3} = 27.54 \leq 33\epsilon = 33$$

→ Âme de classe 1

$$\text{Semelle} : \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{91/2}{8} = 5.68 \leq 10\epsilon = 10$$

→ Semelle de classe 1

Donc la section est de classe 1

$$\rightarrow \gamma_{M1} = 1.1$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.66 \times 23.5}{1.1} = 35.549 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.34 \times 23.5}{1.1} = 33.016 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{23.9 \times 23.5}{1.1} = 510.59 \text{ KN}$$

$$\left[ \frac{90.19}{510.59} \right] + \left[ \frac{20.344}{35.549} \right] + \left[ \frac{0.071}{33.016} \right] = 0.75 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

**a) Vérification au flambement :**

Flexion composée avec risque du flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot (A \cdot f_y / \gamma_{M1})} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1 \quad \text{EC03. (5.52.Art.5.5.4.)}$$

Avec :

$$K_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y} \quad \text{Mais } K_{y,z} \leq 1.5$$

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

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

On a:

$$N_{pl, Rd} = 510.59 \text{ KN}$$

$$M_{ply, Rd} = 35.549 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz, Rd} = 33.016 \text{ KN.m}$$

#### IV.3.2.2 Calcul de coefficient de réduction $\gamma_{min}$

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

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

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{et} \quad \varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad , \quad \alpha_y = 0.21$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

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

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

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

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{7.2} = 83.33$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{83.33}{93.9} = 0.887$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1.97 > 0.2 \\ t_f = 8 \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \rightarrow \text{La courbe (a)}$$

Axe de flambement y - y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = 0.887 \end{array} \right. \rightarrow \varphi_y = 0.965 \quad \chi_y = 0.789$$

##### • a.2 Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{et} \quad \varphi_z = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad , \quad \alpha_z = 0.34$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{600}{2.05} = 292.68$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{148.14}{93.9} = 3.116$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1.978 > 0.2 \\ t_f = 8 \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \rightarrow \text{La courbe (a)}$$

Axe de flambement z - z

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_z = 3.116 \end{array} \right. \rightarrow \chi_y = 5.850 \quad \chi_z = 0.124$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = (0.789 ; 0.124) = 0.124$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M,y,z} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y,z} - W_{el,y,z}}{W_{el,y,z}} \right) ; \quad K_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{Sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y}$$

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

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

$$\mu_y = 0.887 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left( \frac{166.4 - 146}{146} \right) = -1.102 < 0.90 \quad \text{OK}$$

$$K_y = 1 - \frac{1.102 \times 90.19}{0.124 \times 2390 \times 23.5} = 0.65 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\mu_z = 3.166 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left( \frac{166.4 - 146}{146} \right) = -4.292 < 0.90 \quad \text{OK}$$

$$K_z = 1 - \frac{4.292 \times 90.19}{0.124 \times 2390 \times 23.5} = 0.84 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

#### IV.3.2.3 La vérification :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot \left( \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{90.19}{0.124 \times 510.59} + \frac{0.085 \times 20.344}{35.549} + \frac{0.044 \times 0.071}{33.016} = 0.564 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

Donc : **IPE180** convient comme panne intermédiaire.

### IV.4 Pour la Panne Sablière

#### IV.4.1 Vérification de la flexion bi-axiale:(résistance)

$$\text{Il faut vérifier que : } \left[ \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

$$N_{sd} = R_A = 118.245 \text{ KN}$$

$$\left[ \frac{118.245}{510.59} \right] + \left[ \frac{20.344}{35.549} \right] + \left[ \frac{0.071}{33.016} \right] = 0.805 \leq 1 \quad \text{Vérfiée}$$

#### IV.4.2 Vérification Au flambement

$$N_{sd} = R_A = 118.245 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot (A \cdot f_y / \gamma_{M1})} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{M_{ply, Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \leq 1$$

$$\frac{118.245}{0.124 \times 510.59} + \frac{0.085 \times 20.344}{35.549} + \frac{0.044 \times 0.071}{33.016} = 0.648 \leq 1 \quad \text{Vérfiée}$$

Donc **IPE180** convient comme panne sablière.

#### IV.4.3 Calcul de Palée de Stabilité Verticale

On a:

$$H_1 = q_j \times b / 2 \cdot H + F_{fr} / 2 = (1.336 \times 6 / 2 \times 10.8) + (76.414 / 2) = 81.493 \text{ KN}$$

$$\rightarrow H_1 = 81.493 \text{ KN}$$

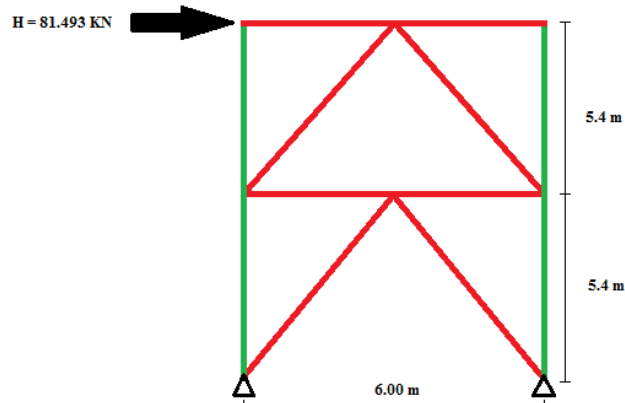


Figure IV-2 Schéma de stabilité verticale

##### IV.4.3.1 Calcul de diagonale D1

$$\text{tg } \alpha = 5.4 / 6 = 0.9 \Rightarrow \alpha = 41.98^\circ$$

$$D_1 = \sqrt{5.4^2 + 6^2} = 8.07 \text{ m}$$

**IV.4.3.2 Section des diagonales**

Il faut vérifier que :

$$A \geq \frac{N_{Sd}}{f_y} \cdot \gamma_{M0}$$

$$N_{Sd} = \frac{H_1}{\cos \alpha} = \frac{81.493}{\cos 41.98^\circ} = 109.625 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad N_{Sd} = 109.625 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{109.625}{23.5} \cdot 1 = 466.4 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad A \geq 4.664 \text{ cm}^2$$

→ Donc on adopte un double cornier dos à dos  $\perp$  **60×60×6** de  $A = 6.88 \text{ cm}^2$

**IV.4.3.3 Vérification à la résistance ultime de la section**

Il faut vérifier que :  $N_{Sd} \leq N_{Rd}$

$$N_{Sd} = 109.625 \text{ KN}$$

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

$$\text{avec : } N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{et : } \gamma_{M0} = 1 \quad \rightarrow \quad N_{pl,Rd} = \frac{6.88 \times 23.5}{1} = 161.68 \text{ KN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec : } f_u = 36 \text{ daN/mm}^2 \quad \gamma_{M2} = 1.25$$

On opte pour une cornière isolée de **L 60 x 60 x 6** avec un boulon de 22 mm.

Section nette :  $A_{net} = 6.88 - (0.6 \times 2.2) = 5.56 \text{ cm}^2$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 5.56 \times 36}{1.25} = 144.11 \text{ KN}$$

$$N_{net} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5.56 \times 23.5}{1} = 130.66 \text{ KN}$$

$$N_{Rd} = \min(161.68 \text{ KN} ; 144.11 \text{ KN} ; 130.66 \text{ KN}) \quad \rightarrow \quad N_{Rd} = 130.66 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 109.625 \text{ KN} \leq N_{Rd} = 130.66 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

Donc la cornière  $\perp$  **60×60×6** convient comme diagonale  $D_1$ .

**IV.5 Conclusion**

Les éléments étudiés dans ce chapitre servent à stabiliser la structure dans le sens longitudinal contre les différentes actions de la nature notamment les actions dues au vent, dans l'autre sens la stabilité est assurée par le portique auto stable ductile qu'on étudiera dans le chapitre suivant.

# Chapitre V:

# Etude des portiques



## V.1 Introduction

Les portiques sont les éléments principaux pour une structure métallique, ils supportent les différents efforts agissants sur la structure qui sont de nature permanente, variable ou accidentelle.

L'étude de présent hangar de stockage est faite par le logiciel de calcul RSA (**Robot 2019**).

Charges agissantes sur le portique le plus sollicité :

## V.2 Charges permanentes :

- Poids propre du portique
- Poids de couverture et ses éléments secondaires représentés comme des charges linéaires uniformément répartis sur les traverses et d'autres charges concentriques sur les poteaux
- Poids des pannes, couverture et accessoires de pose
- Poids des lisses de bardage, de bardage, poutres de pont roulant, sablière.....etc. agissants sur les poteaux de rive.
- Poids des poutres de chemin de roulement,.....etc.

## V.3 Charges variables :

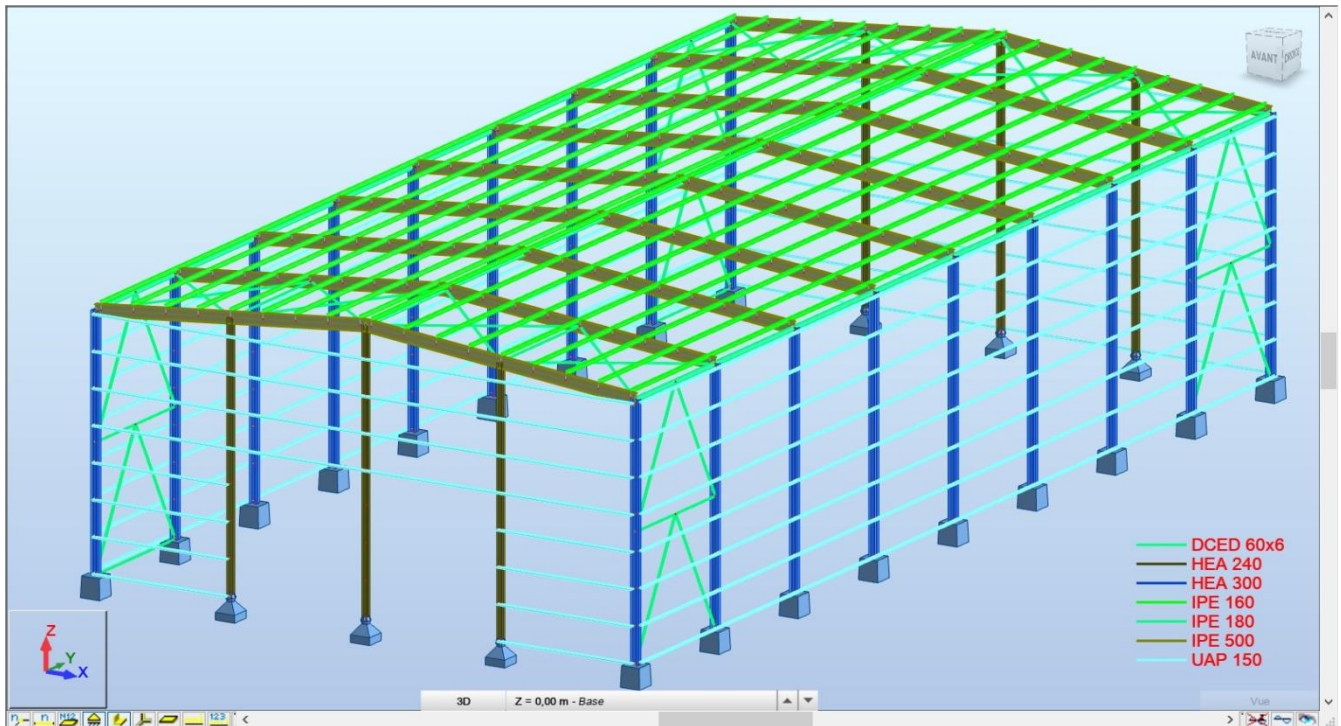
- Charges climatiques (vent et neige).
- Charges d'exploitation.

## V.4 Etude et dimensionnement des portiques :

La détermination des sollicitations globales affectant les portiques exige un calcul par étapes de toutes les sollicitations élémentaires, engendrées par les divers actions : charge permanentes, charges d'exploitation, neige, vent. Il s'agira ensuite de repérer les combinaisons les plus défavorables, pour déterminer les sections des profilés adéquates.

## V.5 Modélisation du portique sur Robot :

La modélisation parfaite d'une structure se manifeste par le dessin correct des profilés constituant la structure, la figure ci-dessous présente une modélisation sur Robot Structural du portique à dimensionner.



**Figure V-1** Modèle de la structure sur RSA.

L'analyse de la structure par le programme AutoDesk RSA (Robot Structural Analysis) passe généralement par les étapes suivantes :

1– Définition des données de la structure:

- La langue et les unités de mesures utilisées.
- Les normes de calculs structurels: statique, non linéaire ou dynamiques.
- Les Paramètres de calcul numérique d'éléments finis.
- Les matériaux et sections, types de charges et charges.
- La géométrie de la structure en barres, poteaux et poutres.
- Les cas de charges et les charges appliquées.

2– Lancement de l'analyse numérique et contrôle des efforts et des déplacements de la structure.

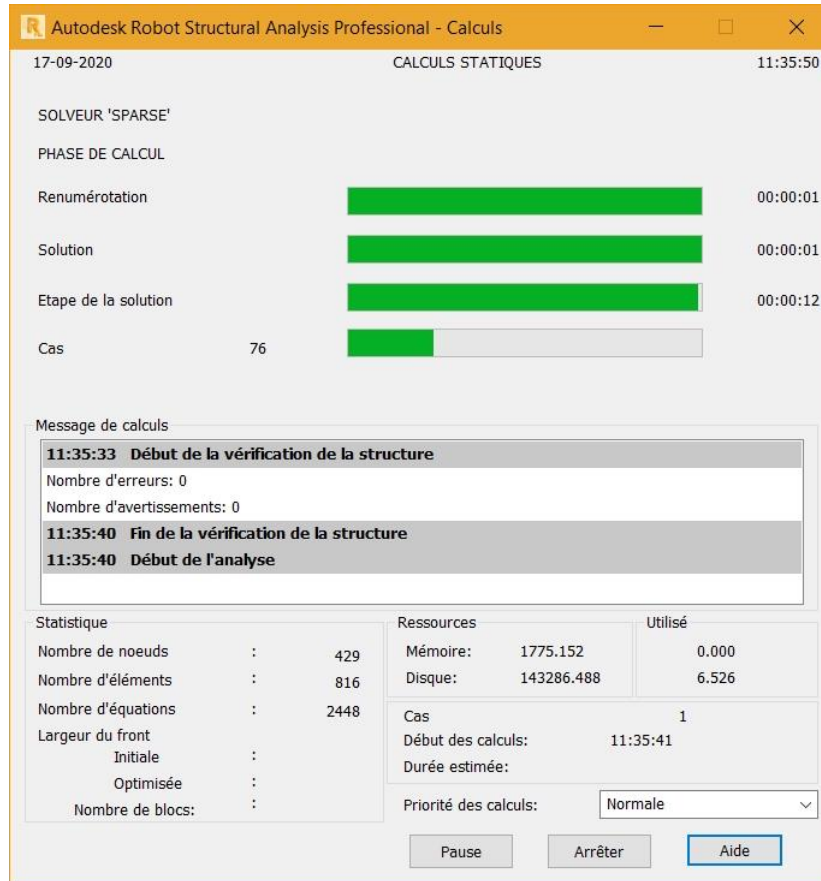
3– Dimensionnement des barres en combinaisons ELU et vérification de la flèche en ELS ou l'inverse.

**Remarque :**

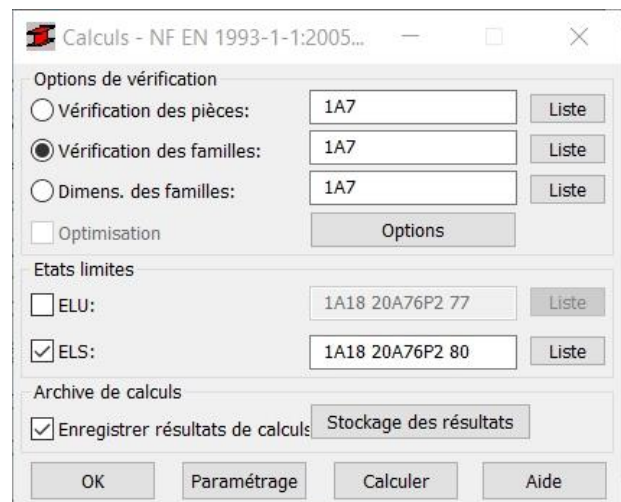
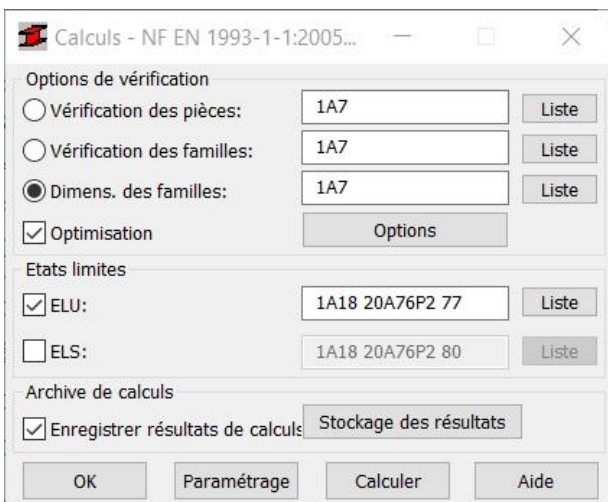
Le système RSA repose sur une structure de bureaux, ce qui facilite la logique d'analyse, les sections de barres peuvent être regroupé en familles ainsi que les combinaisons de charge de calcul.

Dans le cas de notre étude, parmi les fenêtres les plus importantes de l'application :

\* Fenêtre de lancement de l'analyse :



\* Fenêtres de Dimensionnement et de vérification :



\* Fenêtre des résultats de dimensionnements :

NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014 - Dimensionnement des familles ( ELU ) 1A7

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 1 Poteaux</b>						
17 Poteau_17	HEA 260	Steel	98.42	166.17	1.26	70 Vent Arr./Av. dép.(-) Portique 9 de rive
	HEA 280		91.09	154.34	0.86	
	HEA 300		84.77	144.23	0.56	
<b>Famille : 2 Potelets</b>						
42 Poteau_42	HEA 220	Steel	130.87	217.72	0.23	1 G
	HEA 240		119.39	199.91	0.17	
	HEA 260		109.35	184.63	0.13	
<b>Famille : 3 Traverses</b>						
26 Poutre_26	IPE 450	Steel	67.28	301.89	1.15	70 Vent Arr./Av. dép.(-) Portique 9 de rive
	IPE 500		60.86	288.73	0.88	
	IPE 550		55.64	279.07	0.68	
<b>Famille : 4 Lisses Bardages</b>						
349	UAP 250	Steel	63.67	238.22	0.18	8 Vent Av./Arr. dép.(-)
	UAP 300		52.38	199.70	0.10	
<b>Famille : 5 Sablières</b>						
322	IPE 160	Steel	182.43	650.77	1.30	8 Vent Av./Arr. dép.(-)
	IPE 180		161.83	584.78	0.94	
	IPE 200		145.28	536.71	0.67	
<b>Famille : 6 Pannes</b>						
162	UAP 150	Steel	101.63	296.94	1.02	12 Vent G/D dép.(-) Portique 2
	UAP 175		87.58	277.66	0.77	
	UAP 200		76.92	260.47	0.58	
<b>Famille : 7 C Ventement</b>						
398 Poutre_398	DCED 40x4x8	Steel	715.11	443.92	1.25	8 Vent Av./Arr. dép.(-)
	DCED 45x4.5		636.26	465.63	0.92	
	DCED 45x4.5x		636.26	432.83	0.92	

Note de calcul Fermer

Aide

Changer tout

Points de calcul  
 division: n = 7  
 extrêmes: aucun  
 additionnels: aucun

\* Fenêtre des résultats de vérification de la flèche :

NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014 - Vérification des familles ( ELS ) 1A7

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
<b>Famille : 1 Poteaux</b>										
17 Poteau 17	HEA 300	Steel	-	-	-	-	0.43	52 Vent D/G sur.(+)	0.01	8 Vent Av./Arr. dép.
<b>Famille : 2 Potelets</b>										
5 Poteau 5	HEA 240	Steel	-	-	-	-	0.26	11 Vent G/D sur.(+)	0.04	9 Vent Arr./Av. sur.(
<b>Famille : 3 Traverses</b>										
26 Poutre 26	IPE 500	Steel	0.01	5 Vent D/G sur.(+)	0.43	70 Vent Arr./Av. dép.	-	-	-	-
<b>Famille : 4 Lisses Bardages</b>										
185	UAP 150	Steel	-	-	0.64	62 Vent Arr./Av. sur	-	-	0.01	70 Vent Arr./Av. dép.
<b>Famille : 5 Sablières</b>										
324	IPE 180	Steel	0.23	9 Vent Arr./Av. sur.(	0.46	7 Vent Av./Arr. sur.(	-	-	-	-
<b>Famille : 6 Pannes</b>										
196	IPE 160	ACIER	0.08	72 Neige cas I de riv	0.66	12 Vent G/D dép.(-)	-	-	-	-
<b>Famille : 7 C Ventement</b>										
398 Poutre 398	DCED 60x6	S 235	0.01	9 Vent Arr./Av. sur.(	0.47	1 G	-	-	-	-

Note de calcul

Taux c

Ana

Points divisor extrêm additio

### V.6 Résultats de dimensionnement des portiques sur Robot :

Le dimensionnements des poteaux en HEA 300 (Choix 2 : Ratio 0.56), les traverses IPE 500 (Choix 1 : Ratio 0.88) et les poutres sablières IPE 180 (Choix 1 : Ratio 0.94) sur le programme d'analyse de structures AutoDesk RSA est donné les résultats générés automatiquement dans le programme:

## CALCUL DES POTEAUX

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 1 Poteaux

**PIECE:** 17 Poteau\_17

**POINT:** 7

**COORDONNEE:**  $x = 1.00 L = 10.80$  m

### CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif:* 70 Vent Arr. /Av. dép. (-) Portique 9 de rive

### MATERIAU:

Steel (S235)  $f_y = 235.00$  MPa



### PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 280

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=28.0 cm	Ay=81.58 cm <sup>2</sup>	Az=31.74 cm <sup>2</sup>	Ax=97.26 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=13673.30 cm <sup>4</sup>	Iz=4762.64 cm <sup>4</sup>	Ix=62.37 cm <sup>4</sup>
tf=1.3 cm	Wply=1112.22 cm <sup>3</sup>	Wplz=518.13 cm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -94.13 kN	My,Ed = -242.08 kN*m	Mz,Ed = 0.57 kN*m	Vy,Ed = -1.37 kN
Nt,Rd = 2285.61 kN	My,pl,Rd = 261.37 kN*m	Mz,pl,Rd = 121.76 kN*m	Vy,T,Rd = 1085.54 kN
	My,c,Rd = 261.37 kN*m	Mz,c,Rd = 121.76 kN*m	Vz,Ed = -48.15 kN
	MN,y,Rd = 261.37 kN*m	MN,z,Rd = 121.76 kN*m	Vz,T,Rd = 425.56 kN
			Tt,Ed = -0.31 kN*m
			Classe de la section = 1



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

### FORMULES DE VERIFICATION:

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N,Ed/Nt,Rd = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.86 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES TRAVERSES

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 3 Traverses

**PIECE:** 26 Poutre\_26

**POINT:** 7

**COORDONNEE:**  $x = 0.98 L = 12.18 \text{ m}$

### CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif:* 70 Vent Arr./Av. dép.(-) Portique 9 de rive

### MATERIAU:

Steel ( S235 )  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



### PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500

$h=50.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=20.0 \text{ cm}$	$A_y=72.07 \text{ cm}^2$	$A_z=59.87 \text{ cm}^2$	$A_x=115.52 \text{ cm}^2$
$tw=1.0 \text{ cm}$	$I_y=48198.50 \text{ cm}^4$	$I_z=2141.69 \text{ cm}^4$	$I_x=89.66 \text{ cm}^4$
$tf=1.6 \text{ cm}$	$W_{ply}=2194.12 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=335.88 \text{ cm}^3$	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N,Ed = -57.02 \text{ kN}$	$My,Ed = -262.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$Mz,Ed = 0.74 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$Vy,Ed = -0.42 \text{ kN}$
$Nt,Rd = 2714.72 \text{ kN}$	$My,pl,Rd = 515.62 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$Mz,pl,Rd = 78.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$Vy,T,Rd = 973.58 \text{ kN}$
	$My,c,Rd = 515.62 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$Mz,c,Rd = 78.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$Vz,Ed = -1.99 \text{ kN}$
	$MN,y,Rd = 515.62 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN,z,Rd = 78.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$Vz,T,Rd = 810.10 \text{ kN}$
	$Mb,Rd = 296.26 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$Tt,Ed = 0.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 419.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$XLT = 0.55$
$L_{cr,low} = 12.43 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 1.11$	$fi,LT = 1.25$	$XLT,mod = 0.57$

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

### FORMULES DE VERIFICATION:

**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N,Ed/Nt,Rd = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$My,Ed/Mb,Rd = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES SABLIERES

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.***TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles**FAMILLE:** 5 Sablieres**PIECE:** 322**POINT:** 1**COORDONNEE:**  $x = 0.00$   $L = 0.00$  m**CHARGEMENTS:***Cas de charge décisif:* 8 Vent Av./Arr. dép.(-)**MATERIAU:**Steel ( S235 )  $f_y = 235.00$  MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180**

$h=18.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=9.1$ cm	$A_y=16.21$ cm <sup>2</sup>	$A_z=11.25$ cm <sup>2</sup>	$A_x=23.95$ cm <sup>2</sup>
$tw=0.5$ cm	$I_y=1316.96$ cm <sup>4</sup>	$I_z=100.85$ cm <sup>4</sup>	$I_x=4.81$ cm <sup>4</sup>
$tf=0.8$ cm	$W_{ply}=166.41$ cm <sup>3</sup>	$W_{plz}=34.60$ cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N,Ed = -60.84$ kN	$My,Ed = 15.18$ kN*m	
$Nt,Rd = 562.83$ kN	$My,pl,Rd = 39.11$ kN*m	
	$My,c,Rd = 39.11$ kN*m	$Vz,Ed = -3.84$ kN
	$MN,y,Rd = 39.11$ kN*m	$Vz,c,Rd = 152.69$ kN
	$Mb,Rd = 16.17$ kN*m	

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 19.00$ kN*m	Courbe,LT -	$XLT = 0.41$
$L_{cr,upp}=12.00$ m	$Lam_{LT} = 1.43$	$fi,LT = 1.64$	$XLT,mod = 0.41$

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:***Contrôle de la résistance de la section:*

$$N,Ed/Nt,Rd = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$My,Ed/My,c,Rd = 0.39 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$$My,Ed/Mb,Rd = 0.94 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

**Profil correct !!!**

# Chapitre VI: Etudes des assemblages



## VI.1 Introduction :

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison

Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

## VI.2 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

### VI.2.1 Le boulonnage

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site. Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

**Tableau VI-1 Caractéristiques des boulons**

classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{Ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	600	800	1000

### VI.2.2 Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

### VI.2.3 Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

- Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.2 –Eurocode3)

$$Y_{Mb} \begin{cases} 1.25 \text{ Boulon sollicité en cisaillement} \\ 1.5 \text{ Boulon sollicité en traction} \end{cases}$$

- Coefficient de frottement (art.6.5.8.3 (1))

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

- $\mu = 0.50$  pour les surfaces de la classe A.
- $\mu = 0.40$  pour les surfaces de la classe B.
- $\mu = 0.30$  pour les surfaces de la classe C.
- $\mu = 0.20$  pour les surfaces de la classe D.

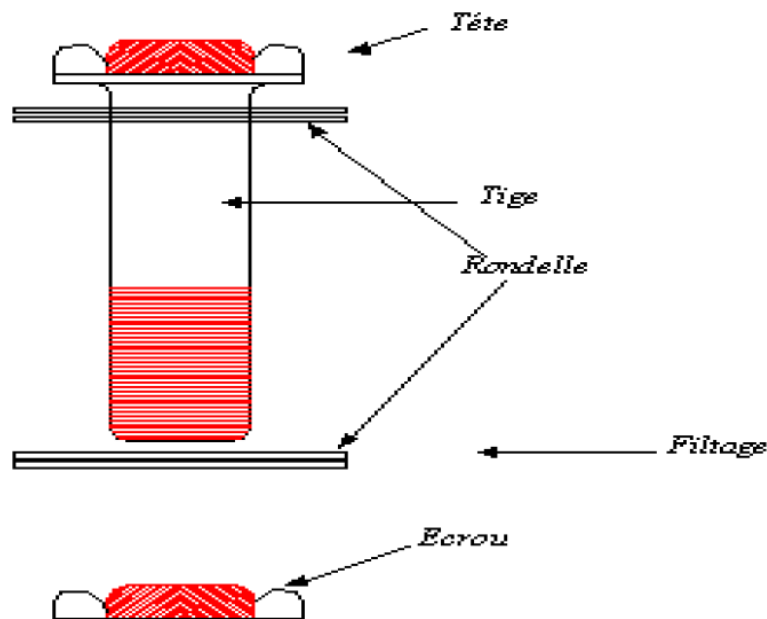


Figure VI-1 Les composants d'un boulon.

**VI.3 Rôle des assemblages**

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion. 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.

**VI.4 Assemblages de palée de stabilité**

- Calcul de l’attache de la diagonale (1)  $\angle L$  60 x 60 x 6 avec le poteau

**I.4.1.1 Disposition des boulons**

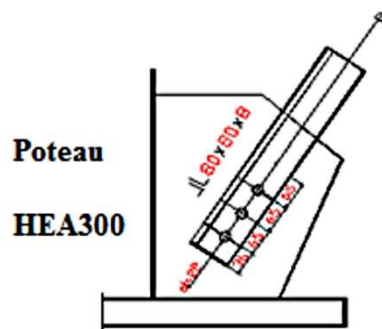


Figure VI-2 L’attache de diagonale.

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2d_0 = 26.4 \text{ mm} \rightarrow \text{soit: } e_1 = 36\text{mm} \\ p_1 \geq 2.2d_0 = 48.4 \text{ mm} \rightarrow \text{soit: } p_1 = 65\text{mm} \\ e_2 \geq 1.5d_0 = 33 \text{ mm} \rightarrow \text{soit: } e_2 = 38\text{mm} \end{cases} \quad ; \text{ Avec : } d_0 = d + 2 = 22 \text{ mm (tableau 6.1 EC 3)}$$

Désignation	d (mm)	d <sub>0</sub> (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )
M20	20	22	314	245

Tableau VI-2 Principales caractéristiques géométrique.

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d<sub>0</sub> : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A<sub>s</sub> : section résistante de la partie filetée.

On a : N<sub>Sd</sub> = 109.625 KN

Pour un boulon  $N_{Sd.1} = \frac{N_{Sd}}{3 \times 2} = 18.271 \text{ KN}$

Les diagonales sont attachées par des boulons  $\phi = 20\text{mm}$  de **classe 10.9** → f<sub>ub</sub> = 1000 N/mm<sup>2</sup>

• **Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement**

On a : m = 2 et n = 3 et A<sub>S</sub> = 245 mm<sup>2</sup>

Avec :

m : nombre de plan de cisaillement = 2.

n : est le nombre de boulons pris arbitrairement = 3.

Il faut vérifier que :

$$F_{V,Rd} \geq N_{Sd,1}$$

Avec :  $F_{V,Rd} = 0.6 \cdot m \cdot n \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$

$$F_{V,Rd} = 0.6 \times 2 \times 3 \times 100 \times \frac{245}{1.25} = 70.524 \text{ KN}$$

D'où :  $F_{V,Rd} = 70.524\text{N} \geq N_{Sd,1} = 18.271 \text{ KN} \dots\dots\dots$  **vérifiée**

• **Résistance de la pression diamétrale**

Il faut vérifier que :

$$F_1 \leq F_B$$

Avec :  $F_B = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}}$  ; Profilés : L (60×60×6), t = 6 mm.

$$\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min \left[ \frac{36}{66}; \frac{65}{66} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{360}; 1 \right] = \min[0.54; 0.73; 2.7; 1] = 0.54$$

$$F_B = 2.5 \times 0.54 \times 36 \times 20 \times \frac{6}{1.25} = 46.656 \text{ KN}$$

Pour un boulon :  $F_1 = \frac{N_{Sd}}{3 \cdot m} = 18.271\text{KN} < F_B = 46.656 \text{ KN}$  **vérifiée.**

Y'a pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

**I.4.2 Vérification de gousset à la traction**

Il faut vérifier que :

$$F_u \leq N_{u,Rd}$$

Avec :  $N_{u,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot \frac{A_{net}}{\gamma_{M2}} = 0.9 \times 360 \times \frac{2.88}{1.25} = 74.649 \text{ KN}$

Avec :  $A_{net} = t(b - d_0) = 6(60 - 22) = 228 \text{ mm}^2$

Pour un boulon :  $F_u = \frac{N_{Sd}}{3} = \frac{109.625}{3} = 36.541 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 74.649 \text{ KN}$  **vérifiée.**

Donc : la diagonale **∟ 60×60×6** est attaché par des boulons **Ø = 20 mm** de classe **10.9**

Avec gousset d'épaisseur **t = 6 mm**.

### VI.5 Assemblage poteau-sablière

- **Cisaillement des boulons attachant la poutre**

La sollicitation à l'effort tranchant agissant sur une section de ces boulons est égale à la somme vectorielle des deux efforts tranchants suivant (il y a 4 boulons) :

$$V_{sd} = \frac{G \times L}{2} = \frac{0.432 \times 6}{2} = 1.296 \text{ KN}$$

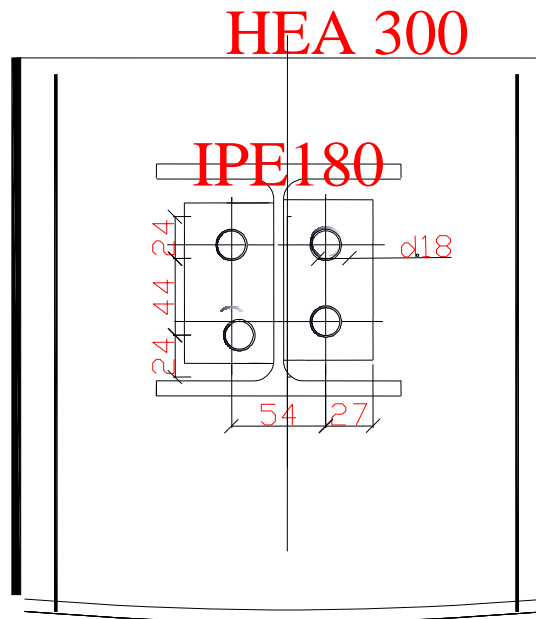


Figure VI-3 Assemblage poteau – sablière

$$F_{v.sd}^1 = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{1.296}{4} = 0.324 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd}^2 = \left( \frac{V_{sd}/2}{P_1} \right) \times e = \left( \frac{1.296/2}{54} \right) \times 24 = 0.358 \text{ KN}$$

Avec :  $e = 36 \text{ mm}$  et  $P_1 = 65 \text{ mm}$

Soit la résultante :

$$F_{v.sd} = \sqrt{(F_{v.sd}^1)^2 + (F_{v.sd}^2)^2} = \sqrt{0.324^2 + 0.358^2} = 0.483 \text{ KN}$$

La sollicitation de traction agissant sur un boulon d'assemblage d'âme de la poutre résulte de l'excentricité  $a_3$ , dans le cas particulier de cette configuration. On peut raisonnablement calculer cet effort en supposant que le bras de levier de la force de traction secondaire est égal à l'entraxe vertical des boulons  $P_1$ . En d'autres termes. Le centre instantané de rotation se trouve au niveau du boulons inférieur de la liaison cornière-âme de poutre, et on a :

$$F_{t.sd} = \left( \frac{V_{sd}/2}{P_1} \right) \times a_3 = \left( \frac{1.296/2}{65} \right) \times 24,25 = 0.241 \text{ KN} \quad \text{avec : } a_3 = 24.25 \text{ mm}$$

- **Vérification d'un boulon sollicité par des efforts combinés de cisaillement et de traction**

Conduit à s'assurer que :

$$\frac{F_{v.sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1.4 \times F_{t.Rd}} \leq 1$$

Avec : pour un boulon **M18** de classe **8.8**

$$F_{v.Rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 80 \times 192}{1025} = 73.728 \text{ KN}$$

Nb :  $A = A_s$  si le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon.

Et :  $A_s = 192 \text{ mm}^2$

$$F_{t.Rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 80 \times 192}{1.5} = 92.19 \text{ KN}$$

$$\text{Finalement : } \frac{F_{v.sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1.4 \times F_{t.Rd}} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{0.483}{73.728} + \frac{0.241}{1.4 \times 92.19} = 0.0098 < 1$$

- **Pression Diamétrale**

On vérifie la pression diamétrale dans l'âme de la poutre. Celle-ci est déterminante car c'est l'épaisseur la plus faible par rapport aux deux épaisseurs des cornières. La résistance de calcul à la pression diamétrales est donnée par :

$$F_{b.Rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

Relation dans laquelle :

$$\alpha = \left( \frac{e_1}{3 d_0} ; \frac{P_1}{3 d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = (0.4 ; 1.08 ; 2.7 ; 1) = 0.4$$

On a :  $e_1 = 36 \text{ mm}$  ;  $t = 5.3 \text{ mm}$  (épaisseur de l'âme d'un **IPE180**) Donc :

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{Mb}} = 2.5 \times 0.4 \times 36 \times 18 \times \frac{5.3}{1.25} = 27.475 \text{ KN}$$

Ce qui permet de vérifier que la pression diamétrale pour un boulon est satisfaite :

$$F_{V,sd} = 0.483 \leq F_{b,Rd} = 27.475 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ OK}$$

## VI.6 Assemblage panne traverse

### • Vérification des boulons au cisaillement +traction

Les boulons soumis à un effort de traction +cisaillement, et doivent satisfaire aux conditions suivant :

#### a) Boulon(1)

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{avec:} \begin{cases} F_{V,sd} = R_y = 0.063 \text{ KN} \\ F_{t,sd} = R_z = 13.725 \text{ KN} \end{cases}$$

(Voire chapitre (III) calcul de l'échantignolle).

$$\phi = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 36.6 \text{ mm}^2 \text{ De classe 4.6} \quad \rightarrow \quad f_{ub} = 40 \text{ daN/mm}^2$$

$$F_{V,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 40 \times 36.6}{1.25} = 70.272 \text{ KN} \quad \Rightarrow F_V = 70.272 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 40 \times 36.6}{1.5} = 87.84 \text{ KN} \quad \Rightarrow F_T = 87.84 \text{ KN}$$

$$\text{Finalement : } \frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{0.063}{70.272} + \frac{13.725}{1.4 \times 87.84} = \mathbf{0.008} < 1$$

#### b) Boulon(2)

$$\phi = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 36.6 \text{ mm}^2 \text{ De classe 8.8} \quad \rightarrow \quad f_{ub} = 80 \text{ daN/mm}^2$$

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{avec:} \begin{cases} F_{V,sd} = R_y = 0.063 \text{ KN} \\ F_{t,sd} = R_z = 13.725 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_{V,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 80 \times 36.6}{1.25} = 14.054 \text{ KN} \quad \Rightarrow F_V = 14.054 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 80 \times 36.6}{1.5} = 17.568 \text{ KN} \quad \Rightarrow F_T = 17.568 \text{ KN}$$

$$\text{Finalement : } \frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{0.063}{14.054} + \frac{13.725}{1.4 \times 17.568} = \mathbf{0.561} < 1$$

VI.7 Assemblage poteau -traverse

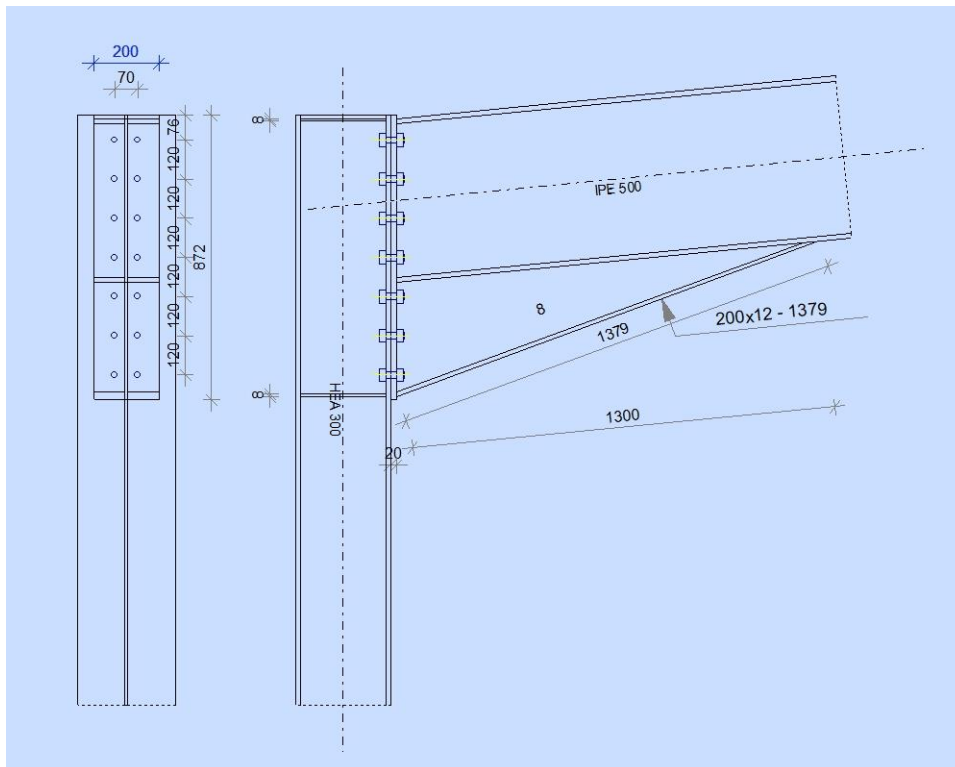


Figure VI-4 Assemblage poutre – travers.

VI.7.1 Disposition des boulons

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2d_0 = 31.2 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit : } e_1 = 75 \text{ mm} \\ p_1 \geq 2.2d_0 = 57.2 \text{ mm} \\ e_2 \geq 1.5d_0 = 39 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit : } e_2 = 100 \text{ mm} \\ p_2 \geq 3d_0 = 78 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit : } p_2 = 110 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Avec : } d_0 = 26 \text{ mm (tableau 6.1 Eurocode 3)}$$

L'assemblage est sollicité par un moment **M** du à la combinaison (1.35 (G+Q+N)) et un effort tranchant **V**.

On a:  $\begin{cases} \mathbf{M} = 336.71 \text{ KN.m} \\ \mathbf{V} = 60.174 \text{ KN} \end{cases}$

L'assemblage se fait par une platine : 1020×200×20, et des boulons **HRØ = 24 mm** , de classe **8.8** ⇒  $f_{ub} = 100 \text{ daN/mm}^2$ . (  $A_s = 353 \text{ mm}^2$  ;  $F_p = 24710 \text{ daN}$  ;  $d_0 = 26 \text{ mm}$ ).

$F_p$  : force de précontrainte dans les boulons.

n: nombre de boulon par rangé (n = 2).

$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$  KN par boulon..... (Euro code 3 chap. 6.5.8.3)

$F_p = 247.10 \text{ KN}$

Soit :  $F_p = n .F_p = 2 \times 247.10 = 494.2 \text{ KN}$  par rangée.



### VI.7.2 Détermination des efforts dans les boulons

$$N_i = \frac{M_i \cdot d_i}{\sum d_i^2} \quad n = 2$$

$$d_1 = 720\text{mm} \Rightarrow N_1 = 185.06 \text{ KN} < n \cdot F_p = 494.20 \text{ KN}$$

$$d_2 = 600\text{mm} \Rightarrow N_2 = 154.21 \text{ KN} < n \cdot F_p = 494.20 \text{ KN}$$

$$d_3 = 480\text{mm} \Rightarrow N_3 = 123.37 \text{ KN} < n \cdot F_p = 494.20 \text{ KN}$$

$$d_4 = 360\text{mm} \Rightarrow N_4 = 92.531 \text{ KN} < n \cdot F_p = 494.20 \text{ KN}$$

$$d_5 = 240\text{mm} \Rightarrow N_5 = 64.204 \text{ KN} < n \cdot F_p = 494.20 \text{ KN}$$

$$d_6 = 120\text{mm} \Rightarrow N_6 = 61.687 \text{ KN} < n \cdot F_p = 494.20 \text{ KN}$$

### VI.7.3 Résistance au glissement

$$F_s = \frac{F_p \times 0.4}{1.25} = \frac{247.10 \times 0.4}{1.25} = 79.072 \text{ KN}$$

Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

$$\sum d_i^2 = 1.310 \text{ m}^2.$$

$$M_R = \frac{494.2 \times 1.310}{0.72} = 899.169 \text{ KN.m}$$

Et on a :  $M_{Sd} = 336.71 \text{ KN.m} < M_R = 899.169 \text{ KN.m}$

### VI.7.4 Résistance sous l'effort tranchant

Il faut vérifier que :  $V_1 \leq F_s \quad n = 14$

On a :  $V_1 = \frac{V}{14} = 4.298 \text{ KN} < F_s = 79.072 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$

### Résistance de l'âme de poteau en traction

Il faut vérifier que :  $F_v \leq F_t$

$$F_t = f_y \cdot t_{wc} \cdot \frac{B_{eff}}{\gamma_{Mo}} = 194.4090 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M}{(h_{poteau} - t_{f,poteau})} = 31.217 \text{ KN} < F_t = 194.409 \text{ KN}$$

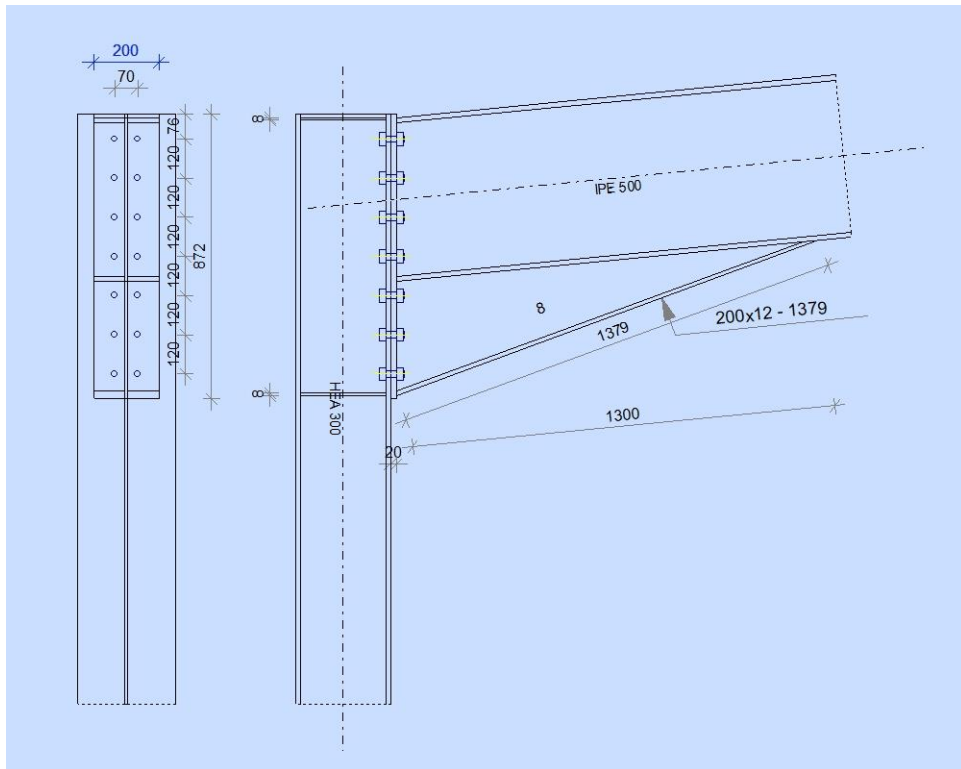
⇒ Il faut un raidisseur d'épaisseur (t), avec :  $t = 24 \text{ mm}$

⇒  $F_t = 194.409 \text{ KN} > F_v = 31.217 \text{ KN} \quad \text{OK}$

Pour les autres assemblages, on a utilisé le logiciel Robot pour exécuter les différentes vérification nécessaires

VI.8 Détails des assemblages par Robot :

<p><b>Calcul de l'Encastrement</b></p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	<p><b>Traverse-Poteau</b></p>	<p><b>OK</b></p> <p>Ratio <b>0,15</b></p>
---	-------------------------------	---



**VI.8.1 Encastrement Traverse-Poteau**

Assemblage N°: 1  
 Nom de l'assemblage : Angle de portique  
 Noeud de la structure: 2  
 Barres de la structure: 1, 3

**VI.8.2 GEOMETRIE**

**VI.8.3 POTEAU**

Profilé: HEA 300  
 Barre N°: 1

□ =	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
h <sub>c</sub> =	290	[mm]	Hauteur de la section du poteau
b <sub>fc</sub> =	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
t <sub>wc</sub> =	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
t <sub>fc</sub> =	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
r <sub>c</sub> =	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
A <sub>c</sub> =	112,53	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
I <sub>xc</sub> =	18263,50	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	Steel		
f <sub>yc</sub> =	235,00	[MPa]	Résistance

**VI.8.4 POUTRE**

Profilé:			IPE 500
Barre N°:			3
$\alpha =$	5,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	500	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	200	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	16	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	115,52	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	48198,50	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	Steel		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

**VI.8.5 BOULONS**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	6.8		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	105,84	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	76	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	120;120;120;120;120;120	[mm]	

**VI.8.6 PLATINE**

$h_p =$	872	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	200	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 235		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

**VI.8.7 JARRET INFÉRIEUR**

$w_d =$	200	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	350	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	1300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	20,2	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

**VI.8.8 RAIDISSEUR POTEAU****Supérieur**

$h_{su} =$	262	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	146	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

**Inférieur**

$h_{sd} =$	262	[mm]	Hauteur du raidisseur
------------	-----	------	-----------------------

$h_{sd} =$	262	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	146	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

**VI.8.9 SOUDURES D'ANGLE**

$a_w =$	8	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	12	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	8	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

**VI.8.10 COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\square_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\square_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\square_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\square_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

**VI.9 EFFORTS**

Etat limite: ultime

Cas: 467:  $ELU/385=1*1.82 + 2*2.02 + 22*1.35 + 74*1.35 \ 1*1.82+2*2.02+(22+74)*1.35$

$M_{b1,Ed} =$	34,85	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	15,37	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	6,77	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	35,85	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	19,92	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-19,89	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

**VI.10 RESULTATS**

**VI.10.1 RESISTANCES DE LA POUTRE**

**TRACTION**

$A_b =$	115,52	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \square_{M0}$				
$N_{tb,Rd} =$	2714,72	[kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

**CISAILLEMENT**

$A_{vb} =$	87,87	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \square_3) / \square_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	1192,22	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)

**FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)**

$W_{plb} =$	2194,12	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \square_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	515,62	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

**FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE**

$W_{pl} =$	3504,21	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \square_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	823,49	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

**AILE ET AME EN COMPRESSION**

$M_{cb,Rd} =$	823,49	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	838	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$				

$F_{c,fb,Rd} = 982,78$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

**AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE**

Pression diamétrale:

$\alpha = 5,5$  [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\alpha = 20,2$  [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 266$  [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 59,87$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\alpha = 0,89$  Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 14,82$  [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$  Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\alpha k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \sigma_{M0}] \cos(\alpha) / \sin(\alpha - \alpha)$

$F_{c,wb,Rd1} = 2106,64$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 426$  [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\alpha_p = 1,03$  Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\alpha = 0,78$  Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\alpha k_{wc} \alpha b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \sigma_{M1}] \cos(\alpha) / \sin(\alpha - \alpha)$

$F_{c,wb,Rd2} = 1648,44$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \cdot \sigma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} = 705,00$  [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 705,00$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

**VI.10.2 RESISTANCES DU POTEAU**

**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$M_{b1,Ed} = 34,85$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 19,92$  [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 0,00$  [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 720$  [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = 38,46$  [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 37,28$  [cm<sup>2</sup>] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 37,28$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 844$  [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} = 3,45$  [kN\*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 1,13$  [kN\*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 1,13$  [kN\*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 0.9 ( A_{vs} \cdot f_{y,wc} ) / ( \alpha \sigma_{M0} ) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd} = 466,08$  [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$   $0,08 < 1,00$  **vérifié** (0,08)

**AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE**

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 9$  [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 292$  [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 37,28$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\alpha = 0,80$  Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

- $t_{wc} = 9$  [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]
- $\sigma_{com,Ed} = 22,18$  [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]
- $k_{wc} = 1,00$  Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]
- $A_s = 19,84$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
- $F_{c,wc,Rd1} = \sigma_{com,Ed} k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \sigma_{M0} + A_s f_{ys} / \sigma_{M0}$
- $F_{c,wc,Rd1} = 930,45$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]
- Flambement:
- $d_{wc} = 208$  [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
- $\lambda_p = 0,90$  Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
- $\chi = 0,86$  Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
- $\lambda_s = 2,37$  Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
- $\chi_s = 1,00$  Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
- $F_{c,wc,Rd2} = \sigma_{com,Ed} k_{wc} \chi b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \sigma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \sigma_{M1}$
- $F_{c,wc,Rd2} = 866,27$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]
- Résistance finale:
- $F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$
- $F_{c,wc,Rd} = 866,27$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

### VI.10.3 PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

#### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	9	-	115	-	120	57	73	57	73	149	43	43	43
2	9	-	115	-	120	57	180	57	180	240	120	120	120
3	9	-	115	-	120	57	180	57	180	240	120	120	120
4	9	-	115	-	120	57	180	57	180	240	120	120	120
5	9	-	115	-	120	57	180	57	180	240	120	120	120
6	9	-	115	-	120	57	180	57	180	240	120	120	120
7	9	-	115	-	120	57	73	57	73	149	43	43	43

#### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	21	-	65	-	120	131	167	131	167	185	144	144	144
2	21	-	65	-	120	131	165	131	165	240	120	120	120
3	21	-	65	-	120	131	165	131	165	240	120	120	120
4	21	-	65	-	120	131	165	131	165	240	120	120	120
5	21	-	65	-	120	131	165	131	165	240	120	120	120
6	21	-	65	-	120	131	165	131	165	240	120	120	120
7	21	-	65	-	120	131	165	131	165	185	142	142	142

- m – Distance du boulon de l'âme
- m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l<sub>eff,cp</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l<sub>eff,2</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l<sub>eff,cp,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

- m – Distance du boulon de l'âme
- $l_{eff,2,g}$  – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

**VI.10.4 RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION**

$F_{t,Rd} =$	105,84	[kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} =$	228,00	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]
$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd} , n_v n_h F_{t,Rd} , n_v n_h B_{p,Rd})$				
$N_{j,Rd} =$	1481,76	[kN]	Résistance de l'assemblage à la traction	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00		vérifié	(0,00)

**VI.10.5 RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION**

$F_{t,Rd} =$	105,84	[kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} =$	228,00	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]
$F_{t,fc,Rd}$	– résistance de la semelle du poteau à la flexion			
$F_{t,wc,Rd}$	– résistance de l'âme du poteau à la traction			
$F_{t,ep,Rd}$	– résistance de la platine fléchie à la flexion			
$F_{t,wb,Rd}$	– résistance de l'âme à la traction			
$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$				[6.2.6.4] , [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd} = \square b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \square M_0$				[6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$				[6.2.6.5] , [Tab.6.2]
$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \square M_0$				[6.2.6.8.(1)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	113,58	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 199,48$	199,48	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 113,58$	113,58	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 211,68$	211,68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 314,00$	314,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 456,01$	456,01	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd} / \square = 466,08$	466,08	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 866,27$	866,27	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 982,78$	982,78	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 705,00$	705,00	Ame de la poutre - compression

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	113,58	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 211,68$	211,68	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 113,58$	113,58	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 211,68$	211,68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 314,00$	314,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 456,01$	456,01	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd} / \square - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 466,08 - 113,58$	352,50	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 866,27 - 113,58$	752,70	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 982,78 - 113,58$	869,21	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 705,00 - 113,58$	591,42	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 417,57 - 113,58$	303,99	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 299,83 - 113,58$	186,25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 423,36 - 113,58$	309,78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 633,93 - 113,58$	520,36	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 96,10 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3**

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	113,58	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 211,68$	211,68	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 113,58$	113,58	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 211,68$	211,68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 314,00$	314,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 456,01$	456,01	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\square - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 466,08 - 209,68$	256,40	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 866,27 - 209,68$	656,60	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 982,78 - 209,68$	773,11	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 705,00 - 209,68$	495,32	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 423,36 - 96,10$	327,26	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 406,73 - 96,10$	310,63	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 635,04 - 209,68$	425,36	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 455,37 - 209,68$	245,69	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 423,36 - 96,10$	327,26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 575,28 - 96,10$	479,18	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 635,04 - 209,68$	425,36	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 921,57 - 209,68$	711,90	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 78,62 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 78,62 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4**

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	113,58	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 211,68$	211,68	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 113,58$	113,58	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 211,68$	211,68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 314,00$	314,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 456,01$	456,01	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\square - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 466,08 - 288,30$	177,78	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 866,27 - 288,30$	577,98	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 982,78 - 288,30$	694,49	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 705,00 - 288,30$	416,70	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 423,36 - 78,62$	344,74	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 406,73 - 78,62$	328,11	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 635,04 - 174,72$	460,32	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 525,04 - 174,72$	350,32	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 846,72 - 288,30$	558,42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 555,83 - 288,30$	267,54	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 423,36 - 78,62$	344,74	Platine d'about - traction - groupe



<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 575,28 - 78,62$	496,66	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 635,04 - 174,72$	460,32	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 862,92 - 174,72$	688,20	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 846,72 - 288,30$	558,42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1209,21 - 288,30$	920,92	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$

$F_{t4,Rd} = 61,14$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$

$F_{t4,Rd} = 61,14$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5**

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	113,58	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 211,68$	211,68	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 113,58$	113,58	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 211,68$	211,68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 314,00$	314,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 456,01$	456,01	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\square} - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 466,08 - 349,44$	116,64	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 866,27 - 349,44$	516,84	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 982,78 - 349,44$	633,35	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 705,00 - 349,44$	355,56	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 423,36 - 61,14$	362,22	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 406,73 - 61,14$	345,59	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 635,04 - 139,76$	495,28	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 525,04 - 139,76$	385,27	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 846,72 - 235,86$	610,86	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 599,59 - 235,86$	363,73	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1058,40 - 349,44$	708,96	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 618,99 - 349,44$	269,55	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 423,36 - 61,14$	362,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 575,28 - 61,14$	514,14	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 635,04 - 139,76$	495,28	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 862,92 - 139,76$	723,16	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 846,72 - 235,86$	610,86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1150,56 - 235,86$	914,70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1058,40 - 349,44$	708,96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1496,85 - 349,44$	1147,41	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$

$F_{t5,Rd} = 43,66$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$

$F_{t5,Rd} = 43,66$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6**

<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	72,98	Résistance d'une rangée de boulon

<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,fc,Rd(6)} = 211,68$	211,68	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 113,58$	113,58	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 211,68$	211,68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 314,00$	314,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 456,01$	456,01	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\square - \sum 1^5 F_{ti,Rd} = 466,08 - 393,10$	72,98	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 866,27 - 393,10$	473,17	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 982,78 - 393,10$	589,68	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 705,00 - 393,10$	311,90	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 423,36 - 43,66$	379,70	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 406,73 - 43,66$	363,06	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 635,04 - 104,81$	530,23	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 525,04 - 104,81$	420,23	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 846,72 - 183,43$	663,29	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 599,59 - 183,43$	416,17	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1058,40 - 279,53$	778,87	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 646,85 - 279,53$	367,33	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1270,08 - 393,10$	876,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 659,39 - 393,10$	266,29	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 423,36 - 43,66$	379,70	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 575,28 - 43,66$	531,62	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 635,04 - 104,81$	530,23	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 862,92 - 104,81$	758,11	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 846,72 - 183,43$	663,29	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 1150,56 - 183,43$	967,13	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1058,40 - 279,53$	778,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1438,20 - 279,53$	1158,67	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1270,08 - 393,10$	876,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1784,49 - 393,10$	1391,39	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$

$F_{t6,Rd} = 26,19 \quad [kN] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$

$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$

$F_{t6,Rd} = 26,19 \quad [kN] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]FRA$

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7**

<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t7,Rd} = \text{Min} (F_{t7,Rd,comp})$	46,79	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(7)} = 199,48$	199,48	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(7)} = 113,58$	113,58	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(7)} = 211,68$	211,68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 314,00$	314,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 456,01$	456,01	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\square - \sum 1^6 F_{ti,Rd} = 466,08 - 419,29$	46,79	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^6 F_{ij,Rd} = 866,27 - 419,29$	446,99	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^6 F_{ij,Rd} = 982,78 - 419,29$	563,50	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^6 F_{ij,Rd} = 705,00 - 419,29$	285,71	Ame de la poutre - compression

<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,fc,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 417,57 - 26,19$	391,38	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 299,83 - 26,19$	273,64	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 635,04 - 69,85$	565,19	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 455,37 - 69,85$	385,52	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 846,72 - 130,99$	715,73	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 555,83 - 130,99$	424,84	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 1058,40 - 209,61$	848,79	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 618,99 - 209,61$	409,38	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 1270,08 - 305,71$	964,37	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 659,39 - 305,71$	353,68	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 1481,76 - 419,29$	1062,47	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 670,21 - 419,29$	250,92	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 423,36 - 26,19$	397,17	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 628,79 - 26,19$	602,60	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 635,04 - 69,85$	565,19	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 916,43 - 69,85$	846,58	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 846,72 - 130,99$	715,73	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 1204,07 - 130,99$	1073,08	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 1058,40 - 209,61$	848,79	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 1491,71 - 209,61$	1282,10	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 1270,08 - 305,71$	964,37	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 1779,35 - 305,71$	1473,64	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 1481,76 - 419,29$	1062,47	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 2125,64 - 419,29$	1706,35	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t7,Rd} = F_{t1,Rd} h7/h1$

$F_{t7,Rd} = 8,71$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t7,Rd} = F_{t2,Rd} h7/h2$

$F_{t7,Rd} = 8,71$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	780	113,58	199,48	113,58	211,68	314,00	211,68	456,01
2	660	96,10	211,68	113,58	211,68	314,00	211,68	456,01
3	540	78,62	211,68	113,58	211,68	314,00	211,68	456,01
4	420	61,14	211,68	113,58	211,68	314,00	211,68	456,01
5	300	43,66	211,68	113,58	211,68	314,00	211,68	456,01
6	180	26,19	211,68	113,58	211,68	314,00	211,68	456,01
7	60	8,71	199,48	113,58	211,68	314,00	211,68	456,01

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>**

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$

$M_{j,Rd} = 238,39$  [kN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$  0,15 < 1,00 **vérifié** (0,15)

**VI.10.6 RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILEMENT**

$\varphi_v = 0,60$  Coefficient pour le calcul de F<sub>v,Rd</sub> [Tableau 3.4]

$\varphi_{Lf} = 0,90$  Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd} = 80,98$  [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_v =$	0,60		Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	105,84	[kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	201,60	[kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	201,60	[kN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	211,68	0,97	113,58	16,60	17,57	152,35
2	211,68	0,97	96,10	14,05	15,02	153,75
3	211,68	0,97	78,62	11,49	12,46	155,15
4	211,68	0,97	61,14	8,94	9,91	156,54
5	211,68	0,97	43,66	6,38	7,35	157,94
6	211,68	0,97	26,19	3,83	4,80	159,33
7	211,68	0,97	8,71	1,27	2,24	160,73

$F_{tj,Rd,N}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$  – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$  – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$  – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$  – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max}), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd}$$

$V_{j,Rd} =$  1095,79 [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \qquad 0,01 < 1,00 \qquad \text{vérifié} \qquad (0,01)$$

### VI.10.7 RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$  200,15 [cm<sup>2</sup>] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]

$A_{wy} =$  77,71 [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]

$A_{wz} =$  122,43 [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]

$I_{wy} =$  133402,12 [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\text{max}} = \sigma_{\text{max}} =$  7,89 [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]

$\sigma_{\parallel} = \sigma_{\parallel} =$  7,62 [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\perp} =$  1,26 [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]

$\rho_w =$  0,80 Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$$\sigma [\sigma_{\text{max}}^2 + 3 * (\sigma_{\text{max}}^2)] \leq f_u / (\rho_w * M_2) \qquad 15,77 < 360,00 \qquad \text{vérifié} \qquad (0,04)$$

$$\sigma [\sigma_{\parallel}^2 + 3 * (\sigma_{\parallel}^2 + \sigma_{\perp}^2)] \leq f_u / (\rho_w * M_2) \qquad 15,39 < 360,00 \qquad \text{vérifié} \qquad (0,04)$$

$$\sigma_{\parallel} \leq 0,9 * f_u / M_2 \qquad 7,89 < 259,20 \qquad \text{vérifié} \qquad (0,03)$$

### VI.10.8 RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$  4 [mm] Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]

$h_{head} =$  14 [mm] Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]

$h_{nut} =$  20 [mm] Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]

$L_b =$  59 [mm] Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]

$k_{10} =$  7 [mm] Coefficient de rigidité des boulons [6.3.2.(1)]

#### RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	$h_j$	$k_3$	$k_4$	$k_5$	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	29,56	1613,14
1	780	1	139	104	1	6,55	510,64

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
2	660	1	185	95	1	7,08	466,91
3	540	1	185	95	1	5,79	312,52
4	420	1	185	95	1	4,50	189,01
5	300	1	185	95	1	3,22	96,39
6	180	1	185	95	1	1,93	34,67
7	60	1	139	104	1	0,50	3,00

$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j}))$  [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$   
 $z_{eq} = 546$  [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$   
 $k_{eq} = 5$  [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 37,28$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\square = 1,00$  Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$z = 546$  [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 3$  [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

$k_2 = \square$  Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$  [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 109742,28$  [kN\*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\square = 1,00$  Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \square$  [6.3.1.(4)]

$S_j = 109742,28$  [kN\*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

**Classification de l'assemblage par rigidité.**

$S_{j,rig} = 65132,84$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 4070,80$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \square S_{j,rig}$  RIGIDE

**VI.10.9 COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**


PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

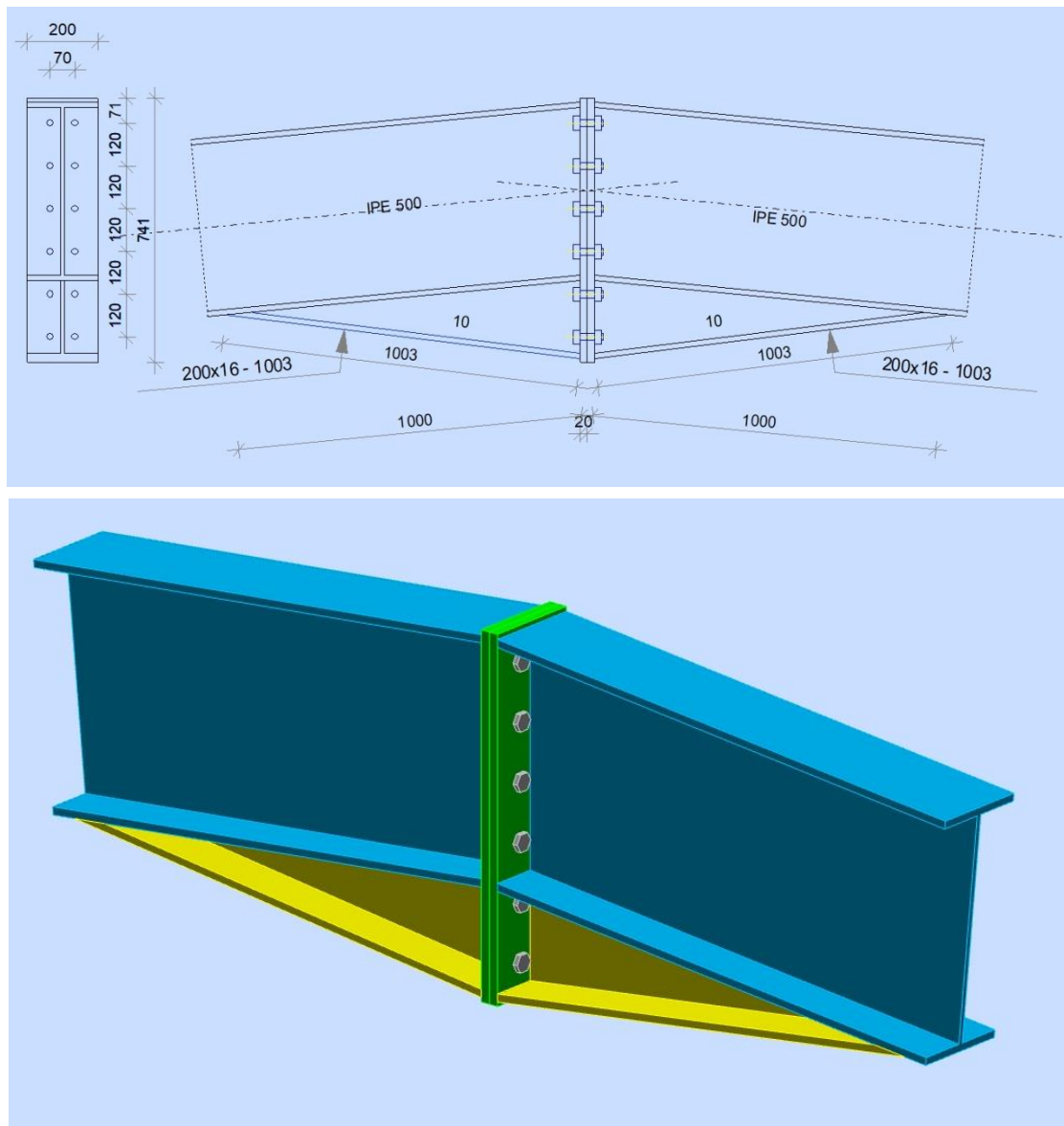
**REMARQUES**

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 8 [mm] < 10 [mm]

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 16 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,15

	<b>Calcul de l'Encastrement</b>	<b>Poutre-Poutre</b>	
			Ratio <b>0,09</b>
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009			



### VI.11 Encastrement Poutre-Poutre

Assemblage N°: 1  
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre  
 Noeud de la structure: 5  
 Barres de la structure: 3, 4

#### VI.11.1 Géométrie

#### VI.11.2 Gauche

#### VI.11.3 Poutre

Profilé: IPE 500  
 Barre N°: 3

□ =	-174,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
h <sub>bl</sub> =	500	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
b <sub>tbl</sub> =	200	[mm]	Largeur de la section de la poutre
t <sub>wbl</sub> =	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t <sub>tbl</sub> =	16	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$\alpha =$	-174,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
$r_{bl} =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	115,52	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	48198,50	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: Steel

$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance
------------	--------	-------	------------

#### VI.11.4 Droite

#### VI.11.5 Poutre

Profilé: IPE 500

Barre N°: 4

$\alpha =$	-5,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	500	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	200	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	16	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	115,52	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	48198,50	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: Steel

$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance
------------	--------	-------	------------

#### VI.11.6 Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	8.8		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	141,12	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	75	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	90	[mm]	
Entraxe $p_i =$	120;120;120;120;120	[mm]	

#### VI.11.7 Platine

$h_{pr} =$	741	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	200	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine

Matériau: S 235

$f_{ypr} =$	235,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

#### VI.11.8 Jarret inférieur

$w_{rd} =$	200	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	16	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	220	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	850	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	9,3	[Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

#### VI.11.9 Soudures d'angle

$a_w =$	8	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	12	[mm]	Soudure semelle

**VI.11.9 Soudures d'angle**

$a_w =$	8 [mm]	Soudure âme
$a_{fd} =$	5 [mm]	Soudure horizontale

**VI.11.10 Coefficients de matériau**

$\square_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\square_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\square_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\square_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

**VI.11.11 Efforts****Etat limite: ultime**

Cas: 8: Vent Av./Arr. dép.(-)

$M_{b1,Ed} =$	-7,06 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-23,28 [kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-137,08 [kN]	Effort axial dans la poutre droite

**VI.11.12 Résultats****VI.11.13 Résistances de la poutre****COMPRESSION**

$A_b =$	115,52 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \square_{M0}$			
$N_{cb,Rd} =$	2714,72 [kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

**CISAILLEMENT**

$A_{vb} =$	81,87 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \square_3) / \square_{M0}$			
$V_{cb,Rd} =$	1110,82 [kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)

**FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)**

$W_{plb} =$	2194,12 [cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \square_{M0}$			
$M_{b,pl,Rd} =$	515,62 [kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

**FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE**

$W_{el} =$	2827,99 [cm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{el} f_{yb} / \square_{M0}$			
$M_{cb,Rd} =$	664,58 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

**FLEXION AVEC EFFORT AXIAL AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE**

$n =$	0,05	Rapport de l'effort axial à la résistance de la section	EN1993-1-1:[6.2.9.1.(5)]
$M_{Nb,Rd} = M_{cb,Rd} (1 - n)$			
$M_{Nb,Rd} =$	631,02 [kN*m]	Résistance réduite (effort axial) de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.9.2.(1)]

**AILE ET AME EN COMPRESSION**

$M_{cb,Rd} =$	664,58 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	706 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$			
$F_{c,fb,Rd} =$	941,06 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

**AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE**

Pression diamétrale:

$\square =$	5,5 [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\square =$	9,3 [Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} =$	282 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]



Pression diamétrale:

- $\alpha = 5,5$  [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre
- $A_{vb} = 59,87$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
- $\beta = 0,88$  Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
- $\sigma_{com,Ed} = 8,74$  [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]
- $k_{wc} = 1,00$  Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]
- $F_{c,wb,Rd1} = [\beta k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \sigma_{M0}] \cos(\alpha) / \sin(\alpha - \beta)$
- $F_{c,wb,Rd1} = 2287,86$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

- $d_{wb} = 426$  [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
- $\lambda_p = 1,06$  Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
- $\beta = 0,77$  Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
- $F_{c,wb,Rd2} = [\beta k_{wc} \beta b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \sigma_{M1}] \cos(\alpha) / \sin(\alpha - \beta)$
- $F_{c,wb,Rd2} = 1752,87$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

- $F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \cdot \sigma_{M0})$
- $F_{c,wb,Rd3} = 940,00$  [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

- $F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$
- $F_{c,wb,Rd,low} = 940,00$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

### VI.11.14 Paramètres géométriques de l'assemblage

#### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	31	-	55	-	120	194	226	194	226	217	190	190	190
2	31	-	55	-	120	194	192	192	192	240	120	120	120
3	31	-	55	-	120	194	192	192	192	240	120	120	120
4	31	-	55	-	120	194	192	192	192	240	120	120	120
5	31	-	55	-	120	194	192	192	192	240	120	120	120
6	31	-	55	-	120	194	192	192	192	217	156	156	156

- m – Distance du boulon de l'âme
- m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l<sub>eff,cp</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l<sub>eff,2</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l<sub>eff,cp,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l<sub>eff,2,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

### VI.11.15 Résistance de l'assemblage à la compression

- $N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd2} F_{c,wb,Rd,low})$
- $N_{j,Rd} = 1880,00$  [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]
- $N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  0,07 < 1,00 vérifié (0,07)

### VI.11.16 Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd} =$	141,12	[kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} =$	325,72	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]
$F_{t,fc,Rd}$	– résistance de la semelle du poteau à la flexion			
$F_{t,wc,Rd}$	– résistance de l'âme du poteau à la traction			
$F_{t,ep,Rd}$	– résistance de la platine fléchie à la flexion			
$F_{t,wb,Rd}$	– résistance de l'âme à la traction			
$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$				[6.2.6.4] , [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd} = \square b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \square M0$				[6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$				[6.2.6.5] , [Tab.6.2]
$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \square M0$				[6.2.6.8.(1)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	282,24	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 282,24$	282,24	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 464,61$	464,61	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 941,06$	941,06	Aile de la poutre - compression

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	241,11	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 282,24$	282,24	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 460,57$	460,57	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 941,06 - 282,24$	658,82	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 523,35 - 282,24$	241,11	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 742,48 - 282,24$	460,24	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$	
$F_{t2,Rd} =$	230,69 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3**

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	245,43	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 282,24$	282,24	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 460,57$	460,57	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 941,06 - 512,93$	428,13	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 476,11 - 230,69$	245,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 575,28 - 230,69$	344,59	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 761,40 - 512,93$	248,48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1030,12 - 512,93$	517,20	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$	
$F_{t3,Rd} =$	179,13 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]
$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$	
$F_{t3,Rd} =$	179,13 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4**

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
---	-------------------------------	------------------

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	249,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 282,24$	282,24	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 460,57$	460,57	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 941,06 - 692,06$	249,00	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 476,11 - 179,13$	296,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 575,28 - 179,13$	396,15	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 714,17 - 409,82$	304,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 862,92 - 409,82$	453,10	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 999,46 - 692,06$	307,40	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1317,76 - 692,06$	625,70	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$

$F_{t4,Rd} = 127,58 \quad [kN] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$

$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$

$F_{t4,Rd} = 127,58 \quad [kN] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]FRA$

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5**

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	121,42	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 282,24$	282,24	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 460,57$	460,57	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 941,06 - 819,64$	121,42	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 476,11 - 127,58$	348,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 575,28 - 127,58$	447,70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 714,17 - 306,71$	407,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 862,92 - 306,71$	556,21	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 952,22 - 537,40$	414,83	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1150,56 - 537,40$	613,16	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1237,51 - 819,64$	417,88	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1605,40 - 819,64$	785,77	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$

$F_{t5,Rd} = 76,03 \quad [kN] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$

$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$

$F_{t5,Rd} = 76,03 \quad [kN] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]FRA$

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6**

<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	45,39	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 282,24$	282,24	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 460,57$	460,57	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 941,06 - 895,66$	45,39	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 500,54 - 76,03$	424,51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 661,75 - 76,03$	585,72	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 738,59 - 203,60$	534,99	Platine d'about - traction - groupe

<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 949,39 - 203,60$	745,78	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 976,65 - 382,74$	593,91	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 1237,03 - 382,74$	854,29	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1214,71 - 613,42$	601,28	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1524,67 - 613,42$	911,24	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1500,00 - 895,66$	604,33	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1979,51 - 895,66$	1083,85	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$

$F_{t6,Rd} = 24,47$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$

$F_{t6,Rd} = 24,47$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	657	282,24	-	-	282,24	464,61	282,24	651,44
2	537	230,69	-	-	282,24	460,57	282,24	651,44
3	417	179,13	-	-	282,24	460,57	282,24	651,44
4	297	127,58	-	-	282,24	460,57	282,24	651,44
5	177	76,03	-	-	282,24	460,57	282,24	651,44
6	57	24,47	-	-	282,24	460,57	282,24	651,44

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>**

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$

$M_{j,Rd} = 436,72$  [kN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$  0,02 < 1,00 **vérifié** (0,02)

**VI.11.17 Vérification de l'interaction M+N**

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1$  [6.2.5.1.(3)]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd}$  0,09 < 1,00 **vérifié** (0,09)

**VI.11.18 Résistance de l'assemblage au cisaillement**

$\square_v = 0,60$  Coefficient pour le calcul de F<sub>v,Rd</sub> [Tableau 3.4]

$\square_{Lf} = 0,93$  Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

F<sub>v,Rd</sub> = 111,59 [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

F<sub>t,Rd,max</sub> = 141,12 [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

F<sub>b,Rd,int</sub> = 288,00 [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

F<sub>b,Rd,ext</sub> = 288,00 [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	F <sub>tj,Rd,N</sub>	F <sub>tj,Ed,N</sub>	F <sub>tj,Rd,M</sub>	F <sub>tj,Ed,M</sub>	F <sub>tj,Ed</sub>	F <sub>vj,Rd</sub>
1	282,24	-22,85	282,24	4,56	-18,28	223,18
2	282,24	-22,85	230,69	3,73	-19,12	223,18
3	282,24	-22,85	179,13	2,90	-19,95	223,18
4	282,24	-22,85	127,58	2,06	-20,78	223,18
5	282,24	-22,85	76,03	1,23	-21,62	223,18
6	282,24	-22,85	24,47	0,40	-22,45	223,18

F<sub>tj,Rd,N</sub> – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F<sub>tj,Ed,N</sub> – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F<sub>tj,Rd,M</sub> – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F<sub>tj,Ed,M</sub> – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F<sub>tj,Ed</sub> – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{tj,Rd,N}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{vj,Rd}$  – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max}), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 1339,07 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \qquad 0,02 < 1,00 \qquad \text{vérifié} \qquad (0,02)$$

**VI.11.19 Résistance des soudures**

$$A_w = 178,32 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \qquad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 77,23 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \qquad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 101,09 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \qquad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 88090,64 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \qquad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\square max} = \sigma_{\square max} = -8,68 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \qquad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\square} = \sigma_{\square} = -8,68 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \qquad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\square II} = -2,30 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle} \qquad [4.5.3.2(5)]$$

$$\rho_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \qquad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sigma [\sigma_{\square max}^2 + 3 * (\sigma_{\square max}^2)] \leq f_u / (\rho_w * M_2) \qquad 17,35 < 360,00 \qquad \text{vérifié} \qquad (0,05)$$

$$\sigma [\sigma_{\square}^2 + 3 * (\sigma_{\square}^2 + \sigma_{\square II}^2)] \leq f_u / (\rho_w * M_2) \qquad 17,81 < 360,00 \qquad \text{vérifié} \qquad (0,05)$$

$$\sigma_{\square} \leq 0.9 * f_u / M_2 \qquad 8,68 < 259,20 \qquad \text{vérifié} \qquad (0,03)$$

**VI.11.20 Rigidité de l'assemblage**

$$t_{wash} = 4 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \qquad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 14 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \qquad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 20 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \qquad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 61 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur du boulon} \qquad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 6 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \qquad [6.3.2.(1)]$$

**RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS**

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					Somme	99,69	4790,76
1	657	□	□	47	5	33,08	2173,34
2	537	□	□	29	4	24,02	1289,66
3	417	□	□	29	4	18,65	777,64
4	297	□	□	29	4	13,28	394,45
5	177	□	□	29	4	7,92	140,07
6	57	□	□	38	5	2,74	15,61

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \qquad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 481 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier équivalent} \qquad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 21 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \qquad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq} \qquad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 1006060,35 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \qquad [6.3.1.(4)]$$

$$\square = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \qquad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \square \qquad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 1006060,35 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \qquad [6.3.1.(4)]$$

**Classification de l'assemblage par rigidité.**

$S_{j,rig} = 65132,84$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 4070,80$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \square S_{j,rig}$  RIGIDE

#### VI.11.21 Composant le plus faible:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION AU NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

#### Remarques

Épaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 10 [mm] < 10 [mm]

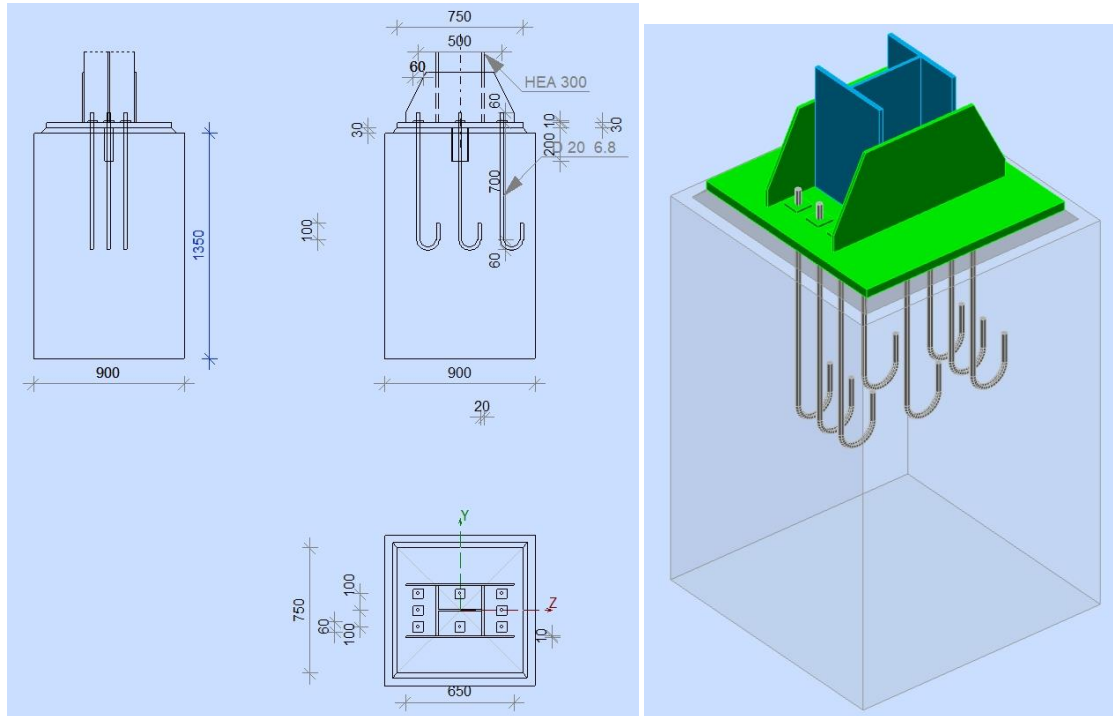
**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,09

**Calcul du Pied de Poteau encastré**

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide:  
Design of fastenings in concrete

Ratio  
**0,90**



**VI.12 Pied de Poteau encastré**

Assemblage N°: 4  
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré  
Noeud de la structure: 1  
Barres de la structure: 1

**VI.12.1 Géométrie**

**VI.12.2 Poteau**

Profilé: HEA 300  
Barre N°: 1

$L_c =$	10,80	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	290	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	112,53	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	18263,50	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: Steel

$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

**VI.12.3 Platine de prescelllement**

$l_{pd} =$	750	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	750	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	30	[mm]	Epaisseur
Matériau:	S 235		
$f_{y_{pd}} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{u_{pd}} =$	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

**VI.12.4 Ancrage**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	6.8		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	410,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	600,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	2,45	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,14	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	3		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	3		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	250	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	100	[mm]	

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	700	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]
$L_4 =$	100	[mm]

**Platine**

$l_{wd} =$	60	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur

**VI.12.5 Bêche**

Profilé: IPE 100

$l_w =$	200	[mm]	Longueur
Matériau:	S 235		
$f_{yw} =$	235,00	[MPa]	Résistance

**VI.12.6 Raidisseur**

$l_s =$	650	[mm]	Longueur
$h_s =$	300	[mm]	Hauteur
$t_s =$	10	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	60	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	60	[mm]	Grugeage

**VI.12.7 Coefficients de matériau**

$\alpha_{M0} =$	1,00		Coefficient de sécurité partiel
$\alpha_{M2} =$	1,25		Coefficient de sécurité partiel
$\alpha_C =$	1,50		Coefficient de sécurité partiel

**VI.12.8 Semelle isolée**

$L =$	900	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	900	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	1350	[mm]	Hauteur de la semelle



**Béton**

Classe BETON25  
 $f_{ck} = 37,50$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

**Mortier de calage**

$t_g = 30$  [mm] Epaisseur du mortier de calage  
 $f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression  
 $C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

**VI.12.9 Soudures**

$a_p = 5$  [mm] Plaque principale du pied de poteau  
 $a_w = 4$  [mm] Bèche  
 $a_s = 4$  [mm] Raidisseurs

**VI.12.10 Efforts**

Cas: 129:  $ELU/47=1*1.35 + 3*1.50$   $1*1.35+3*1.50$

$N_{j,Ed} = -33,95$  [kN] Effort axial  
 $V_{j,Ed,y} = 2,95$  [kN] Effort tranchant  
 $V_{j,Ed,z} = -33,55$  [kN] Effort tranchant  
 $M_{j,Ed,y} = 90,23$  [kN\*m] Moment fléchissant  
 $M_{j,Ed,z} = 5,47$  [kN\*m] Moment fléchissant

**VI.12.11 Résultats**

**VI.12.12 Zone comprimée**

**COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} = 25,00$  [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]  
 $f_j = 20,00$  [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]  
 $c = t_p \square (f_{yp}/(3*f_j*\square M_0))$   
 $c = 59$  [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]  
 $b_{eff} = 133$  [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]  
 $l_{eff} = 419$  [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]  
 $A_{c0} = 555,85$  [cm<sup>2</sup>] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]  
 $A_{c1} = 3584,07$  [cm<sup>2</sup>] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]  
 $F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\square (A_{c1}/A_{c0}) \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$   
 $F_{rd,u} = 3528,65$  [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]  
 $\square_j = 0,67$  Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]  
 $f_{jd} = \square_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$   
 $f_{jd} = 42,32$  [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]  
 $A_{c,n} = 2594,65$  [cm<sup>2</sup>] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]  
 $A_{c,y} = 1021,75$  [cm<sup>2</sup>] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]  
 $A_{c,z} = 965,58$  [cm<sup>2</sup>] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]  
 $F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$   
 $F_{c,Rd,n} = 10980,83$  [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]  
 $F_{c,Rd,y} = 4324,15$  [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]  
 $F_{c,Rd,z} = 4086,42$  [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

**AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION**

$CL = 2,00$  Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]  
 $W_{pl,y} = 3495,77$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]  
 $M_{c,Rd,y} = 821,51$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]  
 $h_{f,y} = 406$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]  
 $F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$

$F_{c,fc,Rd,y} =$	2021,18	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	2656,17	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	624,20	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	310	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$				
$F_{c,fc,Rd,z} =$	2013,55	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

**RÉSISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMÉE**

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	10980,83	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{C,Rd,y} =$	2021,18	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$				
$F_{C,Rd,z} =$	2013,55	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

**VI.12.13 Zone tendue**

**RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$A_b =$	2,45	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} =$	600,00	[MPa]	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)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0,9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$				
$F_{t,Rd,s1} =$	89,96	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} =$	1,20		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} =$	410,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$				
$F_{t,Rd,s2} =$	83,71	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$				
$F_{t,Rd,s} =$	83,71	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	

**ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON**

$f_{ck} =$	37,50	[MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0,7 * 0,3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$				
$f_{ctd} =$	1,57	[MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\gamma_1 =$	1,00		Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\gamma_2 =$	1,00		Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2,25 * \gamma_1 * \gamma_2 * f_{ctd}$				
$f_{bd} =$	3,53	[MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} =$	700	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \gamma_1 * d * h_{ef} * f_{bd}$				
$F_{t,Rd,p} =$	155,22	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

**ARRACHEMENT DU CONE DE BETON**

$h_{ef} =$	233	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7,5 [N^{0,5}/mm^{0,5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1,5}$				
$N_{Rk,c}^0 =$	163,70	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} =$	700	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} =$	350	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} =$	10800,00	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} =$	8100,00	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\gamma_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$				
$\gamma_{A,N} =$	0,75		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c =$	200	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\gamma_{s,N} = 0,7 + 0,3 * c / c_{cr,N} \leq 1,0$				

$\square_{s,N} = 0,87$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\square_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\square_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\square_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\square_{ucr,N} = 1,40$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\square_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \square_{A,N} * \square_{s,N} * \square_{ec,N} * \square_{re,N} * \square_{ucr,N} / \square_{Mc}$		
$F_{t,Rd,c} = 69,34$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

**FENDAGE DU BETON**

$h_{ef} = 700$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 850,60$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$S_{cr,N} = 1400$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$C_{cr,N} = 700$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 30400,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 8100,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\square_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$		
$\square_{A,N} = 0,27$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 200$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\square_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / C_{cr,N} \leq 1.0$		
$\square_{s,N} = 0,79$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\square_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\square_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\square_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\square_{ucr,N} = 1,40$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\square_{h,N} = (h / (2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$		
$\square_{h,N} = 0,98$	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\square_{M,sp} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \square_{A,N} * \square_{s,N} * \square_{ec,N} * \square_{re,N} * \square_{ucr,N} * \square_{h,N} / \square_{M,sp}$		
$F_{t,Rd,sp} = 112,65$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

**RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION**

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$		
$F_{t,Rd} = 69,34$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction	

**FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE**

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$**

$l_{eff,1} = 577$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 577$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 144$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 30,53$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 30,53$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 846,00$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 303,57$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 208,03$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 208,03$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,z}$**

$l_{eff,1} = 423$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 423$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 90$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,z}$**

$l_{eff,1} =$	423	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	22,36	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	22,36	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	992,72	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	336,18	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	208,03	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,z} =$	208,03	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

**RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION**

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,z}$**

$t_{wc} =$	9	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} =$	423	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la traction	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} =$	37,28	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\square =$	0,67		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.3.(4)]
$F_{t,wc,Rd,z} = \square b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \square M0$				
$F_{t,wc,Rd,z} =$	568,39	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(1)]

**RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE**

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$				
$F_{T,Rd,y} =$	208,03	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$				
$F_{T,Rd,z} =$	208,03	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

**VI.12.14 Contrôle de la résistance de l'assemblage**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,00 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,00)
$e_y =$	2658	[mm]	Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	203	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$ [6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	250	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$ [6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	102,09	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,88 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,88)
$e_z =$	161	[mm]	Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	155	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$ [6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	100	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$ [6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	316,75	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,02 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,02)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,90 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,90)

**VI.12.15 Cisaillement**

**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$**

$\square_{d,y} = 4,17$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\square_{b,y} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \square_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \square M2$		
$F_{1,vb,Rd,y} =$	432,00 [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$**

$\square_{d,z} = 1,89$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\square_{b,z} = 1,00$	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]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \square_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \square M2$		

$F_{1,vb,Rd,z} = 432,00$  [kN] 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)]

$A_{sb} = 2,45$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 600,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\alpha_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{sb} / \alpha_{M2}$

$F_{2,vb,Rd} = 37,28$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$  Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 0,15$  [kN\*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 55$  [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\alpha_{Ms} = 1,20$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \alpha_{Ms})$

$F_{v,Rd,sm} = 4,62$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

**RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER**

$N_{Rk,c} = 149,78$  [kN] 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]

$\alpha_{Mc} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \alpha_{Mc}$

$F_{v,Rd,cp} = 138,69$  [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

**ECRASEMENT DU BORD DU BETON**

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$**

$V_{Rk,c,y}^0 = 693,43$  [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\alpha_{A,V,y} = 0,38$  Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\alpha_{h,V,y} = 1,00$  Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\alpha_{s,V,y} = 0,81$  Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\alpha_{ec,V,y} = 1,00$  Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\alpha_{\square,V,y} = 1,00$  Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\alpha_{ucr,V,y} = 1,00$  Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\alpha_{Mc} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \alpha_{A,V,y} * \alpha_{h,V,y} * \alpha_{s,V,y} * \alpha_{ec,V,y} * \alpha_{\square,V,y} * \alpha_{ucr,V,y} / \alpha_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,y} = 99,59$  [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$**

$V_{Rk,c,z}^0 = 299,53$  [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\alpha_{A,V,z} = 1,00$  Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\alpha_{h,V,z} = 1,00$  Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\alpha_{s,V,z} = 1,00$  Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\alpha_{ec,V,z} = 1,00$  Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\alpha_{\square,V,z} = 1,00$  Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\alpha_{ucr,V,z} = 1,00$  Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\alpha_{Mc} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \alpha_{A,V,z} * \alpha_{h,V,z} * \alpha_{s,V,z} * \alpha_{ec,V,z} * \alpha_{\square,V,z} * \alpha_{ucr,V,z} / \alpha_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,z} = 138,67$  [kN] 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)]

$N_{c,Ed} = 33,95$  [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd} = 10,18$  [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

**CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON**

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * I_w * b_{wy} * f_{ck} / \alpha_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 700,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * I_w * b_{wz} * f_{ck} / \alpha_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 385,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

**CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 747,11 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 432,11 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

**VI.12.16 Contrôle des raidisseurs**

**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$$M_1 = 9,44 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 89,94 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 49 \quad [\text{mm}] \quad \text{Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 8820,10 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du raidisseur}$$

$$\sigma_d = 2,04 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 30,08 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma = 29,98 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle dans le raidisseur} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 51,97 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \sigma / (0,58), \sigma_z) / (f_{yp} / \alpha_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,22 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

**VI.12.17 Soudures entre le poteau et la plaque d'assise**

$$\sigma_{\perp} = 22,40 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\parallel} = 22,40 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{yII} = 0,50 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{zII} = -2,58 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\omega = 0,80 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0,9 * f_u / \alpha_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

$$\sigma(\sigma_{\perp}^2 + 3.0(\sigma_{yII}^2 + \sigma_{zII}^2)) / (f_u / (\omega * \alpha_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,12 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

$$\sigma(\sigma_{\perp}^2 + 3.0(\sigma_{zII}^2 + \sigma_{\parallel}^2)) / (f_u / (\omega * \alpha_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

**VI.12.18 Soudures verticales des raidisseurs**

**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$$\sigma_{\perp} = 0,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\parallel} = 0,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{II} = 47,49 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = 0,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte totale équivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\omega = 0,80 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max(\sigma_{\perp}, \sigma_{II} * \alpha_3, \sigma_z) / (f_u / (\omega * \alpha_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,23 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,23)$$

**VI.12.19 Soudures horizontales des raidisseurs**

**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$$\sigma_{\perp} = 44,16 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\parallel} = 44,16 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{II} = 50,58 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = 124,41 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte totale équivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\omega = 0,80 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max (\sigma_{II}, \sigma_{II} * \sigma_{III}, \sigma_{III}) / (f_u / (\sigma_w * \sigma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,35 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,35)$$

**VI.12.20 Rigidité de l'assemblage**

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} =$	133	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	419	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sigma_{II} (b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	28	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	577	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	144	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	240	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\sigma_{0,y} =$	0,90		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	24758,71	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	20020,84	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \square S_{j,rig,y}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,z}$**

$k_{13,z} = E_c * \sigma_{II} (A_{c,z}) / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	37	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	423	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	90	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	7	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	240	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\sigma_{0,z} =$	1,54		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	189100,29	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	17790,81	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \square S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

**VI.12.21 Composant le plus faible:**

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.90**

**Devis estimatif pour calcul de prix**

Type	Nbr	Long. [m]	Poids unit. [kg/m]	Poids pièce [kg]	Poids total [kg]	Surf. peinture [m <sup>2</sup> ]
Pannes IPE 160	144	864	15.78	13630.76	13631	538.27
C/V. DCED 60x6	44	309.2	10.85	3355.63	3356	144.09
Potelet HEA 240	6	69.6	60.3	4196.88	4197	95.28
Poteau HEA 300	18	194.4	88.3	17165.52	17166	333.78
Sablère IPE 180	12	144	18.8	2707.2	2707	100.51
Traverse IPE 500	18	223.92	90.7	20309.54	20310	390.52
Lisse de bardage UAP 150	160	1114.64	17.93	19985.5	19985	598.56
JARRET_1					942	21
JARRET_2					490	10.31
Totaux nets:					82784	2232.32



# Chapitre VII:

# Etude des fondations

## VII.1 Introduction

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

## VII.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

La contrainte admissible de notre sol  $\sigma = 2$  bar.

La profondeur d'ancrage :  $D = 2,00$  m.

## VII.3 Calcul des fondations

### VII.3.1 Détermination des sollicitations

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \quad (\text{art 10.1.4.1. RPA1999/2003})$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

ELU			ELS		
V	N	M	V	N	M
60.174	142.45	70.863	39.12	102.49	50.856

**Tableau VII-1 Sollicitations les plus défavorables**

**VII.3.2 Méthode des bielles**

$$* G+Q \left\{ \begin{array}{l} N_1 = 102.49 \text{ KN} ; \quad N_1, M_1 : \text{l'effort normale et le moment à l'ELS} \\ M_1 = 50.856 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$*1.35G + 1.5Q \left\{ \begin{array}{l} N_2 = 142.45 \text{ KN} ; \quad N_2, M_2 : \text{l'effort normale et le moment à l'ELU} \\ M_2 = 70.863 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**VII.3.3 Pré-dimensionnement**

Semelle carré :  $S=A \times B / \sigma'_{sol} = 2bar = 20t/m^2$

$$A \times B \geq \frac{N_1}{\sigma'_{sol}} = \frac{102.49}{200} = 0.512 \text{ m}^2$$

$$A \times B \geq 0.512$$

On prend  $A= B=1.5m$

**I.3- Calcul l'épaisseur du sol**

$$(h_c - d') \geq \max\left(\frac{B - b}{4}, \frac{A - a}{4}\right)$$

$$\left(\frac{1.5-0.5}{4}, \frac{1.5-0.5}{4}\right)$$

$$(h_c - d') \geq \max(0,25 ; 0,25)(m)$$

$$(h_c - d') \geq 0.30 \text{ m}$$

On prend  $d' = 5 \text{ cm} \Rightarrow h_c = 35\text{cm}$  ,  $d'$  : enrobage d'acier

**VII.3.4 Vérification de la stabilité**

Stabilité  $\Rightarrow A \geq 6e_1$  ; tel que  $e_1$  : excentricité

$$e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{50.856}{102.49} = 0.49 \text{ m}$$

$$6e_1 = 6 \times 0.49 = 2.97 \text{ m}$$

$A > 6e_1$  condition de stabilité est vérifié

**VII.3.5 Vérification de la contrainte**

$$A \geq \frac{N_1}{\sigma'_{sol} \times B} \left(1 + 3 \frac{e_1}{B}\right) = \frac{102,49}{200 \times 1.5} \left(1 + 3 \frac{0.49}{1.5}\right) = 0.67 \text{ m} \text{ Donc :}$$

$A > 0.67 \text{ m}$  (vérifiée)

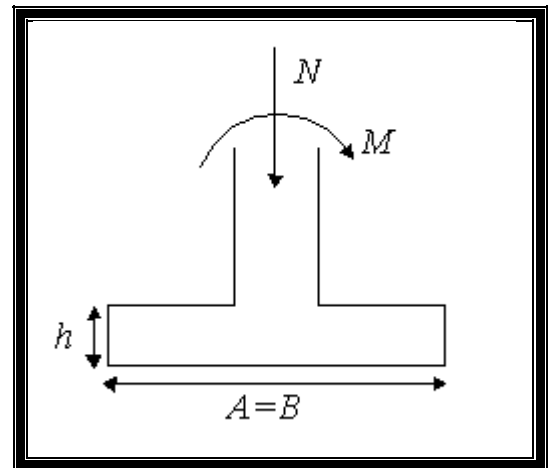


Figure VII-1 Sollicitations de fondation

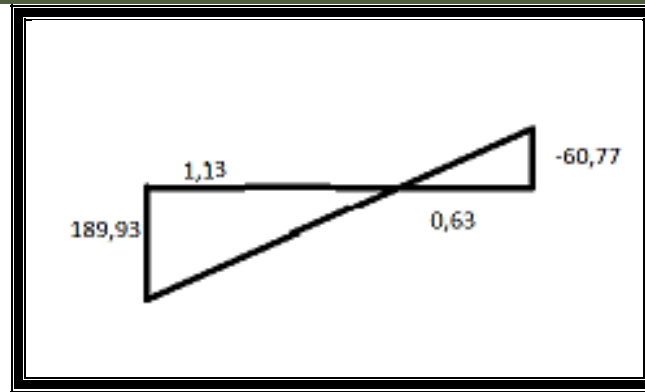


Figure VII-2 Contraintes de sol

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_2}{S} \left( 1 \pm \frac{6e_2}{A} \right)$$

$$e_2 = \frac{M}{N} = \frac{70.863}{142.45} = 0.49$$

$$S = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{142.45}{2.25} \left( 1 + 6 \frac{0.49}{1.5} \right) = 189.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{142.45}{2.25} \left( 1 - 6 \frac{0.49}{1.5} \right) = -60.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{4N}{3B(A - 2e)} = \frac{4 \times 102.49}{3 \times 1.5(1.5 - 2 \times 0.49)} = 175.19 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \cdot \sigma_{\text{ad}}$$

$$L_1 = \frac{3}{5} \cdot B$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \frac{189.93}{L_1} = \frac{-60.77}{L_2} \\ L_1 + L_2 = 1.5 \end{cases}$$

$$189.93 \cdot L_2 = 1.5 \cdot 60.77 \quad L_2 \rightarrow L_1 = 3.21 \cdot L_2 \rightarrow 4.12L_2 = 1.50$$

$$\rightarrow L_2 = 0.36 \quad \text{et} \quad L_1 = 1.13$$

1.13 > 3/5.B = 0.90 .....Vérifiée.

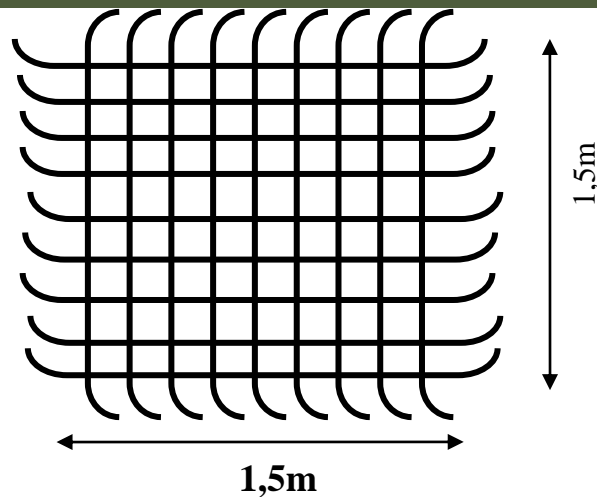


Figure VII-3 Vue en plan d'un croqué de ferrailage de la semelle

#### VII.4 Ferrailage

$$N^* = \sigma_{\max} \times S = 175.19 \times 2.25 = 394.19 \text{ KN}$$

$$A_x = \frac{N^*(B - b)}{8(h_c - d')f_{su}}$$

$$A_y = \frac{N^*(A - a)}{8(h_c - d')f_{su}}$$

$$A_x = \frac{394.19(1.5 - 0.5)}{8(0.35)348} \times 10 = 4.04 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{394.19(1.5 - 0.5)}{8(0.35)348} \times 10 = 4.04 \text{ cm}^2$$

Donc il faut prendre la section minimum de BAEL 91

$$A_s \geq 0.23 \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0.23 \frac{35 \times 150 \times 2.4}{400} = 7.24 \text{ cm}^2$$

$$10\text{HA}14 = 13.85 \text{ cm}^2$$

##### VII.4.1 Calcul l'espacement des cadres

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\phi)$$

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15 \times 1.4 = 21\text{cm})$$

En prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

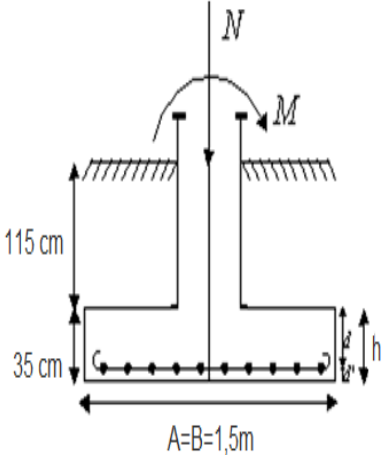


Figure VII-4 Vue en face de ferrailage de la semelle

### Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de l'ingénieur, ce modeste travail nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant plusieurs années, et grâce à ce travail nous avons appris à appliquer les différents nouveaux règlements, tel que : (**EUROCODE03, RNV2013, RPA2003**).

Au cours de cette étude nous sommes conclus que les calculs permettent de déterminer les sections des profilés permettant de garantir la sécurité et la stabilité des structures métalliques, et aussi la disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure. Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.

Ce qui nous reste à dire à la fin de ce mémoire c'est que, ce travail fait référence à l'état de nos connaissances autant que jeune ingénieur dans le domaine de la construction métallique.

### REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1- Baraka Abdelhak. Cours en charpente métallique I : selon le règlement Algérien C.C.M.97 et l'Eurocode 3. OPU 2013.
- 2 - Jean MOREL. *Conception et calcul des structures métallique*. EYROLLES presse. 1995.
- 3 - HIRT et CRISINEL. *Charpentes métalliques ; conception des halles et bâtiments*. Ecole polytechnique de Lausanne 1998.
- 4 - BEZ et HIRT. *Construction métallique. Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement*. Ecole polytechnique de Lausanne 1995.
- 5 - Ernest GUSTIN et Jacques DIEHL. *Les charpentes métalliques*. EYROLLES 1985.
- 6 - HELMUT C. SCHULIZ et WERNER SOBEK ET et KARL J. HABRERMANN .*Construire en acier*. Press polytechniques et universitaires Romandes.
- 7 - André picard, *Analyse des structures*, Masson, 1992.
- 8 - Mafred A. Hirt, Rolf bez, *Construction metallique*, Press polytechniques et universitaires Romandes. 1994.
- 9 - Logiciel, Autodesk RSA Robot 19 *Auto desk Robot Structural Analysis Professional*, 2019.