

REPUBLIQUE ALGERENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA DE BOUMERDES



FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

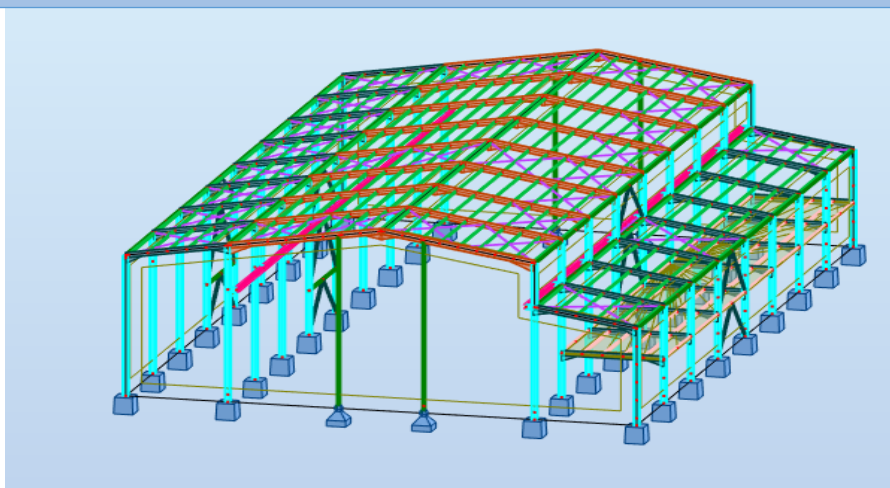
## MEMOIRE DE FIN DETUDES

*Pour l'obtention du Diplôme de Master Professionnel en Génie Civil*

**OPTION : STRUCTURE ET CONSTRUCTION**

*Thème*

**ETUDE ET CONCEPTION  
D'UN ATELIER DE FABRICATION MECANIQUE  
AVEC UN PONT ROULANT DE CAPACITE DE LEVAGE  
DE 5 TONNES ET UNE MEZZANINE**



***Présenter par :***

MOUSSAOUI Ikram

***promotrice :***

M<sup>me</sup>:S.BEDAOU I

***Encadreur :***

M<sup>r</sup>: A.Zemourene

**Année : 2022/2023**

# **REMERCIEMENT**

*Je tiens tout d'abord à exprimer ma profonde gratitude envers Dieu, pour m'avoir donné la force, la persévérance et la guidance tout au long de cette aventure académique.*

*J'adresse mes sincères remerciements à ma promotrice*

***Mme S. BEDAOUI,***

*Je souhaite également exprimer ma reconnaissance envers mon encadreur **A.ZEMOURENE**,*

*pour son soutien infaillible, ses conseils avisés et sa présence attentive tout au long de cette étape cruciale de mon parcours. Leur expertise et leur disponibilité ont grandement contribué à l'enrichissement de mon travail.*

*Mes remerciements vont également à toute l'équipe de **GCB**, pour leur accueil chaleureux, leur collaboration précieuse et leurs idées ont largement enrichi ma réflexion et ont apporté une dimension pratique à mon mémoire.*

*Enfin, je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères aux membres du jury, pour l'honneur qu'ils me font en acceptant d'évaluer et de juger mon travail.*

*Je voudrais souligner que toute omission involontaire de personnes ayant contribué à la réalisation de mon mémoire n'altère en rien mon immense gratitude envers elles.*

# *Dédicaces*

*Louange à dieu seul,*

*Ce modeste travail est dédié spécialement*

*À ma chère **maman**, ma raison de vivre, en témoignage de ma reconnaissance pour Sa patience, son amour et est ces sacrifices.*

*À mon cher **papa** pour son amour et son dévouement.*

*“ À vous, mes parents, je dis merci d’avoir fait de moi celui que je suis aujourd’hui.*

*Aucune dédicace ne pourra exprimer mes respects, mes considérations et ma grande Admiration pour vous. Puisse ce témoigne mon affection et mon profond amour “*

*À mes chers frère **FAROUK** et **YAKOUB**, et ma petite sœurs **ALAA**, je souhaite une vie pleine de bonheur, de joie et de réussite*

*À ma **famille**, à mes **proches***

*et à ceux qui me donnent de l’amour et du courage*

*À mon meilleur ami qui n’est pas cessée de me donner plein des formations et de me conseiller, encourager et soutenir tout au long mes études.*

 **IKRAM...#**

## Résumé :

Ce mémoire de fin d'études présente l'étude et la conception d'un atelier de fabrication mécanique à Alger, pour objectif principal la création d'un atelier fonctionnel doté d'un pont roulant de 5 tonnes et d'une mezzanine pour les bureaux.

L'étude s'est basée sur le respect des réglementations en vigueur, telles que le Règlement Neige et Vent 2013, l'Eurocode 3 et le Règlement Parasismique Algérien 1999 version 2003. Ces réglementations ont été prises en compte pour garantir la sécurité et la stabilité de la structure face aux charges de neige, de vent et aux contraintes sismiques.

Le processus d'étude et de conception a été détaillé, en mettant l'accent sur des aspects techniques tels que la résistance des matériaux, la conception des éléments structuraux, les fondations, les connexions et l'aménagement de l'atelier. Des logiciels de calcul et de modélisation ont été utilisés pour réaliser les analyses structurelles nécessaires et optimiser la conception.

En conclusion, cette étude a permis de développer un projet d'atelier de fabrication mécanique conforme aux normes en vigueur, garantissant ainsi la sécurité et la fonctionnalité de l'installation. Les résultats obtenus contribueront à la mise en œuvre d'un atelier opérationnel et efficace répondant aux besoins spécifiques de la région d'Alger.

## Abstract:

This final year thesis presents the study and design of a mechanical fabrication workshop in Algiers. The main objective is to create a functional workshop equipped with a 5-ton overhead crane and a mezzanine for offices.

The study is based on compliance with current regulations, such as the Snow and Wind Regulation 2013, Eurocode 3, and the Algerian Seismic Regulation 1999 version 2003. These regulations have been considered to ensure the safety and stability of the structure against snow loads, wind loads, and seismic constraints.

The study and design process have been detailed, with a focus on technical aspects such as material strength, structural element design, foundations, connections, and workshop layout. Calculation and modeling software have been used to perform the necessary structural analyses and optimize the design.

In conclusion, this study has enabled the development of a mechanical fabrication workshop project.

## المخلص:

تتضمن مذكرة نهاية الدراسة هاته دراسة وتصميم ورشة التصنيع الميكانيكي في الجزائر العاصمة والهدف الرئيسي هو إنشاء ورشة عمل وظيفية مجهزة برافعة متحركة سعتها 5 أطنان وطابق نصفي للمكاتب.

استندت الدراسة وفق انظمة المختلفة مثل RPA99v2003 و Eurocode 3, RNV2013, وقد تم أخذ هذه القواعد في الاعتبار لضمان سلامة واستقرار الهيكل في مواجهة الثلوج والرياح والزلازل تم تفصيل عملية الدراسة والتصميم، مع التركيز على الجوانب الفنية مثل مقاومة المواد وتصميم العناصر الهيكلية والأساسات والوصلات وتخطيط ورشة العمل. تم استخدام برامج الحساب والنمذجة لإجراء التحليلات الهيكلية اللازمة وتحسين التصميم.

في الختام، أتاحت هذه الدراسة تطوير مشروع لورشة التصنيع الميكانيكي التي تتوافق مع المعايير المعمول بها، وبالتالي ضمان سلامة وظيفة التركيب.

---

## Sommaire

Introduction général.....	1
---------------------------	---

### **Chapitre I : Présentation de projet**

I.1 Introduction .....	4
I.2 Présentation du sujet.....	4
I.3 Éléments structuraux .....	5
I.4 Caractéristiques des matériaux .....	6
I.5 Assemblages .....	6
I.6 Présentation schématique .....	7

### **Chapitre II : Etude Climatique**

II.1 Introduction.....	12
II.2 Présentation de l'ouvrage.....	12
II.3 Etude de la neige.....	12
II.4 Etude de vent .....	13
II.5 Conclusion de l'étude climatique .....	24

### **Chapitre III : Etude Des Eléments Secondaires**

III.1 Introduction .....	26
III.2 Les pannes .....	26
III.3 Les lisses de bardage : .....	35
III.4 Les potelets.....	42
III.5 Conclusion.....	48

### **Chapitre IV : Etude des escaliers**

IV.1 Introduction .....	50
IV.2 Dimensionnement de l'escalier.....	51
IV.3 Dimensionnement de cornière de support .....	52
IV.4 Dimensionnement de limon.....	56
IV.5 Calcul de palier de repos .....	59

---

IV.6 Calcul des poutres d'appuis des limons.....	62
IV.7 Conclusion.....	67

### **Chapitre V : Etude du plancher mixte**

V.1 Introduction.....	69
V.2 Hypothèses.....	69
V.3 Notation.....	70
V.4 Avantages de la dalle mixte.....	70
V.5 Disposition des solives sous la dalle.....	71
V.6 Caractéristique mécaniques des matériaux.....	71
V.7 Etude des plancher courants.....	72
V.8 Conclusion.....	86

### **Chapitre VI : Chemin de roulement**

VI.1 Introduction.....	88
VI.2 DEFINITIONS.....	88
VI.3 CARACTERISTIQUES DU PONT ROULANT.....	88
VI.4 DETERMINATION DES ACTIONS.....	90
VI.5 Charges horizontales induites par le pont roulant.....	96
VI.6 Dimensionnement de la poutre de roulement.....	102
VI.7 Conclusion.....	112

### **Chapitre VII : Etude Sismique**

VII.1 Introduction.....	114
VII.2 Principe de calcul.....	114
VII.3 Forces sismiques.....	114
VII.4 Méthode statique équivalente.....	128
VII.5 Conclusion.....	137

**Chapitre VIII : Étude des contreventements et Stabilités**

VIII.1 Introduction.....	139
VIII.2 Différents types de contreventements.....	139
VIII.3 Calcul de la force de frottement.....	139
VIII.4 Calcul de la poutre au vent .....	140
VIII.5 Vérification de sablière.....	145
VIII.6 Etude des palliée de stabilité.....	147
VIII.7 Conclusion.....	150

**Chapitre IX : Etude des portiques**

IX.1 Introduction.....	152
IX.2 Calcul de portique de l'hangar .....	152
IX.3 Bilan des charges.....	153
IX.4 Combinaisons d'action.....	154
IX.5 Réactions dans le Repère global .....	156
IX.6 Déplacements .....	156
IX.7 Efforts.....	156
IX.8 Contraintes .....	157
IX.9 Note de calcul pour le poteau du hangar .....	157
IX.10 Note de calcul pour le poteau de la mezzanine .....	158
IX.11 Note de calcul pour les traverses de l'hangar .....	159
IX.12 Note de calcul pour les traverses de la mezzanine .....	161
IX.13 Conclusion.....	163

**Chapitre X : Etude des assemblage**

X.1 Introduction.....	165
X.2 Calcul de l'attache de la diagonale avec le poteau .....	165
X.3 Attache solive-poutre maitresse.....	167
X.4 Assemblage du pied de poteau HEA340.....	172

X.5 Assemblage traverse IPE400-Poteau HEA340.....	176
X.6 Assemblage traverse IPE360-Poteau HEA340.....	180
X.7 Assemblage traverse IPE400 – travers IPE400 .....	185
X.8 Conclusion .....	189

**Chapitre XI : Etude de Fondation**

XI.1 Introduction .....	191
XI.2 Vérification de la stabilité au renversement.....	193
XI.3 Calcul de ferrailage.....	193
XI.4 Vérification de ferrailage.....	193
Conclusion générale.....	196

Liste des figures

Figure I.1 : vue en 3D de la structure .....	5
Figure I.2 : Vue du pignon 1.....	7
Figure I.3 : Vue du pignon 9.....	7
Figure I.4 : Vue des pignons 2 , 3 , 6 ,7 et 8.....	8
Figure I.5 : Vue du long pan au niveau 6.70 m.....	8
Figure I.6 : Vue du long pan au niveau 9.73 m.....	9
Figure I.7: Vue du long pan au niveau 10.8 m.....	9
Figure I.8 : Vue du long pan au niveau 10.8 m.....	10
Figure II.1 : légende pour les parois verticales .....	17
Figure.II.2 : Valeur des CPe les paroi verticales .....	18
Figure.II.3 : Légende pour les toitures suivant long pont.....	18
Figure.II.4 : légende pour les toitures suivant pignon .....	20
Figure.II.5 : coefficients de pression intérieure $c_{pi}$ des bâtiments sans face dominante ....	21
Figure III.1 : Disposition des pannes .....	27
Figure III.2 : Répartition des charges d'exploitation sur les pannes.....	27
Figure III.3 : Répartition des charges sur les pannes .....	28
Figure III.4 : disposition des lisses de bardages.....	35
Figure III.5 : Répartition des charges sur les lisses.....	36
Figure III.6 : La disposition des suspentes entre les lisses .....	41
Figure III.7 : La disposition des potelets dans un portique.....	42
Figure IV.1 : présentation de l'escalier .....	50
Figure IV.2 : Dimensionnements de l'escalier .....	51
Figure IV.3 : Disposition du support de marche .....	52
Figure IV.4 : Distribution des charges sur un limon.....	56
Figure IV.5 : dimensionnement de limon .....	56

Figure IV.6 : disposition d'une entretoise .....	59
Figure IV.7 : Distribution des charges sur la poutre palière.....	62
Figure IV.8 : Distribution des charges sur la poutre palière.....	66
Figure V.1 : représentation d'une dalle mixte .....	69
Figure V.2 : Notations pour une dalle mixte.....	70
Figure V.3 : disposition des solives dans chaque trame .....	71
Figure V.4 : répartition des charges sur les solives .....	73
Figure V.5 : position de l'axe neutre.....	77
Figure V.6 : Caractéristique géométrique des connecteurs.....	83
Figure VI.1 : Dimensions du pont roulant .....	89
Figure VI.2 :Disposition de charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement.....	93
Figure VI.3 :Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement .....	93
Figure VI.4.(a) : Dispositions de charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement.....	94
Figure VI.4.(b) :Dispositions de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement .....	95
Figure VI.5 (a) :Charge horizontal longitudinal .....	97
Figure VI.5.(b) :Disposition des charges horizontales transversales produites par les accélérations et les décélérations de l'appareil de levage.....	98
Figure VI.6 : Définition de l'angle $\alpha$ et la distance h .....	100
Figure VI.7: La force de guidage S et les forces transversales $H_{s, i, j, k}$ .....	101
Figure VI.8 : position des charges sur la PDR.....	102
Figure VI.9 : charges de galets sur le rail.....	103
Figure VI.10 : position des charges sur la poutre.....	104
Figure VI.11 : Position de la charge horizontale sur la poutre .....	105

<b>Figure VI.12 : position des charges horizontales sur la poutre pour un effort tranchant maximale .....</b>	<b>106</b>
<b>Figure VII.1 : Répartition des poids par niveau.....</b>	<b>123</b>
<b>Figure VII.2 : Position du centre de gravité Cg et du centre de torsion Ct .....</b>	<b>134</b>
<b>Figure VIII.1: Schéma de la poutre au vent.....</b>	<b>140</b>
<b>Figure VIII.2 : Découpage des nœuds.....</b>	<b>142</b>
<b>Figure VIII. 3 : Panne sablière .....</b>	<b>145</b>
<b>Figure VIII.4 : Schématisation des efforts sur la palée de stabilité .....</b>	<b>147</b>
<b>Figure IX.1 : vue de portique .....</b>	<b>152</b>
<b>Figure IX.2 : Distribution des charges permanentes .....</b>	<b>153</b>
<b>Figure IX.3 : Charges d'exploitation de plancher .....</b>	<b>153</b>
<b>Figure IX.4 : Charges d'exploitation du pont roulant .....</b>	<b>154</b>
<b>Figure X.1 : Attache diagonale-poteau .....</b>	<b>166</b>
<b>Figure X.2 : Attache solive-poutre maitresse .....</b>	<b>167</b>
<b>Figure XI.1 : Schémas ferrailages de la semelle.....</b>	<b>194</b>

Liste des tableaux

Tableau II.1 : $C_{pe}$ pour les parois verticales.....	18
Tableau.II.2 : $C_{pe}$ pour la toiture suivant long pont.....	19
Tableau II.3 : $C_{pe}$ pour les parois verticales.....	19
Tableau II.4 : $C_{pe}$ pour les toitures suivant pignon.....	20
Tableau II.5 : pression aérodynamique pour $C_{pi3}=0.03$ .....	22
Tableau II.6: pression aérodynamique pour $C_{pi4}=-0.28$ .....	22
Tableau II.7 : pression aérodynamique pour $C_{pi1}=0.01$ .....	23
Tableau II.8 : pression aérodynamique pour $C_{pi2}=-0.3$ .....	23
Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 160.....	29
Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques et dimensions d'UPN140.....	37
Tableau III.3 : Caractéristiques du profile IPE330.....	44
Tableau III.3 : Caractéristiques du profile IPE330.....	47
Tableau IV.1 : Caractéristiques et dimensions du CAE40 × 40.....	53
Tableau IV.2 : caractéristique et dimension d'UPN80.....	61
Tableau IV.3 : Caractéristiques et dimensions d'UPN200.....	63
Tableau V.1 : caractéristiques de l'IPE 200.....	72
Tableau VI.1 : Dimensions du pont roulant.....	88
Tableau VI.2 Caractéristiques du pont roulant.....	89
Tableau VI.3 : Classement du pont roulant.....	89
Tableau VI.4 : coefficients d'amplification dynamique-référence.....	90
Tableau VI.5 : valeur de $\beta$ et $\phi_{2min}$ .....	92
Tableau VI.6 : Définition des valeurs $\lambda_{S,i,j,k}$ .....	99
Tableau VI.7(a) : combinaisons des charges verticales (les efforts).....	107
Tableau VI.7(b) : combinaisons des charges verticales (les moments).....	107
Tableau VI.8(a) : Combinaison des charges horizontales transversales (les efforts)....	107
Tableau VI.8(b) : Combinaisons des charges horizontales transversales (les moments).....	107
Tableau VII.1 : Les valeurs de pénalités suivant l'axe OX.....	121
Tableau VII.2 : Les valeurs de pénalités suivant l'axe OY.....	121
Tableau VII.3 : poids propre du bâtiment par niveau.....	123
Tableau VII.4 : Poids du bâtiment par niveau.....	123

<b>Tableau VII.5 : résultats de l'étude sismique méthode dynamique sur robot.....</b>	<b>124</b>
<b>Tableau VII.6 : la force sismique suivant l'axe OX.....</b>	<b>125</b>
<b>Tableau VII.7 : la force sismique suivant l'axe OY.....</b>	<b>126</b>
<b>Tableau VII .8 : distribution des forces sismique sur les étages suivant ox.....</b>	<b>127</b>
<b>Tableau VII .9: distribution des forces sismique sur les étages suivant oy.....</b>	<b>128</b>
<b>Tableau VII.10 : L'effet sismique sur chaque niveau.....</b>	<b>132</b>
<b>Tableau VII.11 : Distribution des forces sismiques sur les files.....</b>	<b>136</b>
<b>Tableau VII.12 : Distribution des forces sismiques sur les files.....</b>	<b>136</b>
<b>Tableau VIII.1 : Efforts horizontaux.....</b>	<b>141</b>
<b>Tableau VIII.2 : Caractéristique et dimension de HEA160.....</b>	<b>145</b>
<b>Tableau VIII.3 : Coefficients de flambement correspondant à la section HEA160.....</b>	<b>146</b>
<b>Tableau IX.1 : combinaisons ACC.....</b>	<b>154</b>
<b>Tableau IX.2 : combinaisons a l'ELU.....</b>	<b>155</b>
<b>Tableau IX.3 : combinaisons a l'ELS.....</b>	<b>155</b>
<b>Tableau IX.4 : valeur des réactions.....</b>	<b>156</b>
<b>Tableau IX.5 : valeur des déplacements.....</b>	<b>156</b>
<b>Tableau IX.6 : valeur des efforts.....</b>	<b>156</b>
<b>Tableau IX.7 : valeurs des contraintes.....</b>	<b>157</b>

Notations et symboles

**ACTIONS :**

$G$	Charge permanente
$Q$	Charge d'exploitation
$S$	Charge de neige
$W$	Charge de vent
$R_{max}$	charge maximale statique
$R_{min}$	charge minimale statique.
$W$	Poids de la structure.

**SOLLICITATIONS/CONTRAINTES/DÉFORMATIONS :**

$E$	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E = 210\ 000$ MPa)
$G$	Module d'élasticité transversale de l'acier ( $G = 81\ 000$ MPa)
$M$	Moment sollicitant, en général
$M_{cr}$	Moment critique élastique de déversement
$M_{rd}$	Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
$M_u$	Moment sollicitant, en général
$M_{pl}$	Moment plastique.
$N_{sd}$	Effort normal
$N_{t\ sd}$	Effort normal de traction.
$N_{c\ sd}$	Effort normal de compression.
$N_{pl}$	Effort normal plastique.
$N_u$	Résistance ultime en traction.
$V$	Effort tranchant sollicitant
$V_u$	Effort tranchant ultime
$f$	Flèche d'une poutre
$f_{ub}$	Contrainte de rupture d'un boulon
$f_Y$	Limite d'élasticité d'un acier
$\varepsilon$	Déformation linéaire unitaire
$\sigma$	Contrainte normale
$\tau$	Contrainte tangentielle ou de cisaillement

$\tau_e$                       Contrainte limite de cisaillement pur en élasticité  $\left[ \tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right]$

**COEFFICIENTS ET GRANDEURS SANS DIMENSIONS :**

$k_y$  et  $k_z$               Coefficients de flambement flexion  
 $m$                               Nombre de plans de cisaillement ou de frottement  
 $n$                                $N / N_{pl}$  ou nombre de boulons  
 $\beta_M$                               Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)  
 $\varepsilon$                               Coefficient de réduction élastique de l'acier ( $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ )  
 $\eta$                               Facteur de distribution de rigidités (flambement)  
 $\bar{\lambda}_{LT}$                               Élancement de déversement  
 $\mu$                               Coefficient de frottement  
 $\rho$                               Rendement d'une section  
 $\chi$                               Coefficient de réduction de flambement  
 $\chi_{LT}$                               Coefficient de réduction de déversement  
 $\psi$                               Coefficient de distribution de contraintes  
 $\gamma$                               Coefficient partiel de sécurité  
 $\gamma_{Mb}=1,25$               Résistance des boulons au cisaillement.  
 $\gamma_{Mb}=1,50$               Résistance des boulons au à la traction.

**CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES :**

$A$                               Section brute d'une pièce  
 $A_{net}$                               Section nette d'une pièce  
 $A_v$                               Aire de cisaillement  
 $A_w$                               Section de l'âme d'une pièce  
 $A_s$                               Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.  
 $C_d$                               Coefficient dynamique.  
 $C_{pe}$  ,  $C_{pi}$               Coefficients de pressions extérieure et intérieure respectivement.

$C_r$	Coefficient de rugosité.
$C_t$	Coefficient de topographie.
$H$	L'altitude géographique
$I_t$	Moment d'inertie de torsion.
$I_w$	Facteur de gauchissement d'une section.
$I_y$	Moment d'inertie de flexion maximale.
$I_z$	Moment d'inertie de flexion minimale.
$W_{el}$	Module de résistance élastique.
$W_{pl}$	Module de résistance plastique.
$b$	Largeur d'une semelle de poutre.
$d$	Diamètre nominale des tiges des boulons ou hauteur de la partie droite d'une âme de poutre
$d_0$	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
$i$	Rayon de giration d'une section.
$l$	Largeur d'une poutre.
$l_D$	Largeur de déversement d'une poutre.
$l_k$	Longueur de flambement.
$t$	Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
$t_f$	Epaisseur d'une semelle de poutre.
$t_w$	Epaisseur d'une âme de poutre.
$\alpha$	Angle en général.

The left side of the page features a decorative graphic consisting of a thick vertical blue line, a thin vertical blue line to its right, and a thin vertical blue line to its left. A thin, light blue curved line starts at the top left, curves around the thick line, and continues down the page.

# Introduction générale

## INTRODUCTION GENERALE

La construction métallique permet une mise en œuvre rapide et efficace, une durée de vie importante et une démolition respectueuse de l'environnement. En considérant sa durée de vie totale, une structure en acier se compare favorablement aux autres modes de construction. De nos jours, elle occupe une place centrale sur le plan technologique dans divers domaines tels que la charpente.

Dans ce projet de construction, j'ai entrepris l'étude d'un atelier de fabrication mécanique équipé d'un pont roulant d'une capacité de levage de 5 tonnes et d'une mezzanine. Dans le domaine de la construction, différentes approches de conception, de réalisation et de matériaux sont envisagées, telles que la construction en béton armé, en béton précontraint, en charpente en bois ou en charpente métallique.

L'objectif de ce mémoire est de présenter simplement les connaissances récentes sur la conception d'une structure capable de résister à des sollicitations statiques et dynamiques.

Au cours de cette étude, j'ai appliqué toutes les connaissances acquises durant mon cursus, ainsi que la réglementation technique en vigueur et les logiciels de calcul disponibles pour analyser un projet réel.

Le principal objectif de ce travail est de consolider et d'enrichir les informations déjà apprises concernant la charpente métallique. Ensuite, mon second objectif est de présenter un travail satisfaisant afin d'obtenir le diplôme de master.

Les problèmes confrontés dans ce projet sont liés à la non-connaissance exacte des lois de comportement des matériaux et des sollicitations. Cela a conduit à l'établissement de règlements de conception et de calcul des structures, visant à trouver un compromis entre le coût et le niveau de sécurité requis.

Enfin, le travail se conclut par un récapitulatif général dans lequel nous commentons l'ensemble du travail accompli.

Le mémoire est divisé en onze chapitres, qui abordent les différentes étapes du projet :

- 1- Présentation du sujet, des données spécifiques du site et des dimensions de la structure.
- 2- Étude climatique en mettant l'accent sur les facteurs tels que la neige et le vent qui influencent la conception.
- 3- Étude des éléments secondaires de la structure tels que les pannes, les lisses de bardages et les potelets.
- 4- Étude des escaliers, éléments essentiels pour la circulation des personnes dans l'espace.

## INTRODUCTION GENERALE

---

- 5- Étude du plancher mixte avec le calcul des dimensions des connecteurs.
- 6- Conception du chemin de roulement du pont roulant pour assurer une manipulation sécurisée des charges.
- 7- Étude sismique pour évaluer la résistance de la structure aux forces sismiques.
- 8- Étude du contreventement et de la stabilité de la structure.
- 9- Étude des portiques, des éléments structurels importants pour la résistance globale.
- 10- Calcul des assemblages pour assurer la résistance et la rigidité des liaisons entre les éléments de la charpente.
- 11- Étude des fondations, un aspect crucial pour assurer la stabilité et la durabilité de la structure.

Je m'efforcerai de fournir une étude complète et approfondie, en prenant en compte tous les aspects pertinents, dans le but de garantir une structure solide, fonctionnelle et sécurisée.



# Chapitre I :

## Présentation du sujet

---

## Présentation du sujet

### I.1 Introduction

La construction métallique permet une mise en œuvre rapide et efficace, une durée de vie importante et une démolition dans le respect de l'environnement. Considérant sa durée de vie total ; un ouvrage en acier est plus durable et plus résistant comparant avec les autres modes de construction. Actuellement, la construction métallique occupe un pôle technologique dans tous les domaines (charpente, chaudronnerie, ponts...).

La construction métallique présente le type le plus récent des constructions, elle donne au concepteur la liberté dans les dimensions, la forme, le temps, et obéit aux conditions de confort et de sécurité. Avec ces avantages, la construction métallique a pris sa place, dans le domaine industriel.

### I.2 Présentation du sujet

Mon projet de fin d'étude a été proposé par Société Nationale de Génie Civil et Bâtiment Qui m'a proposé un sujet portant sur l'étude d'un atelier de fabrication mécanique avec un pont roulant de capacité de levage de 5 tonne et une mezzanine, situé à RAFFINERIE D'ALGER SIDI RZIN BRAKI .

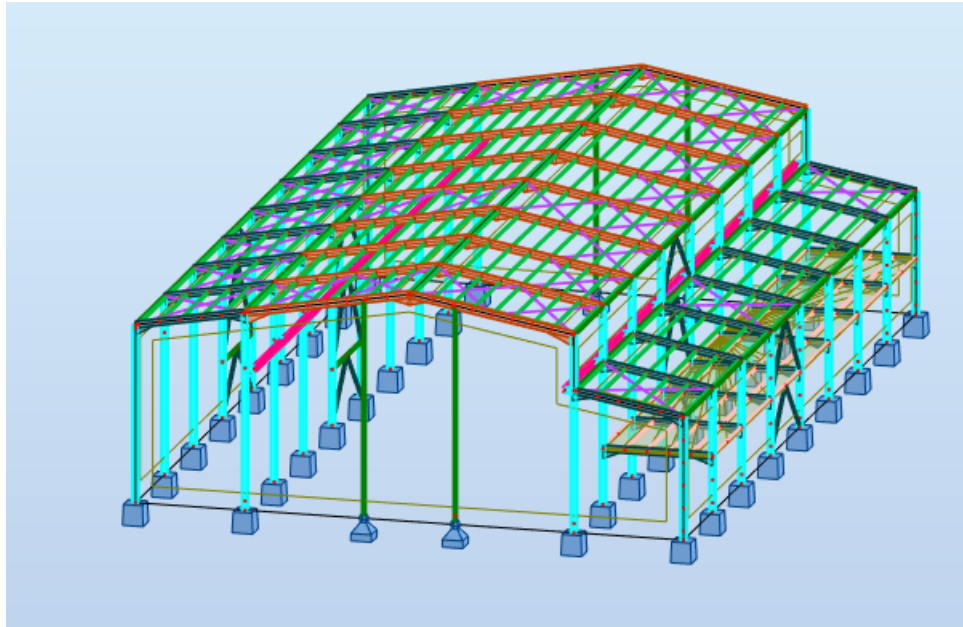
Dans mon étude du projet j'ai utilisé les règles de calculs Neige et Vent « RNV2013», « Eurocode 3 », ainsi que le logiciel de calcul des structures Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 et cela pour s'adapter avec les nouvelles méthodes de calcul.

#### I.2.1 Données concernant le site

- Lieu de réalisation : RAFFINERIE D'ALGER SIDI RZIN BRAKI.
- Altitude géographique : 50 m.
- Zone de neige : B.
- Zone de vent : I.
- Site plat.
- Catégorie de terrain III.

#### I.2.2 Dimension de la structure

- Hauteur :12.4m.
- Longueur : 48 m.
- Largeur :30 m.
- Niveau de plancher : 3,06m.
- Niveau de pont roulant : 7.76 m (niveau PDR).
- Toiture à un versant d'une pente de  $\alpha=15^\circ$ .



**Figure I.1 : vue en 3D de la structure**

### **I.2.3 Règlements utilisés**

- Règles Neige et vent Algérien RNV : Pour l'étude des effets climatiques.
- Eurocode 3 : Pour l'étude et la vérification de l'ossature métallique.
- Eurocode 4 : Pour l'étude et la vérification des planchers mixtes.
- Pour l'étude de chemin de roulement :
  - Eurocode 1 : partie 5 pour les actions induites par le pont roulant.
  - Eurocode 3 : partie 6 pour le dimensionnement du chemin de roulement.

### **I.2.4 Logiciels utilisés**

- Robot 2019 pour l'analyse de la structure.

## **I.3 Éléments structuraux**

### **I.3.1 Éléments principaux de la structure**

- Poteaux HEA.
- Les contreventement cornière (CAE).
- Stabilités double cornière (DCED).
- Poutre de roulement HEA.
- Plancher mixte :
  - ✓ Solive IPE.
  - ✓ HI-BOND

### I.3.2 Les éléments secondaires

- Pannes IPE.
- Les lisses UPN.
- Potelet IPE.

### I.3.3 Éléments de l'ouvrage

- Plancher : Plancher mixte avec dalle collaborant d'épaisseur 10 cm.
- Escalier.

## I.4 Caractéristiques des matériaux

Dans ce projet, on a choisi les matériaux de construction suivants :

### a- Aciers de construction pour les éléments de structure

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé l'acier S275 de caractéristiques suivantes :

- Module de YOUNG ( module d'élasticité longitudinal ) :  $E_a = 21000 \text{ daN/mm}^2$
- Limite élastique de traction :  $f_y = 27,5 \text{ daN/mm}^2$
- Limite élastique de cisaillement :  $\tau_e = 0,58.f_y = 15,95 \text{ daN/mm}^2$

### b- Béton

Pour les planchers, on utilise un béton C20/25 dont les caractéristiques sont :

- Résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ daN/mm}^2$
- Résistance caractéristique à la traction :  $f_t = 0,06.f_c + 0,6$
- Masse volumique :  $\rho = 2500 \text{ daN/m}^2$
- Module d'élasticité longitudinale :  $E_b = 1400 \text{ daN/m}^2$
- Coefficient de retrait du béton :  $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$

## I.5 Assemblages

Les assemblages des éléments de notre construction sont assurés par :

- Des boulons de haute résistance HR
- Des boulons ordinaires.
- Des soudures.

I.6 Présentation schématique

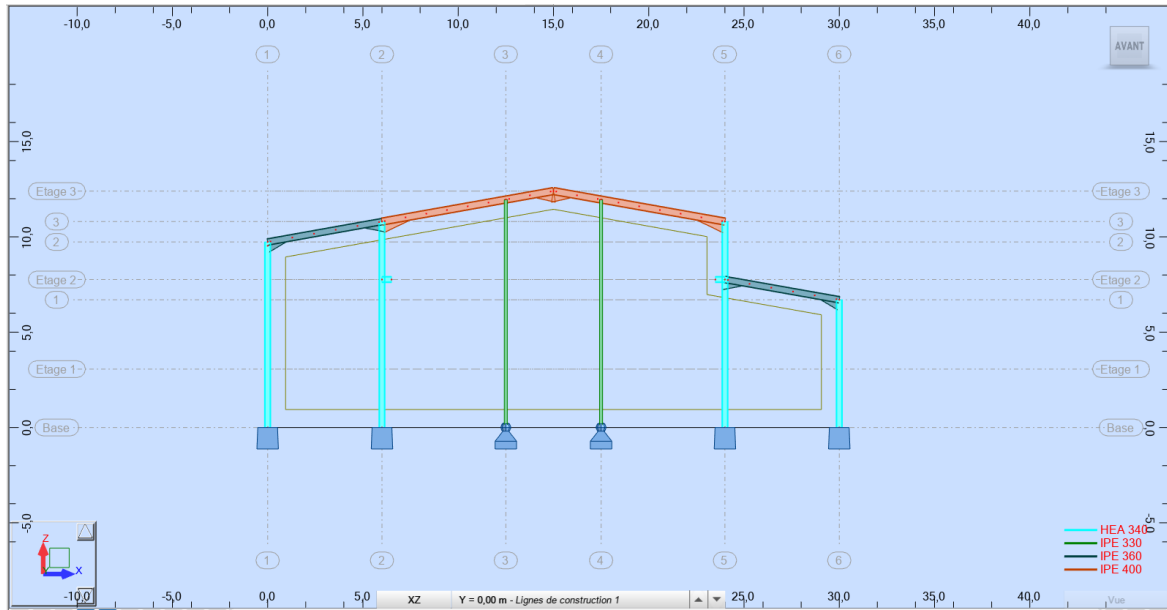


Figure I.2 : Vue du pignon 1

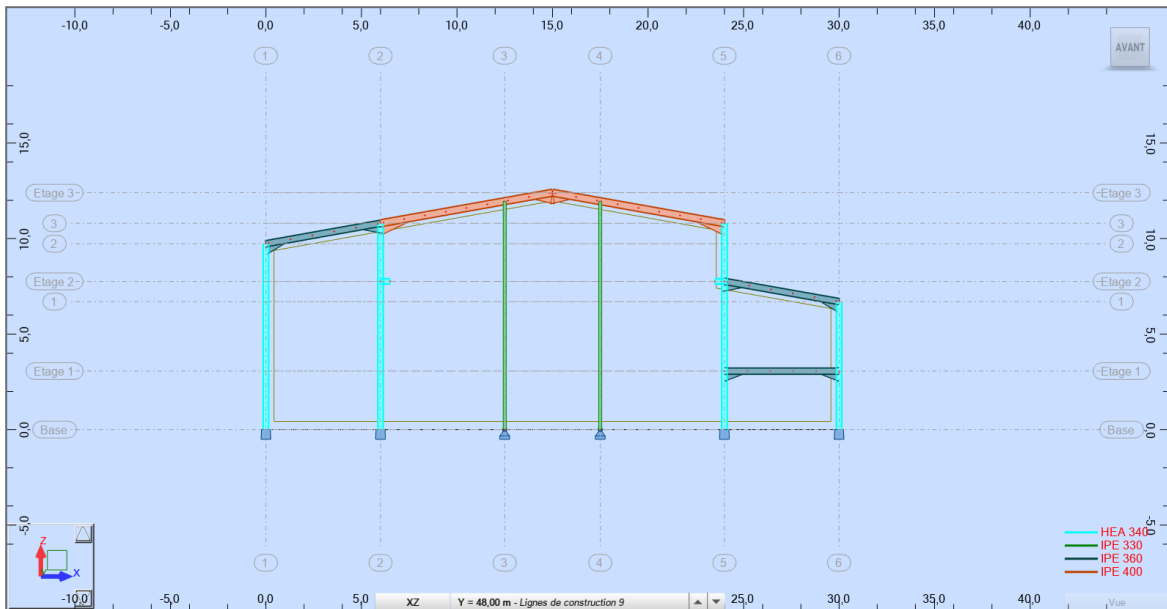


Figure I.3 : Vue du pignon 9

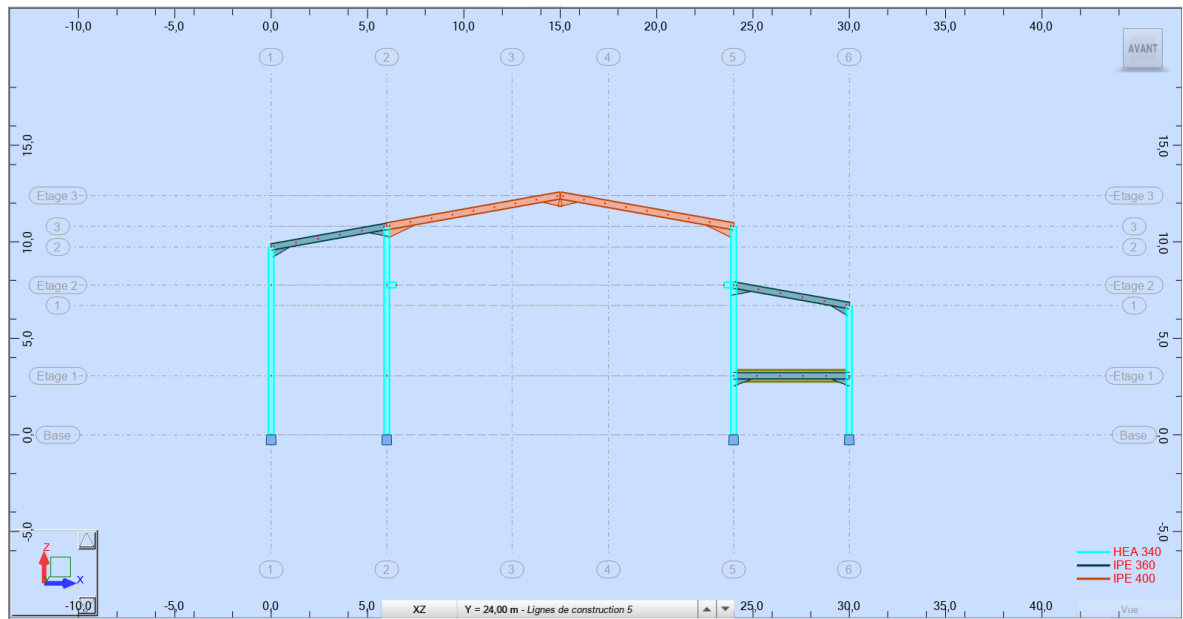


Figure I.4 : Vue des pignons 2 , 3 , 6 , 7 et 8

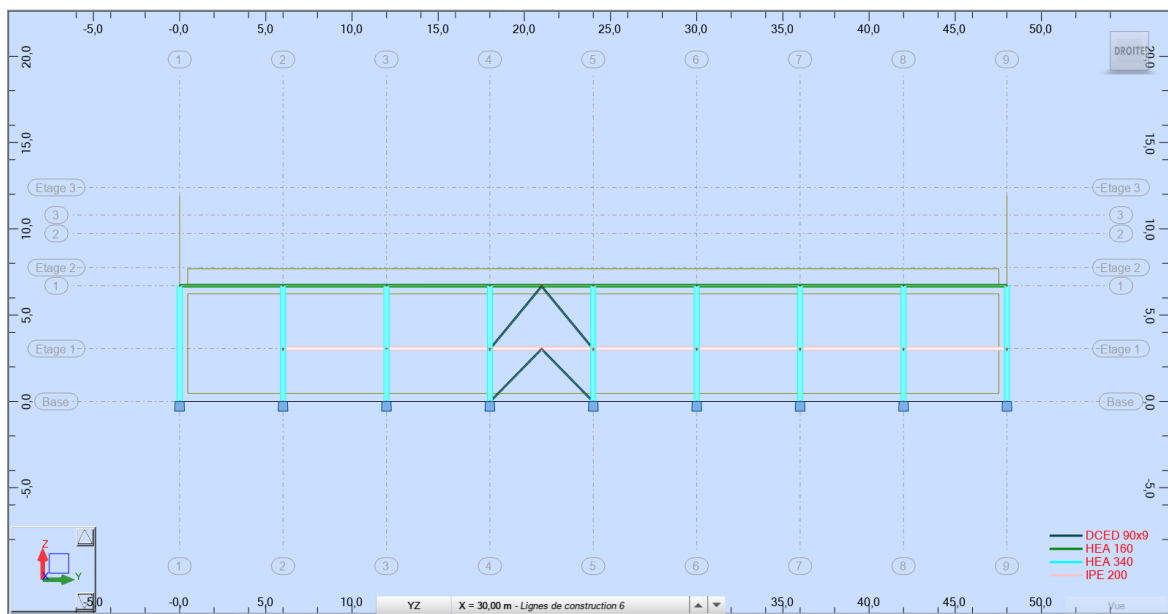


Figure I.5 : Vue du long pan au niveau 6.70 m

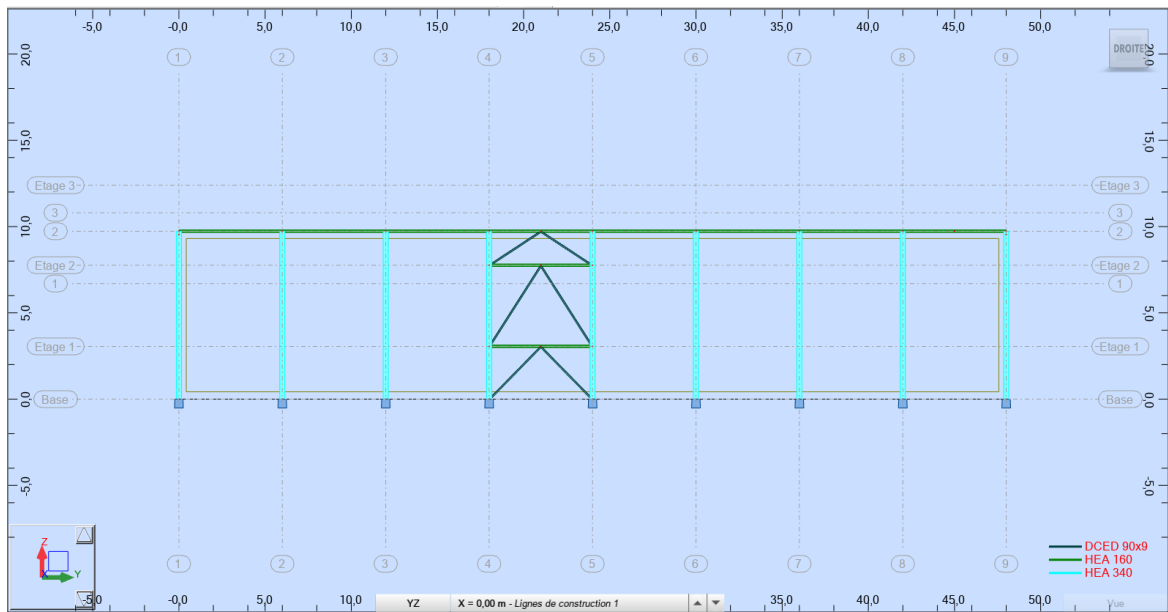


Figure I.6 : Vue du long pan au niveau 9.73 m

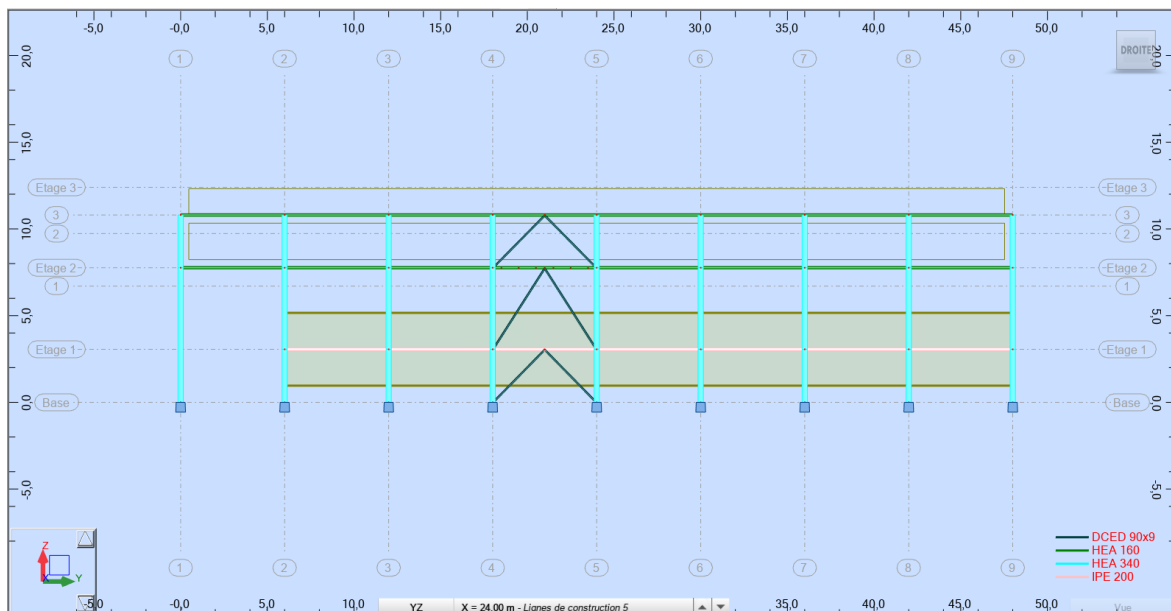


Figure I.7: Vue du long pan au niveau 10.8 m

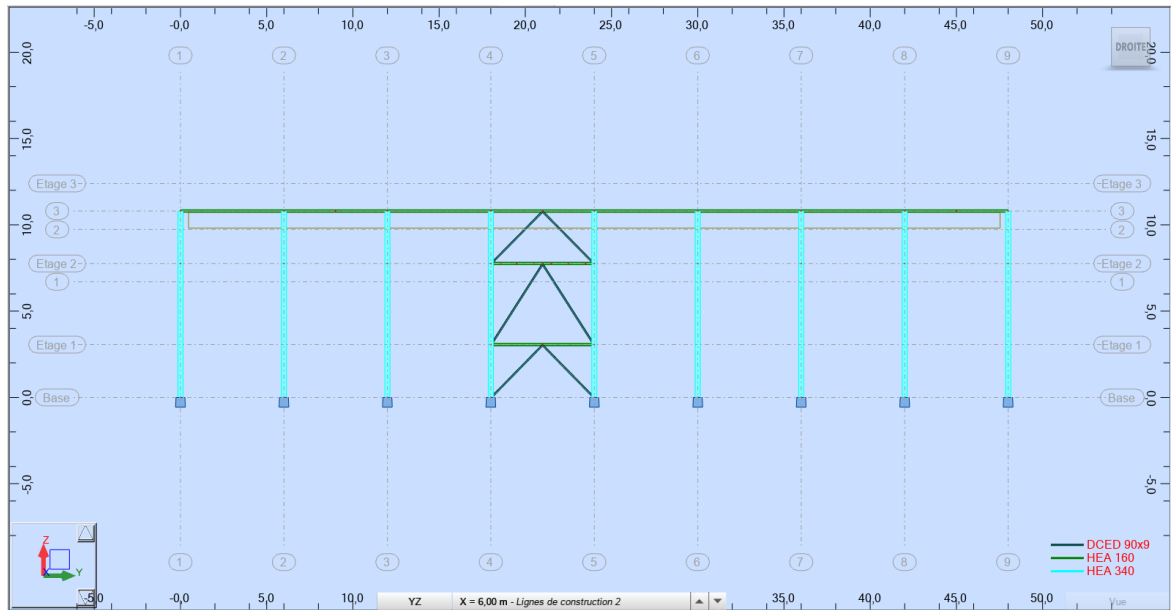


Figure I.8 : Vue du long pan au niveau 10.8 m



# Chapitre II :

## Etude Climatique

---

## Etude Climatique

### II.1 Introduction

Les structures en charpente métallique sont soumises à des effets climatiques (tempête, température...), Pour un hangar considéré comme une structure légère, il est très important de déterminer les actions climatiques exercées sur la structure. Afin de pouvoir dimensionner on utilisera le règlement vent & neige RNV2013.

### II.2 Présentation de l'ouvrage

#### Généralité

Ce projet consiste à faire l'étude et la conception d'un atelier de fabrication mécanique, qui a les caractéristique suivantes :

#### Données

- Lieux d'implantation : RAFFINERIE D'ALGER SIDI RZIN BRAKI
- Altitude géographique : H=50 m
- Zone de neige : B
- Zone du vent : I
- Site plat :  $C_t(z)=1$
- Catégorie du terrain : III

### II.3 Etude de la neige

- Altitude géographique : H= 50m
- Zone de neige : B

La charge de la neige sur la toiture est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_K$$

l'angle  $\alpha=15^\circ$  :

$$0 \leq \alpha = 15^\circ \leq 30^\circ$$

Donc le coefficient de forme :  $\mu=0,8$

Et la charge de neige sur le sol est donnée par la formule suivante :

$$S_K = \frac{0,04 \times H + 10}{100}$$

$$S_K = \frac{0,04 \times 50 + 10}{100} = 0,12 \text{ KN/m}^2$$

$$S_K = 12 \text{ daN/ m}^2$$

Donc la charge de la neige sur la toiture est :

$$S = 0,8 \times 0,12 = 0,096 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 9,6 \text{ daN/m}^2$$

## II.4 Etude de vent

Notre zone du vent est : zone I

$$Q_{\text{ref}} = 37,5 \text{ daN/m}^2$$

Le site plat  $\rightarrow C_t(z)=1$

La catégorie du terrain : III

$$\left\{ \begin{array}{l} K_T = 0,215 \\ Z_0 = 0,3\text{m} \\ Z_{\text{min}} = 5\text{m} \end{array} \right.$$

Tel que :

$K_T$  : facteur du terrain.

$Z_0$  : paramètre de la rugosité [m].

$Z_{\text{min}}$  : hauteur minimale [m].

### II.4.1 La pression due au vent

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

$$Q_j(z_j) = W(z_j) \cdot C_d = Q_{\text{dyn}}(z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \cdot C_d$$

#### II.4.1.1 Détermination du coefficient dynamique Cd

Une valeur conservatrice de  $C_d=1$  peut être considérée dans les cas suivants :

- Bâtiments, dont la hauteur est inférieure à 15m
- Eléments de façade et de toiture dont la fréquence propre est inférieure à 5 Hz
- Notre structure est de 12.4 m de hauteur Alors 12.4m inférieur à 15 m alors

la fréquence est :

$$n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{f}} = \frac{0,5}{\sqrt{\frac{l}{150}}} = \frac{0,5}{\sqrt{\frac{12,4}{150}}} = 1,74 \text{ Hz}$$

$$n_{1,x} = 1,74 \text{ Hz} < 5 \text{ Hz}$$

Donc  $C_d = 1$

#### II.4.1.2 Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$

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

$$W(z_j) = Q_{\text{dyn}}(z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi})$$

Tel que :  $Q_{\text{dyn}}(z_j)$  : la pression dynamique de point calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface.

$C_{pe}$  : coefficient de pression extérieur

$C_{pi}$  : coefficient de pression intérieur.

#### II.4.1.3 Détermination de la pression dynamique $Q_{\text{dyn}}(z_j)$

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 :

$$Q_{\text{dyn}}(z_j) = Q_{\text{réf}} \cdot C_e(z_j)$$

Tel que :

$$Q_{\text{réf}} = 37,5 \text{ daN/m}^2$$

$C_e(z_j)$  : coefficient d'exposition au vent.

#### II.4.1.4 Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_j)$

La structure est peu sensible aux excitations dynamiques, donc on utilise la formule suivante :

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

Comme le site est plat  $\rightarrow C_t(z) = 1$

$C_r$  : coefficient de rugosité.

$C_t$  : coefficient de topographie.

a) Détermination du coefficient de la rugosité  $C_r$

Pour calculer le coefficient de rugosité on utilise les formules suivantes :

- $C_r(z) = K_T \text{Ln} \left( \frac{Z}{Z_0} \right)$  pour :  $Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$
- $C_r(z) = K_T \text{Ln} \left( \frac{Z_{\min}}{Z_0} \right)$  pour :  $Z_0 \leq Z_{\min}$

Tel que :  $Z_0 = 0,3\text{m}$  ,  $K_T = 0,215$  ,  $Z_{\min} = 5\text{m}$

Z : Hauteur considéré :

$$\left\{ \begin{array}{l} Z = 12.4 \text{ m dans la toiture} \\ Z = 10.8 \text{ m dans les parois verticales} \end{array} \right.$$

On a :  $Z_{\min} \leq Z \leq 200 \rightarrow C_r(z) = K_T \text{Ln} \left( \frac{Z}{Z_0} \right)$

Donc :

➤ Pour la toiture

$$5\text{m} \leq Z = 12.4 \leq 200$$

$$C_r(12.4) = 0.215 \text{Ln} \left( \frac{12.4}{0.3} \right)$$

$$C_r(12.4) = 0.8$$

➤ Pour les parois verticales

$$5\text{m} \leq Z = 10.8 \leq 200$$

$$C_r(10.8) = 0.215 \text{Ln} \left( \frac{10.8}{0.3} \right)$$

$$C_r(10.8) = 0.77$$

b) Détermination de l'intensité de turbulence  $I_v$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \text{Ln} \left( \frac{Z}{Z_0} \right)} \quad \text{pour : } Z > Z_{\min} \dots\dots (a)$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \text{Ln} \left( \frac{Z_{\min}}{Z_0} \right)} \quad \text{pour : } Z \leq Z_{\min} \dots\dots (b)$$

- Toiture :

$$Z = 12.4 \text{ m} , Z_{\min} = 5\text{m} , Z_0 = 0.3 , C_t = 1$$

$12.4 \text{ m} > 5 \text{ m}$   $Z > Z_{\min}$  Donc on va prendre l'équation (a)

$$I_v(12.4) = \frac{1}{C_t(12.4) \times \ln\left(\frac{12.4}{0.3}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{12.4}{0.3}\right)} = 0.27$$

- Parois verticales :

$$Z = 10,8 \text{ m}, Z_{\min} = 5 \text{ m}, Z_0 = 0,3, C_t = 1$$

$10,8 \text{ m} > 5 \text{ m}$   $Z > Z_{\min}$  Donc on va prendre l'équation (a)

$$I_v(10.8) = \frac{1}{C_t(10.8) \times \ln\left(\frac{10.8}{0.3}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10.8}{0.3}\right)} = 0.28$$

### ➤ Coefficient d'exposition

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

- Toiture :

$$C_t(12.4) = 1, C_r(12.4) = 0.8, I_v(12.4) = 0.27$$

$$C_e(12.4) = 1^2 \times 0.8^2 \times [1 + 7 \times 0.27] = 1.85$$

- Parois verticales :

$$C_t(10.8) = 1, C_r(10.8) = 0.77, I_v(10.8) = 0.28$$

$$C_e(10.8) = 1^2 \times 0.77^2 \times [1 + 7 \times 0.28] = 1.75$$

#### II.4.1.5 Détermination de la pression dynamique $Q_{\text{dyn}}(z_j)$

$$Q_{\text{dyn}}(z_j) = Q_{\text{réf}} \cdot C_e(z_j)$$

$$\text{Avec : } Q_{\text{réf}} = 37,5 \text{ daN/m}^2$$

- Toiture :

$$Q_{\text{dyn}}(12.4) = 37,5 \times C_e(12.4) = 37,5 \times 1.85$$

$$Q_{\text{dyn}} = 69,375 \text{ daN/m}^2$$

- Parois verticales :

$$Q_{\text{dyn}}(10.8) = 37,5 \times C_e(10.8) = 37,5 \times 1.75$$

$$Q_{\text{dyn}} = 65,625 \text{ daN/m}^2$$

#### II.4.2 Détermination des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$

$$C_{pe} = C_{pe1} \quad \text{si : } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si : } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad \text{si : } S \geq 10 \text{ m}^2$$

➤ Vent perpendiculaire au long pan

- Paroi verticale :

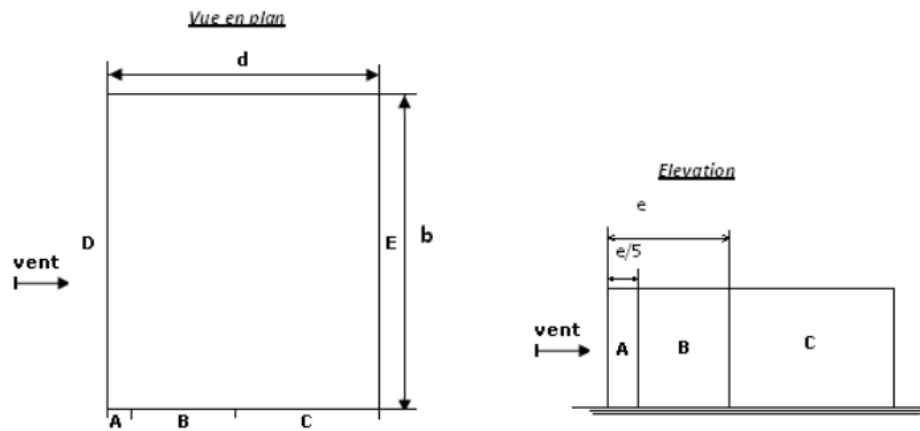


Figure II.1 : légende pour les parois verticales

Pour cette direction du vent on a :

$$b=48 \text{ m}, d=30\text{m}, h=10.8\text{m}$$

$$\text{et } e = \min[b, 2h] = \min[48, 2 \times 10.8] = 21.6 \text{ m} \rightarrow e=21.6\text{m}.$$

$$\text{et on a : } e=21.6 \text{ m} < d=30\text{m}.$$

Donc :

on utilise la légende suivante :

Tel que :

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

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

$$C= d - e = 30 - 21.6 = 8.4 \quad \rightarrow C = 8.4\text{m}$$

La surface :

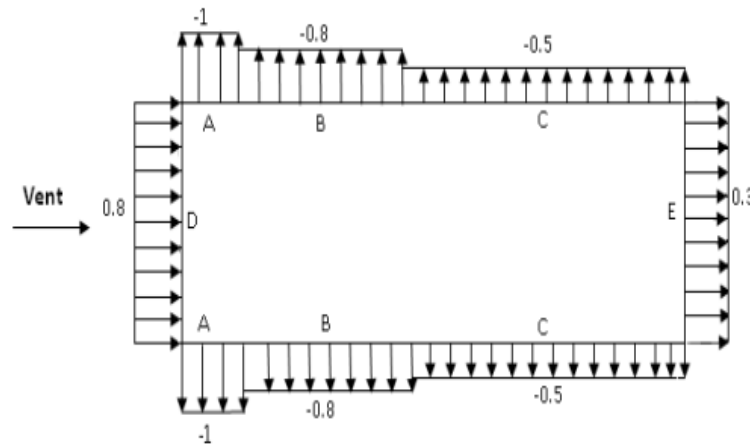
$$S_F = \left(\frac{e}{5}\right) \times h = \frac{21.6}{5} \times 10.8 = 46.656\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

Donc on a la surface min est supérieures à  $10m^2$  donc la formule correspond est :

$C_{pe} = C_{pe10}$  et les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau II.1 :  $C_{pe}$  pour les parois verticales**

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



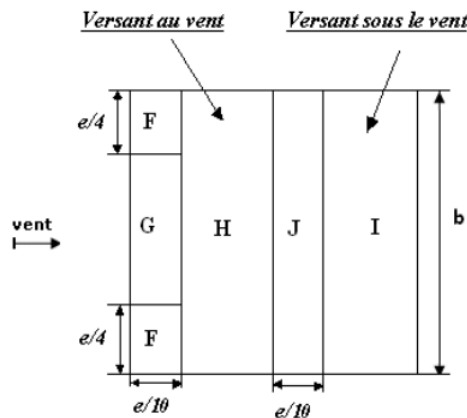
**Figure.II.2 : Valeur des  $C_{pe}$  les parois verticales**

- **Toiture (toiture a deux versant) :**

Pour cette direction du vent  $\theta = 0^\circ$  on à :

$b=48m$ .  $h=12.4m$ .  $d=30m$  et  $e=\min[ b,2h]=\min[ 48,(2\times 12.4)]=24.8m \rightarrow e=24.8m$ .

on utilise la légende suivante :



**Figure.II.3 : Légende pour les toitures suivant long pont**

$$\text{La surface : } S_F = S_{\min} = \frac{e}{4} \times \frac{e}{10} = \frac{24,8}{4} \times \frac{24,8}{10} = 15,38 \text{ m} > 10\text{m}^2$$

Donc on a la surface min est supérieurs à 10m2 donc la formule correspond est :

$C_{pe} = C_{pe10}$  et les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau.II.2 :  $C_{pe}$  pour la toiture suivant long pont**

Pente $\alpha$	Zone	F	G	H	I	J
	$C_{pe}$	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1

➤ **Vent perpendiculaire au pignon :**

- Paroi verticale :

Pour cette direction du vent on à :  $b=30\text{m}$ ,  $d=48 \text{ m}$ ,  $h=10.8\text{m}$

$$e = \min[ b, 2h] = \min[ 30, (2 \times 10.8)] = 21.6 \text{ m.}$$

Et on a :  $d=48 \text{ m} > e = 21.6$  Tel que :

$$A = \frac{e}{5} = \frac{21.6}{5} = 4,32 \text{ m} \quad \rightarrow A=4,32 \text{ m}$$

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

$$C=d-e = 48 - 21.6 = 26.4 \quad \rightarrow C=26.4 \text{ m}$$

La surface :

$$S_F = \left( \frac{e}{5} \right) \times h = \frac{21.6}{5} \times 10.8 = 46.656\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

Donc on a la surface min est supérieurs à 10m<sup>2</sup> donc la formule correspond est :

$C_{pe} = C_{pe10}$  et les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  dans chaque zone sont donnés dans le

Tableau suivant :

**Tableau II.3 :  $C_{pe}$  pour les parois verticales**

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

- La toiture :

Pour cette direction du vent  $\theta = 90^\circ$  on a :

$b = 30\text{m}$ ,  $h = 12.4\text{m}$  et  $d = 48\text{m}$

$e = \min[b, 2h] = \min[30, (2 \times 12.4)] = 24.8\text{m}$

Donc on utilise la légende suivante :

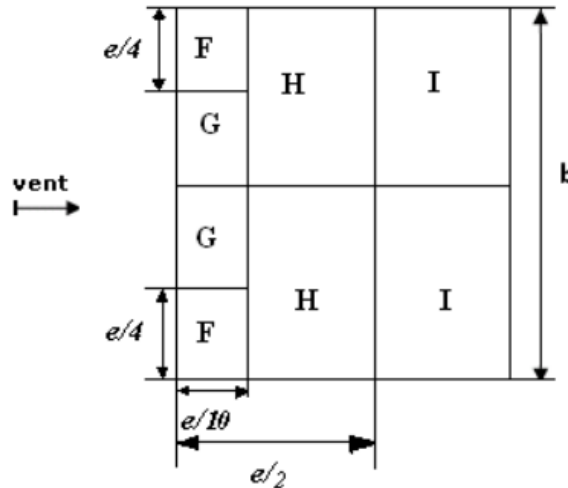


Figure.II.4 : légende pour les toitures suivant pignon

La surface :  $S_F = S_{min} = \frac{e}{4} \times \frac{e}{10} = \frac{24,8}{4} \times \frac{24,8}{10} = 15,38\text{ m}^2 > 10\text{m}^2$

Donc on a la surface min supérieurs à  $10\text{m}^2$  donc la formule correspond est :

$C_{Pe} = C_{pe10}$  et les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.4 :  $C_{pe}$  pour les toitures suivant pignon

Pente	Zone	F	G	H	I
A	$C_{pe}$	-1.3	-1.3	-0.6	-0.5

### II.4.3 Détermination de coefficient de pression intérieure $C_{pi}$

- Les surfaces des ouvertures de chaque façade :

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

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

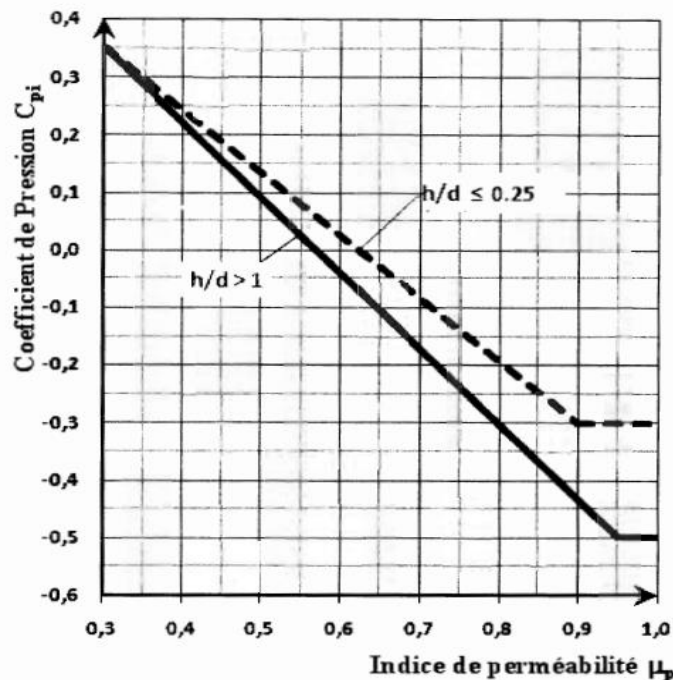


Figure.II.5: coefficients de pression intérieure  $c_{pi}$  des bâtiments sans face dominante

Façade 1 : 1 fenêtre de (0.8m×4.18m) + 1 portail de (5m×5m) = 28.34 m<sup>2</sup>

Façade 2 : 1 fenêtre de (0.8m×4.10m) + 1 fenêtre de (0.8m×1.04m) + 1 porte de (2.4m×1.04m)  
= 7.384 m<sup>2</sup>

Façade 3 : 8 fenêtres de (0.8m×3m) + 8 fenêtres de (1.4m×1m) = 30.4m<sup>2</sup>

Façade 4 : 8 fenêtres de (0.8m × 1.4m) = 8.96 m<sup>2</sup>

La somme de toutes les ouvertures : 75.08 m<sup>2</sup>

$$\mu_p^1 = \frac{(7.384 + 30.4 + 8.96)}{75.08} = 0.6226m^2 \quad C_{pi}^1 = 0.01$$

$$\mu_p^2 = \frac{(28.34 + 30.4 + 8.96)}{75.08} = 0.9017m^2 \quad C_{pi}^1 = -0.3$$

$$\mu_p^3 = \frac{(28.34 + 7.384 + 8.96)}{75.08} = 0.5951m^2 \quad C_{pi}^3 = 0.03$$

$$\mu_p^4 = \frac{(28.34 + 7.384 + 30.4)}{75.08} = 0.9017m^2 \quad C_{pi}^1 = -0.28$$

- Détermination de la pression du vent  $Q_j$  :

$$Q_j = C_d \times W(z_j) = C_d \times Q_{\text{dyn}}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Les résultats sont exprimés dans les tableaux suivants :

- **Vent suivant long pente :**

**Tableau II.5 : pression aérodynamique pour  $C_{pi}^3=0.03$**

$Q_{\text{dyn}}(\text{daN/m}^2)$		Zone	$C_{pe} - C_{pi}$	$Q_j(\text{daN/m}^2)$
Paroi verticale	65.625	A	-1.03	-67.59
		B	-0.83	-54.47
		C	-0.53	-34.78
		D	0.77	50.53
		E	-0.33	-21.66
Toiture	69.375	F	-0.93	-64.52
		G	-0.83	-57.58
		H	-0.33	-22.89
		I	-0.43	-29.83
		J	-1.03	-71.46

**Tableau II.6: pression aérodynamique pour  $C_{pi}^4=-0.28$**

$Q_{\text{dyn}}(\text{daN/m}^2)$		Zone	$C_{pe} - C_{pi}$	$Q_j(\text{daN/m}^2)$
Paroi verticale	65.625	A	-0.72	-47.25
		B	-0.52	-34.125
		C	-0.22	-14.44
		D	1.08	70.875
		E	-0.02	-1.31
Toiture	69.375	F	-0.62	-43.013
		G	-0.52	-36.075
		H	-0.02	-1.39
		I	-0.12	-8.325
		J	-0.72	-49.95

## ➤ Vent suivant pignon :

**Tableau II.7 : pression aérodynamique pour  $C_{pi}^1=0.01$** 

$Q_{dyn}(daN/m^2)$		Zone	$C_{pe} - C_{pi}$	$Q_j(daN/m^2)$
Paroi verticale	65.625	A	-1.01	-66.28
		B	-0.81	-53.17
		C	-0.51	-33.47
		D	0.79	51.84
		E	-0.31	-20.34
Toiture	69.375	F	-1.31	-90.88
		G	-1.31	-90.88
		H	-0.61	-42.32
		I	-0.51	-35.38

**Tableau II.8 : pression aérodynamique pour  $C_{pi}^2=-0.3$** 

$Q_{dyn}(daN/m^2)$		Zone	$C_{pe} - C_{pi}$	$Q_j(daN/m^2)$
Paroi verticale	65.625	A	-0.7	-45.94
		B	-0.5	-32.81
		C	-0.2	-13.13
		D	1.1	72.19
		E	0	0
Toiture	69.375	F	-1	-69.375
		G	-1	-69.375
		H	-0.3	-20.81
		I	-0.2	-13.88

## II.5 Conclusion de l'étude climatique

### A. Surcharge de neige

$$S = 0,096 \text{ kN/m}^2 = 9,6 \text{ daN/ m}^2$$

### B. Surcharge du vent

D'après les tableaux II.5.6.7.8 ont constaté que les lisses de bardage sont soumises a une pression de :

$$Q_j = 70,875 \text{ daN/m}^2 = 0,70875 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{pour les parois verticales}$$

En ce qui concerne la toiture on applique la force de la zone F du long pan et ont la généralise sur toute la panne et sur toutes les pannes

$$Q_j = - 64.52 \text{ daN/m}^2 = -0.645 \text{ KN/ m}^2$$



# Chapitre III :

## Etude des éléments secondaire

## Etude Des Eléments Secondaires

### III.1 Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir la section des profils des éléments non structuraux qui devront résister aux différentes sollicitations des effets climatique et le poids propre auxquelles ils sont soumis on utilise L'EUROCODE 3 comme règlement, le principe consiste à la vérification des flèches admissible, de la résistance et la stabilité. Les profilés concernés par cette étude sont : les pannes, les lisses de bardage et les potelets.

### III.2 Les pannes

Les pannes sont des éléments en profilé laminé qui ont pour rôle de supporter le poids de la couverture ainsi que les surcharges climatiques (vent, neige, sable), Elles sont disposées sur la toiture parallèlement à la ligne du faitage dans le plan du versant, et elles sont posées inclinées sur les membrures supérieures à un angle  $\alpha$  et elles sont réalisées généralement en IPE ou bien en IPN vu leur résistance et leurs légèreté sur la toiture.

Elles sont calculées pour pouvoir résister au poids propre de la couverture, leurs poids propres, aux surcharges d'exploitation, ainsi qu'aux surcharges climatique.

#### III.2.1 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 (axes de grande inertie).
- On prend la combinaison la plus défavorable.

#### III.2.2 Dimensionnement des pannes

- Chaque panne repose sur 2 appuis distants de  $L=6m$
  - Entre axes des pannes  $d=1.158m$  (espace entre 2 pannes ).
  - L'angle qui fait chaque versant est de  $\alpha=15^\circ$
  - Les pannes sont en acier S275
- $f_y=27,5 \text{ daN/mm}^2$  (limite d'élasticité de l'acier)
- $E=21000 \text{ daN/mm}^2$  (module d'élasticité longitudinale de l'acier)

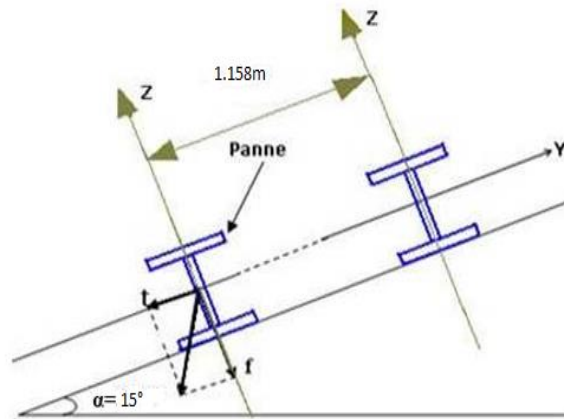


Figure III.1 : Disposition des pannes

### III.2.2.1 Pré dimensionnement de la panne

#### III.2.2.1.1 Evaluation des charges

On va déterminer en premier lieu les différentes charges appliquer a la panne sans prendre en considération le poids propre du profilé

#### A- Les charges variables

##### A.1 Le vent (soulèvement)

$$W_s = Q_j \times d = - 64.52 \times 1.158 = -74.71 \text{ daN/m} \quad \rightarrow \quad W_s = -0.747 \text{ KN/m}$$

##### B.2 La neige

$$S_n = S \times d = 9.6 \times 1,158 = 11.117 \text{ daN/m} \quad \rightarrow \quad S_n = 0,111 \text{ KN/m}$$

##### C.3 Charge d'exploitation

$$P_n = \frac{8.p}{3.l} = \frac{8.100}{3.6} = 44.44 \text{ daN/ m} \quad \rightarrow \quad P_n = 0, 44 \text{ KN/m}$$

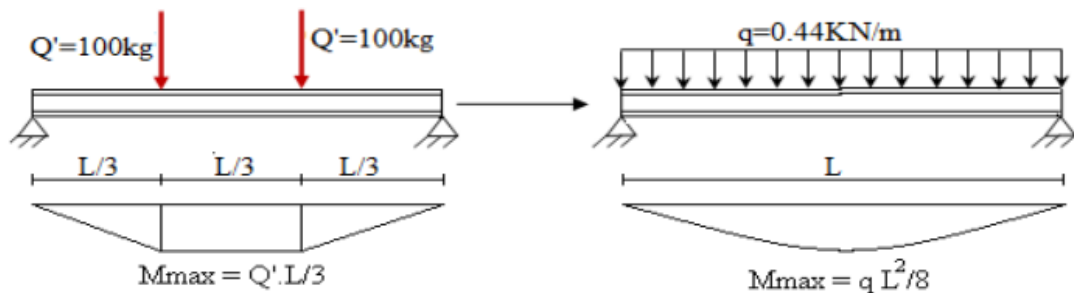


Figure III.2 : Répartition des charges d'exploitation sur les pannes

**B- Les charges permanentes (sauf poids du profilé )**

- Poids de TL75  $\rightarrow G_1 = 15,21 \text{ daN/m}^2$
- Points des accessoire  $\rightarrow G_2 = 3 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2) \times d = (15,21 + 3) \times 1,158 = 21,087 \text{ daN/m} \rightarrow G = 0,2108 \text{ KN/m}$$

**III.2.2.1.2 Combinaison des charges (ELS)**

On prend les combinaisons de charge les plus défavorables :

$$yy': \rightarrow G \sin \alpha + 0,9 \times (S_n \sin \alpha + P_n \sin \alpha) = 21,087 \cdot \sin 15 + 0,9(11,117 \cdot \sin 15 + 44,44 \cdot \sin 15)$$

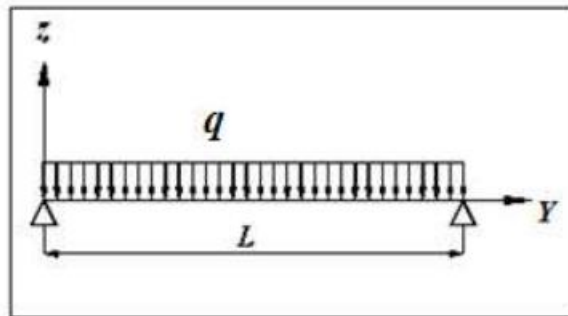
$$q_y = 18,40 \text{ daN/m} = 0,184 \text{ KN/m}$$

$$zz' \rightarrow G \cos \alpha - W_s = 21,0087 \cdot \cos 15 - 74,71$$

$$q_z = -54,34 \text{ daN/m} = -0,543 \text{ KN/m}$$

Dans notre cas on à une poutre posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie

donc la flèche donnés par:  $f = \frac{5ql^4}{384El}$  et la flèche admissible:  $f_{ad} = \frac{l}{200}$



**Figure III.3 : Répartition des charges sur les pannes**

$$\bullet \quad f_y = \frac{5q_y l^4}{384El_z} \leq \frac{l}{200} \leftrightarrow I_z \geq \frac{1000q_y l^3}{384E} = \frac{1000 \times 0,184 \times 600^3}{384 \times 21 \times 10^5} = 49,28 \text{ cm}^4$$

$$I_z \geq 49,28 \text{ cm}^4$$

$$\bullet \quad f_z = \frac{5q_z l^4}{384El_y} \leq \frac{l}{200} \leftrightarrow I_y \geq \frac{1000q_z l^3}{384E} = \frac{1000 \times 0,543 \times 600^3}{384 \times 21 \times 10^5} = 145,45 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 145,45 \text{ cm}^4$$

A partir de ces valeurs des inerties  $I_y$  et  $I_z$  on adopte le profiles suivant : IPE160

Les caractéristiques géométriques et les dimensions de ce profiles sont résumées dans le tableau suivant:

**Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 160**

h ( mm)	b (mm)	$t_w$ (mm)	$t_f$ (mm)	r (mm)	d(mm)	P ( kg/m)
160	82	5	7,4	9	127.2	15,8
A(cm <sup>2</sup> )	$I_Y$ (cm <sup>4</sup> )	$i_y$ (cm)	$W_{pl,y}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	$i_z$ (cm)	$W_{pl,z}$ (cm <sup>3</sup> )
20,1	869,29	6.58	123,86	68,31	1,84	26,1

### III.2.2.2 dimensionnement de la panne

#### III.2.2.2.1 Evaluation des charges

##### A- Les charges variables

##### A.1 Charge du vent (soulèvement)

$$W_s = Q_j \times d = -64.52 \times 1.158 = -74.71 \text{ daN/m} \quad \rightarrow \quad W_s = -0.747 \text{ KN/m}$$

##### A.2 La neige

$$S_n = S \times d = 9.6 \times 1,158 = 11.117 \text{ daN/m} \quad \rightarrow \quad S_n = 0,111 \text{ KN/m}$$

##### Charge d'exploitation

$$P_n = \frac{8.p}{3.l} = \frac{8.100}{3.6} = 44.44 \text{ daN/ m} \quad \rightarrow \quad P_n = 0,44 \text{ KN/m}$$

##### B- Charges permanentes

- Poids de TL75 →G1 =15.21 daN/m<sup>2</sup>
- Poids des accessoires →G2 = 3 daN/m<sup>2</sup>
- Poids propre de l'IPE160 →G3 = 15.8 daN/m

$$G = (G1 + G2) \times d + G3 = (15.21 + 3) \times 1.158 + 15.8 = 36.89 \text{ daN/m} \quad \rightarrow \quad G = 0,3689 \text{ KN/m}$$

### III.2.2.2.2 Combinaison des charges

#### A- Combinaison des charges à l'ELU

- $\Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$  (pour une action variable la plus défavorable)
- $\Sigma \gamma_G \cdot G + 0,9 \Sigma \gamma_Q \cdot Q$  (pour plusieurs actions variables la plus défavorable)
- $\gamma_G = 1,35$  (si l'action permanente défavorable)
- $\gamma_G = 1,0$  (si l'action permanente favorable)

#### A.1 Suivant yy'

$$\rightarrow \gamma_G \cdot G \sin \alpha = 1,35 \times 36,89 \sin 15 = 12,89 \text{ daN/m} = 0,129 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow \gamma_G \cdot G \sin \alpha + \gamma_Q \cdot S_n \sin \alpha = (1,35 \times 36,89 + 1,5 \times 11,11) \sin 15 = 17,20 \text{ daN/m} = 0,172 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow \gamma_G \cdot G \sin \alpha + \gamma_Q \cdot P_n \sin \alpha = (1,35 \times 36,89 + 1,5 \times 44,44) \sin 15 = 30,14 \text{ daN/m} = 0,301 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow \gamma_G \cdot G \sin \alpha + 0,9 \gamma_Q \cdot (S_n + P_n) \sin \alpha = [1,35 \times 36,89 + 0,9 \cdot 1,5 (11,11 + 44,44)] \sin 15 = 32,3 \text{ daN/m} \\ = 32,3 \text{ daN/m} = 0,32 \text{ KN/m}$$

La plus défavorable est :  $T = 0,12 \text{ KN/m}$

#### A.2 Suivant zz'

la combinaison la plus défavorable est :

$$\rightarrow \gamma_G \cdot G \cos \alpha - \gamma_Q \cdot W_s = 1 \times 36,89 \cos 15 - 1,5 \times 74,7 = -76 \text{ daN/m}$$

$$F = -0,76 \text{ KN/m}$$

#### B- Combinaison des charges à l'ELS

- $\Sigma G + Q$  (pour une action variable la plus défavorable)
- $\Sigma G + 0,9 \Sigma Q$  (pour plusieurs actions variables la plus défavorable)

La combinaison la plus défavorable :

#### B.1 Suivant yy'

$$\rightarrow G \sin \alpha + 0,9 (S_n + P_n) \sin \alpha = [36,89 + 0,9 \cdot (44,44 + 11,11)] \sin 15 = 22,4 \text{ daN/m}$$

$$T = 0,224 \text{ KN/m}$$

**B.2 suivant zz'**

$$\rightarrow G\cos\alpha - W_s = 36.89\cos 15 - 74.7 = -38.9 \text{ daN/m}$$

$$F = -0.389 \text{ KN/m}$$

**III.2.2.2.3 Vérification de la flexion bi-axiale a l'ELU :**

La poutre à vérifier est une panne disposée sur une traverse de pente 10% don les efforts perpendiculaires auront deux composantes qui agissent sur la panne et qui provoquent une flexion suivant les deux axes (y et z) et qui est appelé flexion bi-axiale.

Pour cette vérification on utilise la condition suivante:

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

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

$$M_{sd} = \frac{n.l^2}{8}$$

$$\text{Tel que : } M_{y.sd} = F \frac{l^2}{8} = 76 \times \frac{6^2}{8} = 342 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = 3.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = F \frac{l^2}{8} = 76 \times \frac{6^2}{8} = 342 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = 1.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Et pour déterminer  $\gamma_{M_0}$  on doit déterminer la classe du profile IPE 160

➤ **Détermination de la classe de profile :**

• **Ame :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{208}{8.5} = 24.47 \leq 72\varepsilon = 72 * 0.92 = 66.24$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{23.5}{f_y}} = \sqrt{\frac{23.5}{27.5}} = 0.92$$

Ame de classe 1

• **Semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b-t_w-2r)/2}{t_f} = \frac{29.5}{7.4} = 3.986 \leq 10\varepsilon = 9.2$$

Semelle de classe 1

Donc la section est de classe 1

$$\gamma_{M_0} = 1.1$$

$$M_{pl.y,rd} = \frac{W_{pl,y,rd} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{123.86 \times 10^{-3} \times 275}{1.1} = 30.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z,rd} = \frac{W_{pl,z,rd} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{26.1 \times 10^{-3} \times 275}{1.1} = 6.53 \text{ KN.m}$$

Et la condition à satisfaire sera :

$$\left(\frac{3.42}{30.95}\right)^2 + \left(\frac{1.44}{6.53}\right)^1 = 0.233 \leq 1 \quad \text{Donc la flexion bi-axial est vérifiée}$$

**III.2.2.2.4 Vérification de la flèche a l'ELS**

$$f = \frac{5 \times q_{sd,ser} \times l^4}{384 \times E \times I}$$

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

$$f_y = \frac{5 \times q_{y,sd} \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 0.224 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 68.31} = 2.63 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} - f_y \text{ est vérifiée}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_{z,sd} \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 0.89 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 869.29} = 0.36 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad f_z \text{ est vérifiée}$$

$$f_{MAX} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{2.64^2 + 0.36^2} = 2.66 < f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

**III.2.2.2.5 Vérification a l'effort tranchant (cisaillement)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{n.l}{2}$$

Avec :

$$V_{sd,y} = \frac{T \times l}{2} = \frac{76 \times 6}{2} = 228 \text{ daN}$$

$$V_{sd,z} = \frac{F \times l}{2} = \frac{32 \times 6}{2} = 96 \text{ daN}$$

$$V_{sd,max} = 2.28 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = (20.1 \times 10^2) - 2.(82 \times 7.4) + (5 + 18) \times 7.4$$

$$A_v = 966.6 \text{ mm}^2$$

On a :

$$V_{pl,rd} = 139.5 \text{ KN}$$

Donc la condition a vérifié sera :

$$V_{sd,max} = 2.28 \text{ KN} < V_{pk,rd} = 139.51 \text{ KN} \rightarrow \text{Donc l'effort tranchant est vérifié}$$

Si pas l'effort tranchant sue le moment fléchissant

→Donc la condition est vérifiée

**III.2.2.2.6 Vérification du déversement des élément fléchis**

Notre panne est soumise seulement à la flexion, donc pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd,max} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{sd,max} = M_{y,sd} = 3.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} = \frac{x_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :  $\beta_w = 1 \rightarrow$  section de classe 1 :  $\gamma_{M_1} = 1.1$

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

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

$\alpha_{LT} = 0,21 \rightarrow$  pour les profile laminés

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

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

Avec :

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 86.38 \rightarrow \lambda_1 = 86.38$$

$$\lambda_{LT} = \frac{0.9 \times \frac{l}{i_z}}{\sqrt{C_1} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l/i_z}{h/t_f} \right) \right]^{0.25}}$$

Avec :  $C_1 = 1,132$

Donc :

$$\lambda_{LT} = \frac{0.9 \times 600 / 18.4}{\sqrt{1.132} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{600 / 18.4}{29 / 7.4} \right) \right]^{0.25}} = 163.416 \rightarrow \lambda_{LT} = 163.416$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{163.416}{86.38} \right) \cdot \sqrt{1} \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1.89$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.89 > 0.4$$

Il y a un risque de déversement

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times \left[ 1 + 0.21(1.89 - 0.2) + 1.89^2 \right] = 2.464 \rightarrow \varphi_{LT} = 2.464$$

$$x_{LT} = \frac{1}{2.464 + (2.464^2 - 1.89^2)^{0.5}} = 0.256 \rightarrow x_{LT} = 0.256 < 1$$

$$M_{b,rd} = \frac{x_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} = \frac{0.256 \times 1 \times 123.9 \times 27.5}{1,1} = 792.9 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,rd} = 7.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,max} = 3.42 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 7.93 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Donc le déversement est vérifié.}$$

### III.3 Les lisses de bardage :

Les lisses sont des éléments de profilé laminé qui sont constitués de poutrelle en U, ils sont disposés horizontalement, ils portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur potelets intermédiaires, ils sont destinés à reprendre les efforts du vent sur les bardages et ils sont calculés pour pouvoir résister au poids de la couverture, leur poids propre et les surcharges climatiques.

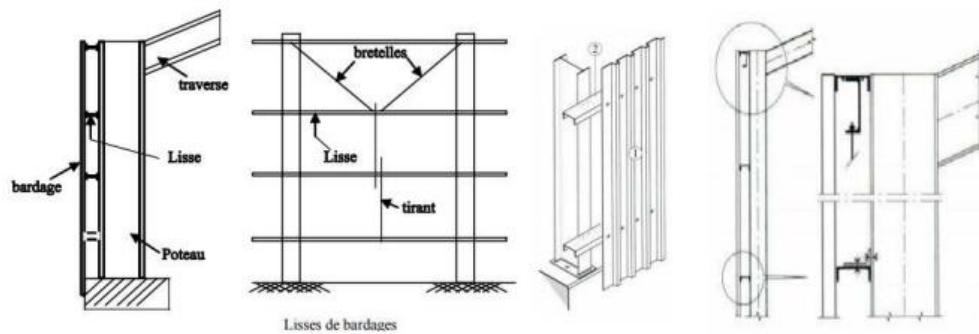


Figure III.4 : disposition des lisses de bardages

#### III.3.1 Dimensionnement des lisses de bardages

- Chaque lisse repose sur 2 appuis distants de  $L = 6\text{m}$  sur long-pan
- Espacement des lisses  $d = 1.32\text{m}$
- Les lisses sont en acier S275.

##### III.3.1.1 Pré dimensionnement de la lisse de bardage

###### III.3.1.1.1 Evaluation des charges

On va déterminer les charges appliquées à la lisse sans prendre en considération le poids propre de la lisse.

**A- Charges variables****- La charge du vent****B. Charges permanentes**

- poids de LL 35  $\rightarrow G1=11.89 \text{ daN/m}^2$

- poids de l'accessoire  $\rightarrow G2=3 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G1+G2) \times d = (0.11 + 0.03) \times 1.32 = 0.18 \text{ daN/m} \rightarrow G = 0.18 \text{ KN/m}$$

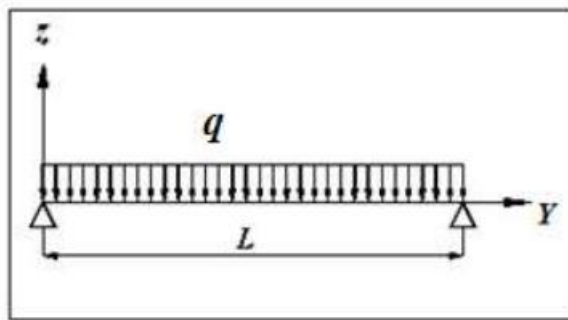
**III.3.1.1.2 Combinaison des charges (ELS)**

On prend les combinaisons les plus défavorables :

$$yy': \rightarrow F_y = G = 0.18 \text{ KN/m}$$

$$zz': \rightarrow F_z = W_{p,L} = 0.935 \text{ KN/m}$$

Dans notre cas on a une lisse posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie



**Figure III.5 : Répartition des charges sur les lisses**

Donc la flèche est :  $f = \frac{5ql^4}{384EI}$  et la flèche admissible :  $f_{ad} = \frac{l}{200}$

$$f = \frac{5 \times F \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$I_y = \frac{5 \times 200 \times q \times l^4}{384 \times E \times l} = \frac{2 \times 200 \times 0.935 \times 600^3}{384 \times 2100000} = 250.44 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 250.44 \text{ cm}^4$$

$$I_z = \frac{5 \times 200 \times q \times l^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 200 \times 0.18 \times 600^3}{384 \times 2100000} = 48.21 \text{ cm}^4$$

$$I_z \geq 48.21 \text{ cm}^4$$

A partir de ces valeurs des inerties  $I_y$  et  $I_z$  on adopte le profil suivant : UPN 140

Les caractéristiques géométriques de l'UPN 140 sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques et dimensions d'UPN140

h (mm)	b (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	d (mm)	p (Kg/m)
140	60	7	10	10	98	16.4
A(cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
20.4	605	5.45	102.80	62.70	1.75	28.3

### III.3.1.2 Dimensionnements de la lisse de bardage

#### III.3.1.2.1 Evaluation des charges

##### A. Charges variables

###### - Charge du vent

$$W_{p,L} = Q_{p,L} \times d = 70.775 \times 1,32 = 93.55 \text{ daN/m} \rightarrow W_{p,L} = 0.935 \text{ KN/m}$$

##### B. Charges permanentes

- poids de LL 35  $\rightarrow G1 = 11.89 \text{ daN/m}^2$
  - poids de l'accessoire  $\rightarrow G2 = 3 \text{ daN/m}^2$
  - poids propre de l'UPN140  $\rightarrow G3 = 16 \text{ daN/m}$
- $$G = (G1 + G2) \times d + G3 = (11.89 + 3) \times 1,32 + 16 = 34.2 \text{ daN/m} \rightarrow G = 0,342 \text{ KN/m}$$

#### III.3.1.2.2 Combinaison des charges

##### A. Combinaison des charges A l'ELU

$$\sum \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q \text{ (Une charge variable et une charge permanente)}$$

###### A.1 Suivant yy'

$$\gamma_G \cdot G = 1.35 \times 34.2 = 46.2 \text{ daN/m}$$

$$T = 0.462 \text{ KN/m}$$

###### A.2 Suivant zz'

$$F = 1.403 \text{ KN/m}$$

##### B. Combinaison A l'ELS

$$\sum G + Q$$

**B.1 Suivant yy'**

$$T = G = 0.342 \text{ KN/m}$$

**B.2 Suivant zz'**

$$F = W = 0.935 \text{ KN/m}$$

**III.3.1.2.3 Vérification de la flexion bi-axial (ELU)**

La lisse de bardage auquel est relie le bardage est soumise a la pression du vent ainsi qu'a son poids propre et le poids propre de du bardage ce qui fait la lisse est soumise a deux efforts sur les deux axes

( y et z ) donc on doit vérifier la lisse a la flexion double ou bien a la flexion bi axiale en remplissant la condition suivante :

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

Avec :  $\alpha=2$ ,  $\beta=1$  ( pour les profile en I ou H )

Et :

$$M_{sd} = \frac{n.l^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = F \frac{l^2}{8} = 140.325 \times \frac{6^2}{8} = 631.4 \text{ daN.m} = 6.314 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = F \frac{l^2}{8} = 46.2 \times \frac{6^2}{8} = 52 \text{ daN.m} = 0.52 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } M_{pl.rd} = \frac{W_{pl.fy}}{\gamma_{M_0}}$$

**- Détermination de la classe du profile UPN 140**

**Ame :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{98}{7} = 14 \leq 72\varepsilon = 72 * 0.92 = 66.24$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{23.5}{f_y}} = \sqrt{\frac{23.5}{27.5}} = 0.92$$

Ame de classe 1

• **Semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r) / 2}{t_f} = \frac{16.5}{10} = 1.65 \leq 10\varepsilon = 9.2$$

Semelle de classe 1

Donc la section est de classe 1  $\rightarrow \gamma_{M_0} = 1.1$

$$M_{pl.y.rd} = \frac{W_{pl.y.rd} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{102.80 \times 10^{-3} \times 275}{1.1} = 25.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z.rd} = \frac{W_{pl.z.rd} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{28.3 \times 10^{-3} \times 275}{1.1} = 7.075 \text{ KN.m}$$

Et la condition a vérifié sera :

$$\left(\frac{6.314}{25.75}\right)^2 + \left(\frac{0.52}{7.075}\right)^1 = 0.13 \leq 1 \rightarrow \text{Donc la flexion bi-axial est vérifiée}$$

#### III.3.1.2.4 Vérification de la flèche ( ELS)

$$f_y = \frac{5 \times T \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 0.342 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 65.7} = 4.38 \text{ cm} > f_{adm} \frac{l}{200} = 3 \text{ cm}$$

$\rightarrow F_y$  non vérifiée

$$f_z = \frac{5 \times F \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 0.935 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 605} = 1.242 \text{ cm} < f_{adm} \frac{l}{200} = 3 \text{ cm}$$

$\rightarrow F_z$  vérifié

Donc Il faut ajouter un appui supplémentaire sur y (des liens) la nouvelle flèche sera

$$f_y = \frac{2.05 \times T \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{2.05 \times 0.342 \times 300^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 65.7} = 0.27 \text{ cm} > f_{adm} \frac{l}{200} = 3 \text{ cm}$$

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

$$f_{\max} = \sqrt{(0.27)^2 + (1.242)^2} = 1.27 < f_{adm} = \frac{l}{200} = 3 \text{ cm}$$

$\rightarrow$  Donc la flèche est vérifiée

**III.3.1.2.5 Vérification à l'effort tranchant ( cisaillement)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{n.l}{2}$$

Avec :

$$V_{sd,y} = \frac{T \times l}{2} = \frac{46.2 \times 6}{2} = 138.6 \text{ daN}$$

$$V_{sd,z} = \frac{F \times l}{2} = \frac{140.3 \times 6}{2} = 42 \text{ daN}$$

$$V_{sd,max} = 4.2 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M_0}}$$

$$\text{Avec : } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = (20.4 \times 10^2) - 2.(60 \times 10) + (7 + 20) \times 10 = 1110 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M_0}} = \frac{1110 \times 27.5 / \sqrt{3}}{1.1} = 16021 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = 160.16 \text{ KN}$$

Donc la condition à satisfaire sera :

$$V_{sd,max} = 4.2 \text{ KN} < V_{pk,rd} = 160.16 \text{ KN}$$

Donc l'effort tranchant est vérifié

Et :

$$V_{sd,max} < V_{pl,rd} / 2$$

$$V_{sd,max} = 4.2 \text{ KN} < (V_{pk,rd} / 2) = 160.16 / 2 = 80.08 \text{ KN}$$

Pas de réduction du moment de flexion → Donc la condition est vérifiée

III.3.2. Dimensionnement des liernes le lisses

On ajoute les liernes au milieu de la lisses (poutre sur trois appuis)

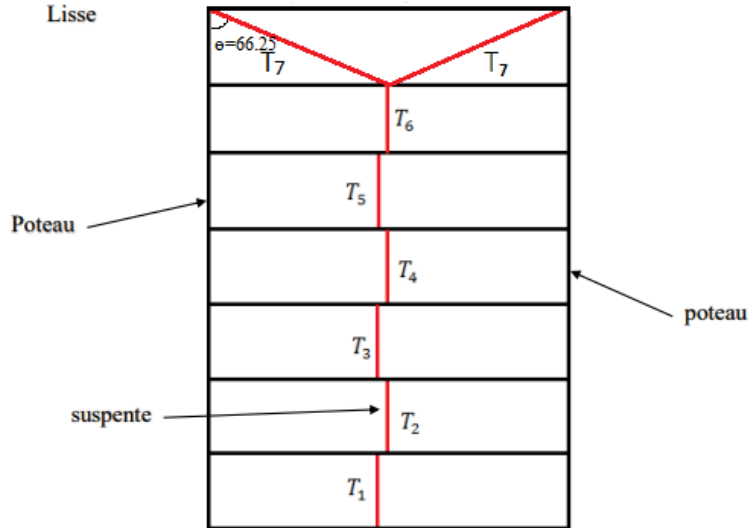


Figure III.6 : La disposition des suspentes entre les lisses

• Calcul de la réaction R

On a la charge non pondérée qui est suivant  $yy'=0.342$

$$R = 1.25 \times T \times \frac{l}{2} = 1.25 \times 34.2 \times \frac{6}{2} = 128$$

$$R=128$$

• Calcul les efforts de traction  $T_i$  :

$$T_{i+1} = T_i + R$$

$$\text{Suspente } N_1^\circ : \rightarrow T_1 = \frac{R}{2} = \frac{128}{2} = 64 \text{ daN}$$

$$\text{Suspente } N_2^\circ : \rightarrow T_2 = T_1 + R = 192 \text{ daN}$$

$$\text{Suspente } N_3^\circ : \rightarrow T_3 = T_2 + R = 32 \text{ daN}$$

$$\text{Suspente } N_4^\circ : \rightarrow T_4 = T_3 + R = 448 \text{ daN}$$

$$\text{Suspente } N_5^\circ : \rightarrow T_5 = T_4 + R = 576 \text{ daN}$$

$$\text{Suspente } N_6^\circ : \rightarrow T_6 = T_1 + R = 704 \text{ daN}$$

$$\text{Suspente } N_7^\circ : \rightarrow T_7 = \frac{T_6}{2 \cdot \cos \theta} = 874 \text{ daN}$$

- **Détermination de la section du tirant :**

Le tronçon le plus sollicité est le tronçon T<sub>7</sub>, il faut vérifier que :

$$A \geq \frac{T_7}{f_y} = \frac{8740}{275 \times 1.1} = 28.89 \text{ mm}^2$$

$$A = \pi \phi^2 / 4 \geq 28.89$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = 6.1 \text{ mm}$$

Donc il faut prendre un rond de diamètre d = 10 mm

### III.4 Les potelets

Les potelets sont des éléments de profilé laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol.

#### III.4.1 Dimensionnement des potelets :

Les potelets sont soumis à la flexion composé dont les efforts sont :

- Efforts normaux produits par le poids propres des potelets est lisses
- Effort de flexions produites par l'action du vent sur le pignon

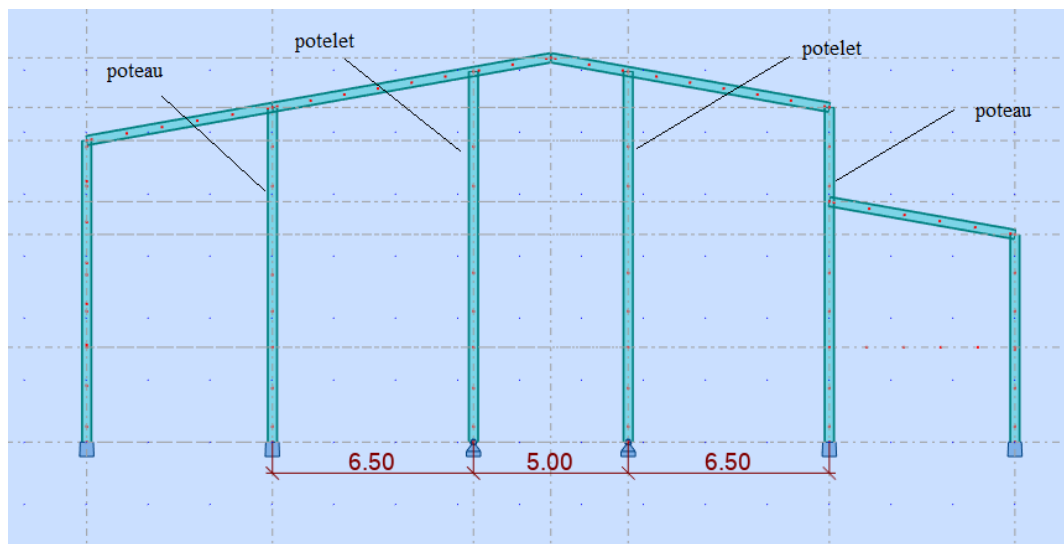


Figure III.7 : La disposition des potelets dans un portique

- Hauteur max des potelets  $L = 11.96\text{m}$
- Entraxe des potelets  $d = 5.75\text{m}$

Les potelets sont en acier S275

$f_y = 27,5 \text{ daN/mm}^2$  (limite d'élasticité de l'acier).

$E = 21000 \text{ daN/mm}^2$  (module d'élasticité longitudinale de l'acier).

#### III.4.2 Evaluations des charges :

- **Les charges permanentes :**

Poids propre de panneaux sandwich LL 35..... $G_1 = 11 \text{ daN/m}^2$

Poids propre des accessoires..... $G_2 = 3 \text{ daN/m}^2$ .

Poids propre des lisses..... $G_3 = 15.7 \text{ daN/m}$ .

Nombre des lisses ..... $N = 7$

$$G = (G_1 + G_2) \times d \times L + (G_3 \times d \times N)$$

$$G = (11 + 3) \times 5.75 \times 11.96 + (15.7 \times 5.75 \times 7) = 1594.705 \text{ daN / m}$$

$$G = 15.95 \text{ KN/m}$$

- **Les charges variables :**

$$d = 5.75 \text{ m}$$

$$W_s = q_j \times d = 72.19 \times 5.75 = 415.1 \text{ daN / m}$$

$$W_s = 4.151 \text{ KN/m}$$

- **Les combinaisons des charges :**

**ELS :**

$$zz' \rightarrow W_s = 4.151 \text{ KN / m}$$

#### III.4.3 Vérification de la flèche :

Les potelets sont articulés en pied et en tête donc la flèche est :

$$f_z \leq f_{adm} \rightarrow \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{1000 \times W_s \times l^3}{384 \times E} \rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times 4.151 \times 1196^3}{384 \times (21 \times 10^7)} = 8806.35 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 8806.35 \text{ cm}^4$$

Le profilé choisit est le profilé IPE330

➤ **Caractéristiques du profilé choisi pour les potelets IPE330 :**

**Tableau III.3 : Caractéristiques du profilé IPE330**

h (mm)	b (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	d (mm)	p (Kg/m)
330	160	7.5	11.5	18	271	49.1
A(cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
62.6	11766.9	13.71	804.3	788	3.55	153.7

➤ **Les charges variables :**

• **Le vent :**

$$W_s = 4.151 \text{ KN/m}$$

➤ **Les charges permanentes :**

Poids propre de l'IPE330

$$G_4 + (G_5 \times H) = 1595 + (49.1 \times 11.96) = 2182 \text{ daN / m}$$

$$G = 21.82 \text{ KN/m}$$

❖ **Les combinaisons des charges :**

a) **ELS :**

On prend la plus défavorable : G+Q

$$yy' \quad G = 21.82 \text{ KN/m}$$

$$zz' \quad W = 4.151 \text{ KN/m}$$

b) **ELU :**

$$1.35G + 1.5Q$$

$$yy' \quad 1.35G = 29.457 \text{ KN/m}$$

$$zz' \quad 1.5Q = 6.23 \text{ KN/m}$$

**III.4.4 Vérification à l'effort tranchant :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :  $V_{sd,max} \leq V_{pl,rd}$

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

$$\text{Avec : } \rightarrow V_{sd.z} = \frac{q \times l}{2} = \frac{6.23 \times 11.96}{2} = 37.25 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 37.25 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0} \sqrt{3}} \text{ et } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f \rightarrow A_v = 3080.25 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.rd} = \frac{3080.25 \times 0.275}{1.1 \sqrt{3}} = 444.596 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = 444.59 \text{ KN}$$

$$V_{sd.max} = 37.25 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 444.59 \text{ KN}$$

Donc l'effort tranchant est vérifié

### III.4.5 Vérification de la résistance au moment fléchissant et a l'effort axial :

La vérification de sécurité est donnée par :

$$\left( \frac{N_{sd}}{N_{pl.sd}} \right) + \left( \frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right) + \left( \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right) \leq 1$$

$$Q_{sd.y} = 0 \rightarrow M_{sd.z} = 0$$

$$N_{sd} = \gamma_G \cdot G = 1,35 \times 2051 = 2768.85 \text{ daN} = 27.69 \text{ KN}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{6260 \times 27.5}{1,1} = 156500 \text{ daN} = 1565 \text{ KN}$$

$$M_{sd.y} = \frac{Q_w \times l^2}{8} = \frac{623 \times 11.96^2}{8} = 11139.36 \text{ daN.m} = 111.39 \text{ KN.m}$$

### Détermination la classe de potelet

**Ame :**

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{23.5}{f_y}} = \sqrt{\frac{23.5}{27.5}} = 0.92$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7.5} = 36.13 < 72\varepsilon = 66.24 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

**Semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b-t_w-2r)}{2t_f} = \frac{116.5}{23} = 5.06 < 10\varepsilon = 9.2 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc IPE330 est de classe 1

$$M_{pl.y,rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{804.3 \times 10^{-6} \times 2.75 \times 10^5}{1,1} = 201.1 \text{ KN.m}$$

Et la condition a satisfaire sera :

$$\left(\frac{27.69}{1565}\right) + \left(\frac{111.39}{201.1}\right) = 0.57 \leq 1$$

Donc la résistance au moment fléchissant Et l'effort axial est vérifiée

#### III.4.6 Vérification l'effort axial de compression

$$N_{sd} \leq N_{c,rd}$$

On a :

$$N_{sd} = \gamma_G \cdot G = 1.35 \times 2051 = 2768.85 \text{ daN} = 27.69 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 27.69 \text{ KN}$$

$$\text{Et : } N_{c,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{6260 \times 27.5}{1,1} = 156500 \text{ daN}$$

$$N_{c,rd} = 1565 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 27.69 \text{ KN} \leq N_{c,rd} = 1565 \text{ KN} \rightarrow \text{Donc l'effort axial de compression est vérifié}$$

#### III.4.7 Vérification de la stabilité au flambement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \left( \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{sd,y}}{W_{pl,y} \left( \frac{f_y}{\gamma_{M_1}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{sd,z}}{W_{pl,z} \left( \frac{f_y}{\gamma_{M_1}} \right)} \leq 1$$

$$N_{sd} = Q_{uy} = 29.46 \text{ KN} \quad ; \quad M_{sd,y} = 111.39 \text{ KN.m}$$

Choix de la courbe de flambement correspond à la section

Section en I laminée IPE330

$$h = 330 \text{ ; } b = 160 \text{ ; } t_f = 11.5$$

$$\text{Donc } \frac{h}{b} = \frac{330}{160} = 2.06 \text{ et } t_f = 11.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

**Tableau III.4 : Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 360**

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection $\alpha$
y-y'	a	$\alpha = 0.21$
z-z'	b	$\alpha = 0.34$

➤  $\alpha = 0.21$

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

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_W} \text{ et } \beta_W = 1 \text{ (pour les profile de section 1 ou 2)}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_1} = \frac{1196}{13.71} = 87.24$$

$$\lambda_1 = 93.3\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92 ; \lambda_1 = 86.38$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_W} = \left( \frac{87.24}{86.38} \right) \cdot \sqrt{1} = 1 > 0.2 \text{ il y'a un risque de flambement}$$

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

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + 0.21(1 - 0,2) + 1^2 \right] = 1.084$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.084 + (1.084^2 - 1^2)^{0.5}}$$

$$\chi_y = 0.67 < 1$$

➤  $\alpha = 0.34$

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

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_W} \text{ et } \beta_W = 1 \text{ (pour les profile de section 1 ou 2)}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{132}{3.55} = 37.18$$

$$\lambda_1 = 93.3\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92 ; \lambda_1 = 86.38$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \cdot \sqrt{\beta_W} = \left(\frac{37.18}{86.38}\right) \cdot \sqrt{1} = 0.43 > 0.2 \text{ Il y'a un risque de flambement}$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + 0.34(0.43 - 0,2) + 0.43^2 \right] = 0.63$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.63 + (0.63^2 - 0.43^2)^{0.5}}$$

$$\chi_z = 0.91 < 1$$

$$\text{Donc : } \chi_{\min} = 0.67$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = 1$$

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

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

$$\mu_y = 1(2 \times 1.3 - 4) + \frac{804.3 - 713.1}{713.1} = -1.27 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{-1.27 \times 29.46}{0.67 \times 6260 \times 27.5} = 1 < 1.5$$

La condition est :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \left( \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{sd,y}}{W_{pl,y} \left( \frac{f_y}{\gamma_{M_1}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{sd,z}}{W_{pl,z} \left( \frac{f_y}{\gamma_{M_1}} \right)} \leq 1$$

$$\frac{29,46}{0,67 \left( \frac{6,26 \times 10^{-3}}{1,1} \right)} + \frac{1 \times 111,39}{80,4 \times 10^{-4} \left( \frac{2,75 \times 10^5}{1,1} \right)} = 0.08 \leq 1 \text{ Donc la condition est vérifiée}$$

### III.5 Conclusion

Après le dimensionnement et la vérification selon l'eurocode3 (à l'ELS et à l'ELU) de chaque élément sous l'influence des sollicitations dues aux effets climatique les profilés adoptés sont :

- Les panne : → IPE160
- Les lisses : → UPN140
- Les potelets : → IPE330



# Chapitre IV :

## Etude des escaliers

## Etude des escaliers

### IV.1 Introduction

Un escalier est une succession des marches et contre marches permettant de passer d'un niveau à un autre dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur des marches s'appellent giron (g) et la hauteur contre marche (h), et il est constitué généralement de :

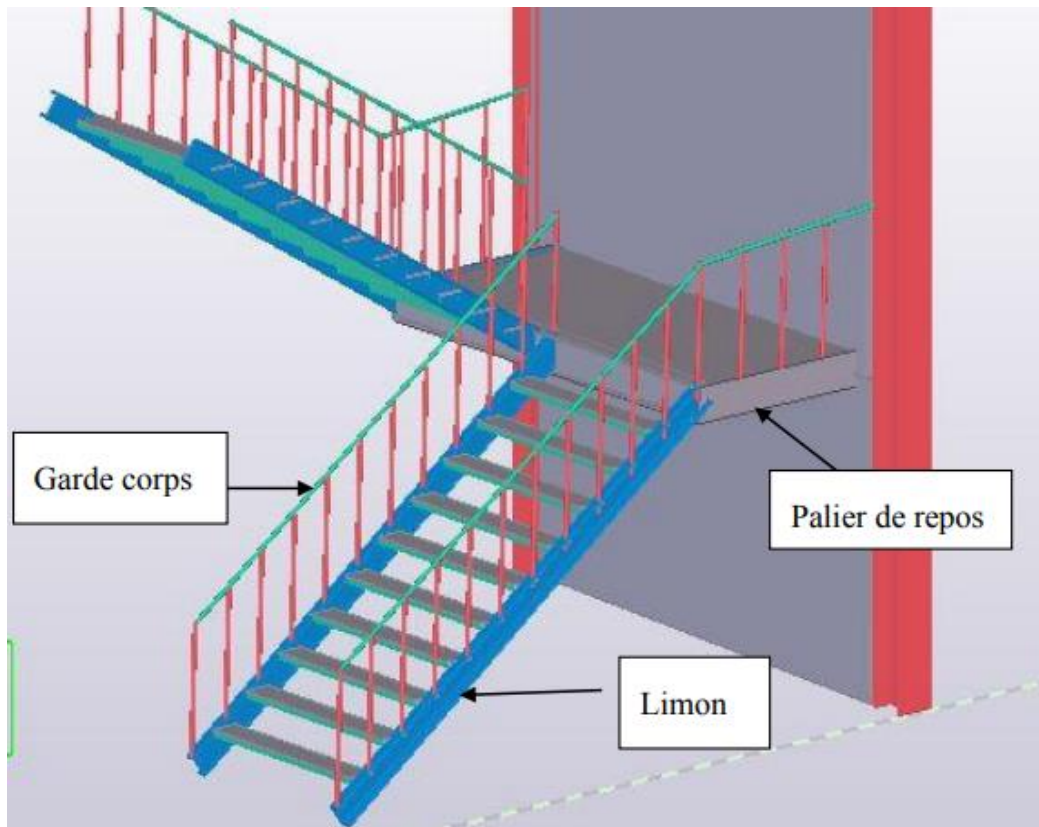


Figure IV.1 : présentation de l'escalier

- **Palier :** Est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Volée :** Est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon :** Est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer à U sur l'âme verticale.
- **Garde-corps :** Il est utilisé pour assurer la sécurité.

## IV.2 Dimensionnement de l'escalier

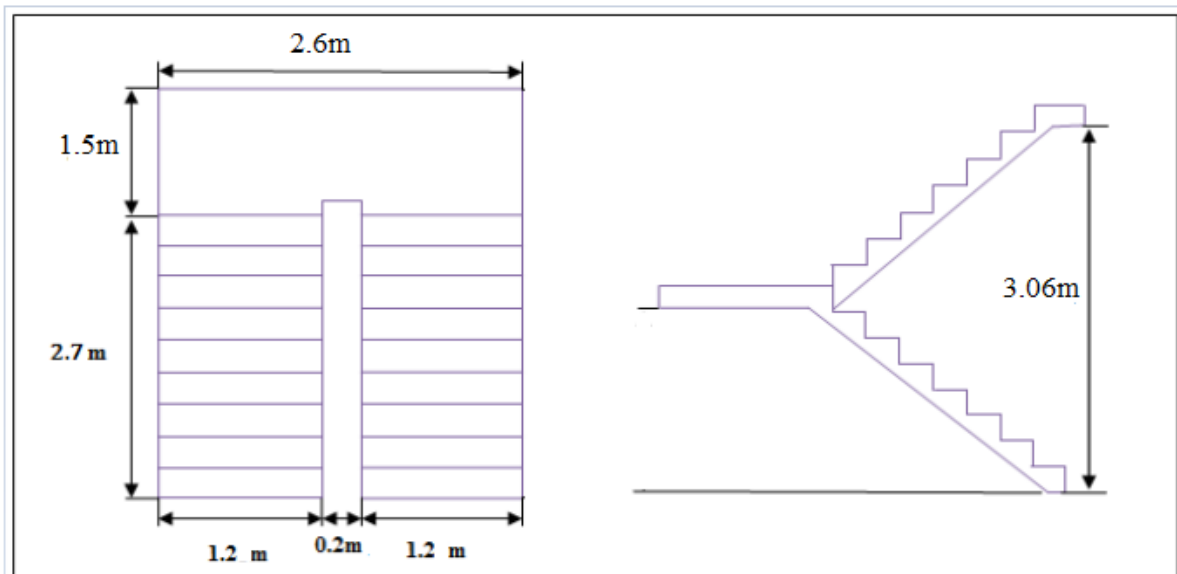


Figure IV.2 : Dimensionnements de l'escalier

➤ Le choix de dimension ce fait selon la formule de RONDELET :

- $h=17\text{cm}$  : hauteur de marche
- $g=30\text{cm}$  : largeur de marche
- $a=1.2\text{m}$  : longueur de marche
- $H=3.06\text{m}$  : hauteur de l'étage
- $N = \frac{H}{h} = \frac{3.06}{0.17} = 18$  Marche
- $\text{tg}\alpha = \frac{h}{g} \rightarrow \alpha = 30^\circ$

➤ La vérification selon RONDELET :

Il faut vérifier que :

$$600 \leq g + 2.h \leq 660$$

$$600 \leq 300 + 2 \times 170 = 640 \leq 660$$

La condition est vérifiée

### IV.3 Dimensionnement de cornière de support

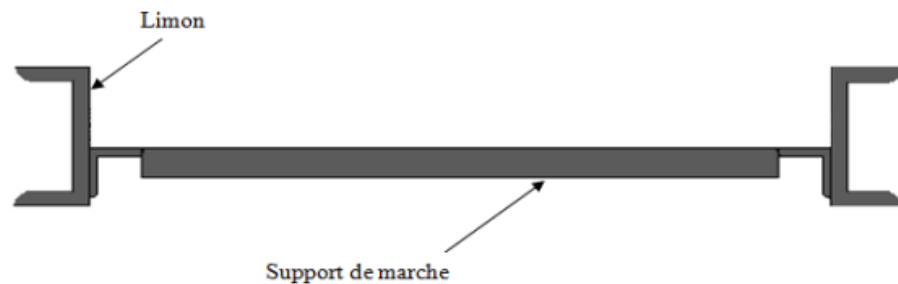


Figure IV.3 : Disposition du support de marche

- La longueur de la marche  $L=1.2\text{m}$
- La largeur de la marche  $g= 0.3\text{m}$
- La cornière est en acier S275 :
  - $F_y=27.5 \text{ daN /mm}^2$  (la limite élasticité d'acier)
  - $E=21000 \text{ daN/mm}^2$  (le module d'élasticité longitudinale de l'acier)

#### IV.3.1 Evaluation des charges et surcharges :

sauf poids de profile :

- **Charges permanentes :**
  - Tôle striée (5mm) .....  $G_1=45\text{daN/m}^2$

$$G = G_1 \times d = 45 \times 0.30 = 13.5 \text{ daN / m}$$

$$G = 0.135 \text{ KN/m}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$P=250 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = p \times g = 250 \times 0.30 = 75 \text{ daN / m}$$

$$Q = 0.75 \text{ KN/m}$$

## IV.3.1 Combinaisons des charges :

## ➤ L'ELS :

$$G+Q=13.5+75=88.5\text{daN/m}$$

$$F=0.885\text{KN/m}$$

## ➤ L'ELU :

$$\sum \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = 1.35 \times 13.5 + 1.5 \times 75 = 130.7\text{daN/m}$$

$$T=1.307\text{KN/m}$$

Dans notre cas on a une cornière posée sur deux appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

Donc :

$$I_y \geq \frac{1250 \times F \times l^3}{384 \times E} = \frac{1250 \times 0.885 \times 120^3 \times 10^{-2}}{384 \times (21 \times 10^3)} = 2.37\text{cm}^4$$

$$I_y \geq 2.37\text{cm}^4$$

La cornière qui correspond est : CAE40 × 40

Les caractéristiques sont :

**Tableau IV.1 : Caractéristiques et dimensions du CAE40 × 40**

a(mm)	t(mm)	r(mm)	r <sub>1</sub> (mm)	d(mm)
40	4	6	3	1.12
A(cm <sup>2</sup> )	P(daN/m)	I <sub>Y</sub> =I <sub>Z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el,y</sub> =W <sub>el,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> =i <sub>z</sub> (cm)
3.08	4.42	4.47	1.55	1.21

**IV.3.3 Evaluation des charges : (+ poids de profilé)****➤ Charges permanentes :**

- Tôle striée (5mm) .....  $G_1=45\text{daN/m}^2$

- Poids de profilé (  $40\times 40\times 4$  ) .....  $G_2=2.42\text{daN/m}$

$$G = (G_1 \times d) + G_2 = (45 \times 0.30) + 2.42 = 15.92\text{daN} / m$$

$$G=0.159 \text{ KN/m}$$

**➤ Charge d'exploitation :**

$$P=250 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = p \times g = 250 \times 0.30 = 75\text{daN} / m$$

$$Q= 0.75 \text{ KN/m}$$

**IV.3.4 Combinaison des charges :****➤ L'ELS :**

$$G + Q = 15.92 + 75 = 90.92\text{daN} / m$$

$$F=0.90 \text{ KN/m}$$

**➤ L'ELU :**

$$\sum \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = 1.35 \times 15.92 + 1.5 \times 75 = 134\text{daN} / m$$

$$T=1.34 \text{ KN/m}$$

**IV.3.5 Condition de la résistance à L'ELU**

$$T= 1.34 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} \leq M_{el.y.rd}$$

$$M_{y.sd} = \frac{F \times l^2}{8} = \frac{134 \times 1.2^2}{8} = 24.12\text{daN.m}$$

$$M_{Y.sd}=0.241 \text{ KN.m}$$

$$M_{el.rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \text{ Avec : } \gamma_{M_0} = 1,1$$

$$M_{el.y.Rd} = \frac{W_{el.y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1550 \times 27.5}{1,1} \times 10^{-3} = 38.75 daN.m$$

$$W_{el.y.Rd} = 0.388 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = 0.241 \text{ KN.m} < M_{el.y.Rd} = 0.388 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Donc la condition est vérifiée}$$

### IV.3.6 Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd.max} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = \frac{F \times l}{2} = \frac{134 \times 1.2}{2} = 80.4 daN$$

$$V_{sd} = 0.80 \text{ KN}$$

$$V_{PL.Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \text{ et } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$V_{pl.rd} = \frac{308 \times 27.5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 4446 daN$$

$$V_{pl.rd} = 44.46 \text{ KN}$$

$$V_{sd.max} = 0.80 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 44.46 \text{ KN} \rightarrow \text{Donc la condition est vérifiée}$$

La cornière est adoptée CAE40 × 40 comme support de marches

#### IV.4 Dimensionnement de limon

- La longueur de limon :  $L=3.12\text{m}$
- L'espace entre deux limons :  $d=1.2\text{m}$
- Les limons sont en acier S275

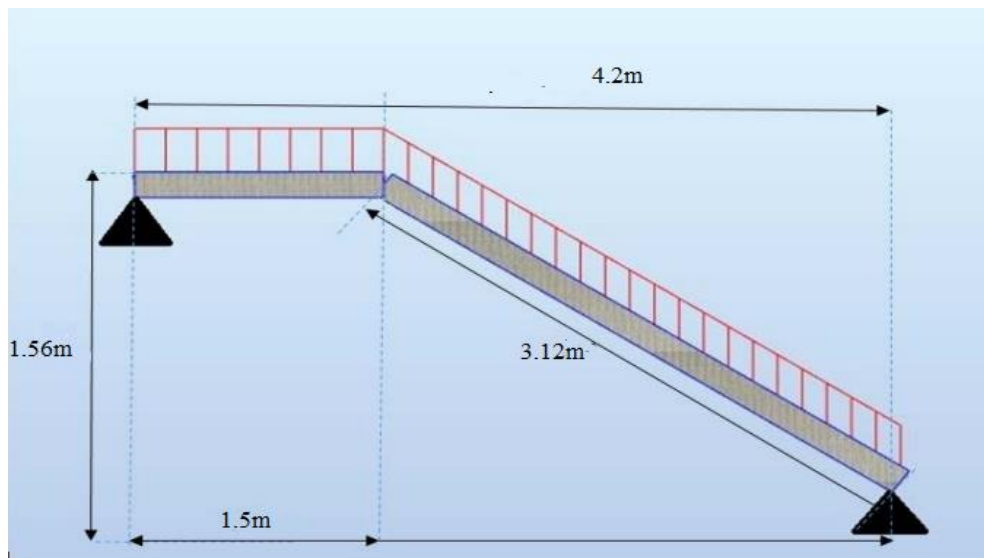


Figure IV.4 : Distribution des charges sur un limon.

- ✓  $F_y=275 \text{ N/mm}^2$  (la limite élasticité d'acier).
- ✓  $E=21000 \text{ daN/mm}^2$  (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

##### IV.4.1 Détermination de la section de limon

Il faut calculer la hauteur minimale qui répond à la condition de pente et de largeur de marche pour avoir le profilé UPN minimum à adopté :

Dans le triangle ABC :

$$\cos \alpha = \frac{x}{AC} = \frac{x}{h}$$

$$X = \cos(30) \times 17$$

$$X = 14,72\text{cm}$$

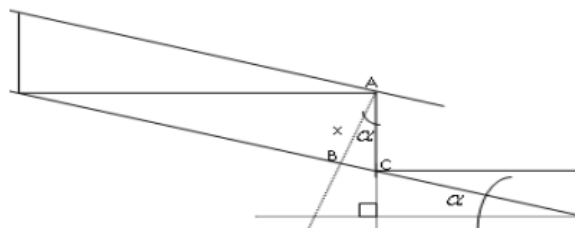


Figure IV.5 : dimensionnement de limon

Donc on adopte au minimum un UPN 160

#### IV.4.2 Evaluation des charges

##### ➤ Volée

##### - Charges permanentes :

- Poids de limon (UPN160) .....  $G_1=19.3\text{daN/m}$
- Poids de la cornière CAE 40\*40.....  $G_2=2.24\text{daN/m}$
- Tôle striée (5mm) .....  $G_3=45\text{daN/m}^2$
- Garde de corps .....  $G_4=100\text{daN/m}$

Charge totale :

$$G_T = G_3 \times \frac{d}{2} + G_1 + G_2 + G_4 = (45 \times \frac{1.2}{2}) + 2.24 + 19.3 + 100 = 148.54\text{daN} / m$$

$$G=1.485 \text{ KN/m}$$

##### - Charge d'exploitation :

$$P=250 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = p \times \frac{d}{2} = 250 \times \frac{1.2}{2} = 150\text{daN} / m$$

$$Q=1.5 \text{ KN/m}$$

#### IV.4.3 Combinaison des charges :

##### a)ELS :

$$F = G + Q = 148.54 + 150 = 298,54\text{daN} / m$$

$$F=2.984 \text{ KN/m}$$

La projection sur deux axes on a :

$$F_z = F \times \cos(\alpha) = 298.54 \times \cos(30) = 258.54\text{daN} / m$$

$$F_z=2.58 \text{ KN/m}$$

$$F_y = F \times \sin(\alpha) = 298.54 \times \sin(30) = 149.27\text{daN} / m$$

$$F_y=1.49 \text{ KN/m}$$

##### b)ELU:

$$T = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 148.54) + (1,5 \times 150) = 425,53\text{daN} / m$$

$$T=4.255 \text{ KN/m}$$

La projection sur deux axes on a :

$$T_z = T \times \cos(\alpha) = 425.53 \times \cos(30) = 368.52 \text{ daN} / \text{m}$$

$$T_z = 3.68 \text{ KN/m}$$

$$T_y = T \times \sin(\alpha) = 425.53 \times \sin(30) = 212.77 \text{ daN} / \text{m}$$

$$T_y = 2.1277 \text{ KN/m}$$

#### IV.4.4 Vérification de la flèche

La vérification ce fait à ELS

On vérifie la condition suivante :  $f \leq f_{adm}$

$$f = \frac{5 \times F_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \quad (\text{limon sur 2 appuis})$$

$$f = \frac{5 \times 2.58 \times 312^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 925} = 0.16 \text{ cm} \quad \text{Et} \quad f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{312}{250} = 1.25 \text{ cm}$$

$$f_z = 0.16 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.25 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée}$$

#### Détermination de la classe de limon :

- **Ame :**

$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{23.5}{f_y}} = \sqrt{\frac{23.5}{27.5}} = 0.92$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{115}{7.5} = 15.33 < 72\varepsilon = 72 \times 0.92 = 66.24 \quad \text{Ame de classe 1}$$

- **Semelle :**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{23.5}{f_y}} = \sqrt{\frac{23.5}{27.5}} = 0.92$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2 \times t_f} = \frac{65}{2 \times 10.5} = 3.09 < 10. \varepsilon = 9.2 \quad \text{Semelle de classe 1}$$

→ Donc limon de classe 1

#### IV.4.5 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :  $V_{sd} \leq V_{pl.rd}$

$$V_{sd} = \frac{T_z \times l}{2} = \frac{368.52 \times 3.12}{2} = 574.89 \text{ daN} \quad V_{sd} = 5.75 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} \quad \text{Avec : } A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + r)t_f = 1224 \text{ mm}^2 \quad \text{et } \gamma_{M_0} = 1,1$$

$$V_{pl.rd} = \frac{1224 \times 27.5}{1.1 \times \sqrt{3}} = 17666.92 daN$$

$$V_{pl.rd} = 176.67 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 5.75 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 176.67 \text{ KN} \rightarrow$  Donc l'effort tranchant est vérifié

#### IV.4.6 Vérification du moment fléchissant (résistance) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{T_z \times l^2}{8} = \frac{368.52 \times 3.12^2}{8} = 448.42 daN.m$$

$$M_{sd} = 4.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{el.y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{116 \times 27.5}{1.1} = 2900 daN.m$$

$$M_{c.Rd} = 29 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 4.48 \text{ KN.m} < M_{c.Rd} = 29 \text{ KN.m} \rightarrow$  Donc moment fléchissant est vérifié

On prend les limons UPN100

#### IV.5 Calcul de palier de repos

Nous avons prévu pour le palier de repos, une tôle qui est soudé sur ces quatre coté avec les poutres porteuses du palier de dimension (2,6×1,5) m et on va la vérifié :

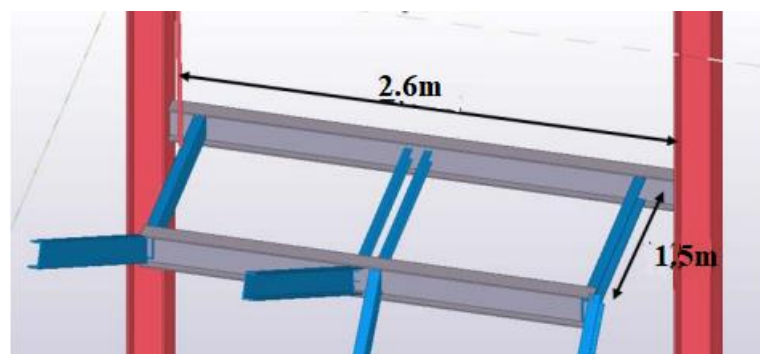


Figure IV.6 : disposition d'une entretoise

**a) Evaluation des charges :****➤ Charge permanente :**

Le mortier de pose :  $G_1 = 40 \text{ daN/ m}^2$ .

Le revêtement :  $G_2 = 40 \text{ daN/ m}^2$ .

Coffrage perdu TN 40 e = 10/10 mm  $G_3 = 10 \text{ daN/ m}^2$ .

Dalle en béton e=7mm :  $G_4 = 175 \text{ daN/ m}^2$ .

Treille soudée :  $G_5 = 3 \text{ daN/ m}^2$ .

$$G' = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5$$

$$G' = 40 + 40 + 10 + 175 + 3 = 268 \text{ daN / m}^2$$

$$G'' = G' \times 1.5 = 402 \text{ daN / m}$$

$$G''' = 4.02 \text{ KN/m}$$

**➤ Charge d'exploitation :**

$$P = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 3.75 \text{ KN/m}$$

**b) Les combinaisons des charges :****➤ ELS :**

$$F = G + Q = 402 + 375 = 777 \text{ daN / m}$$

$$F = 7.77 \text{ KN/m}$$

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$f \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$\text{La flèche est : } f = \frac{5 \times T \times l^4}{384 \times E \times I_y} \rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times T \times l^3}{384 E}$$

$$I_y \geq 40.65 \text{ cm}^4$$

→ Donc le profilé qui correspond est UPN80

Tableau IV.2 : caractéristique et dimension d'UPN80

h (mm)	b (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	d (mm)	p (Kg/m)
80	45	6	8	8	47	8.9
A(cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
11	106	3.1	31.8	19.4	1.33	12.1

**1-Evaluation des charges :**➤ **Charge permanente :**

Poids de UPN80 ..... G<sub>6</sub>=8.9 daN/m

$$G = G'' + G_6 = 402 + 8.9 = 410.9 \text{ daN} / m$$

$$G = 4.1 \text{ KN/m}$$

➤ **Charge d'exploitation :**

$$P = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 3.75 \text{ KN/m}$$

**2-Combinaison des charges :**➤ **ELS :**

$$F = G + Q = 410.9 + 375 = 785.9 \text{ daN} / m$$

$$F = 7.859 \text{ KN/m}$$

➤ **ELU :**

$$T = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = (1.35 \times 410.9) + (1.5 \times 375) = 1117.22 \text{ daN} / m$$

$$T = 11.172 \text{ KN/m}$$

**IV.5.1 Vérification de la flèche :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$f \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$\text{La flèche est : } f = \frac{5 \times F \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 785.9 \times 10^{-3} \times 1500^4}{384 \times 21000 \times 106 \times 10^4} = 2.23 \text{ mm}$$

$$f = 2.23 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{1500}{250} = 6 \text{ mm} \rightarrow \text{La condition de flèche est vérifiée}$$

### IV.5.2 Vérification de moment fléchissant :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{T \times l^2}{8} = \frac{1117.22 \times 1.5^2}{8} = 314.22 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 3.142 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{32.3 \times 27.5}{1.1} = 807.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y,rd} = 8.075 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 3.142 \text{ KN.m} \leq M_{pl,rd} = 8.075 \text{ KN.m} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

### IV.6 Calcul des poutres d'appuis des limons

Par construction on prend l'UPN200 comme poutre d'appuis.

La longueur de la poutre :  $L=3\text{m}$

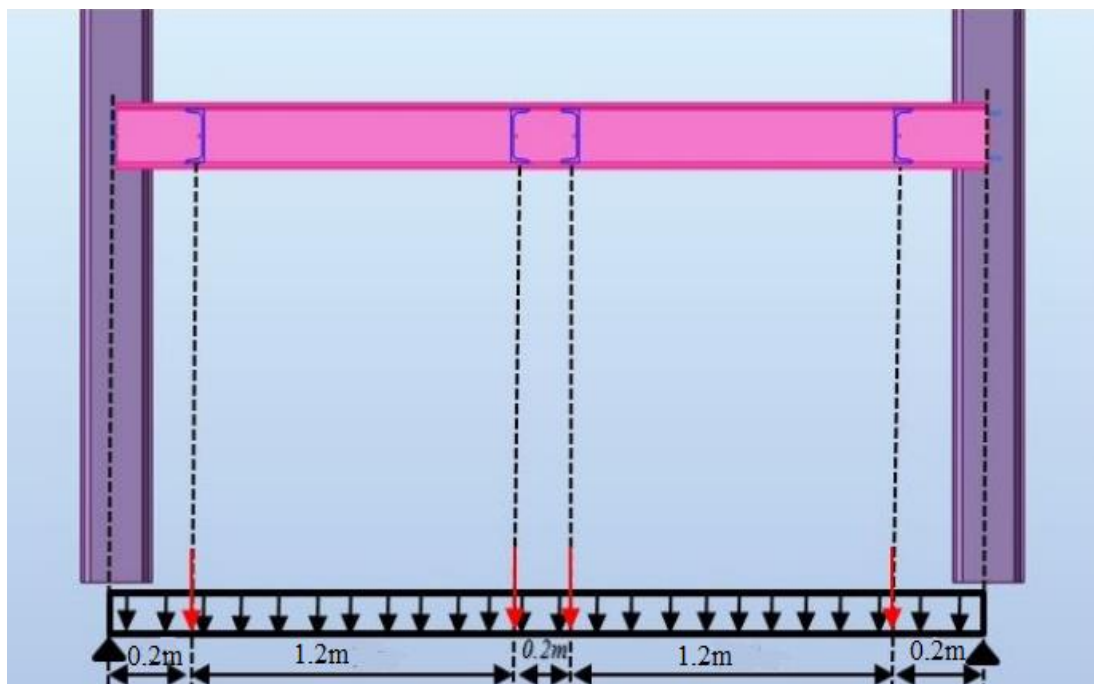


Figure IV.7 : Distribution des charges sur la poutre palière

les caractéristiques sont :

**Tableau IV.3 : Caractéristiques et dimensions d'UPN200**

h (mm)	b (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	d (mm)	p (Kg/m)
200	75	8.5	11.5	11.5	151	25.2
A(cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
32.2	1910	7.7	191	148	2.14	51.8

❖ **Evaluation des charges :**

➤ **Les charges permanentes :**

1) **Les charges réparties :**

Le mortier de pose :  $G_1 = 40 \text{ daN/ m}^2$ .

Le revêtement :  $G_2 = 40 \text{ daN/ m}^2$ .

Coffrage perdu TN 40 e =10/10mm :  $G_3 = 10 \text{ daN/ m}^2$ .

Dalle en béton :  $G_4 = 175 \text{ daN/ m}^2$ .

Treille soudée :  $G_5 = 3 \text{ daN/ m}^2$ .

$$G' = 40 + 40 + 10 + 175 + 3 = 268 \text{ daN / m}^2$$

$$G = G' \times 1.5 = 402 \text{ daN / m}$$

$$G = 4.02 \text{ KN/m}$$

2) **Les charges ponctuelles :**

Les quatre (4) limons sont assemblés avec la poutre UPN200 dans quatre poids distincts.

Cette poutre supporte dans chaque point d'assemblage une charge ponctuelle :

$G_{\text{limon}} = \text{les charges permanentes} + \text{poids de profile}$

$$G_{\text{limon}} = 148.54 \text{ daN / m}$$

$$F = G_{\text{limon}} \times L = 148.54 \times 3.12 = 463.44 \text{ daN}$$

$$F_1 = 4.634 \text{ KN}$$

➤ **Charge d'exploitation :**

1) **Les charges réparties :**

$$Q = 250 \times 1.5 = 375 \text{ daN / m}$$

$$Q = 3.75 \text{ KN/m}$$

**2) Les charges ponctuelles :**

$$F_2 = 250 \times 0.75 \times 1.2 = 225 \text{ daN}$$

$$F_2 = 2.25 \text{ KN}$$

**❖ Combinaisons des charges :****➤ ELS :****- Charges réparties :**

$$F = G + Q = 402 + 375 = 777 \text{ daN / m}$$

$$F = 7.77 \text{ KN/m}$$

**- Charges ponctuelles :**

$$F' = F_1 + F_2 = 463.44 + 225 = 688.44 \text{ daN}$$

$$F' = 6.884 \text{ KN}$$

**➤ ELU :****- Charges réparties :**

$$T = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 402) + (1.5 \times 375) = 1105.2 \text{ daN / m}$$

$$T = 11.052 \text{ KN/m}$$

**- Charges ponctuelles :**

$$T' = 1.35F_1 + 1.5F_2 = (1.35 \times 463.44) + (1.5 \times 225) = 963.144 \text{ daN}$$

$$T' = 9.631 \text{ KN}$$

**IV.6.1 Vérification de la flèche :**

Flèche = la flèche due aux charges réparties + la flèche aux charges ponctuelles

**a) La flèche aux charges réparties :**

Dans notre cas on a une poutre (articulé-articulé) et un charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$y = \frac{5 \times F \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 777 \times 300^4}{384 \times 21000 \times 1910 \times 10^7} = 2.04 \text{ mm}$$

$$y = 2.04 \text{ mm}$$

**b) La flèche due aux charges ponctuelles :**

On a quatre charges ponctuelles et des charges réparties sur la poutre UPN200, pour calculer la flèche on utilise le théorème de superposition qui annonce que la flèche totale est la somme des flèches dues à chacune de ces charges. La flèche au milieu de la poutre est égale à :

$$F = \sum F_i = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$$

$$F = \frac{F' \times a_i}{48EI_y} (3l^2 - 4a_i^2)$$

$$a_1 = a_4 \text{ et } a_2 = a_3$$

$$F_1 = F_4 = \frac{F' \times a_1}{48EI_y} (3l^2 - 4a_1^2) = \frac{688.44 \times 200}{48 \times 1910 \times 21000 \times 10^4} (3 \times 3000^2 + 4 \times 200^2) = 0.19 \text{ mm}$$

$$F_1 = F_4 = 0.19 \text{ mm}$$

$$F_2 = F_3 = \frac{F' \times a_2}{48EI_y} (3l^2 - 4a_2^2) = \frac{688.44 \times 1400}{48 \times 1910 \times 21000 \times 10^4} (3 \times 3000^2 + 4 \times 1400^2) = 0.96 \text{ mm}$$

$$F_2 = F_3 = 0.96 \text{ mm}$$

$$F = \sum F_i = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = 0.18 + 0.96 + 0.96 + 0.19$$

$$F = 2.3 \text{ mm}$$

**❖ Donc la flèche égale :**

$$f = y + F = 2.04 + 2.3 = 4.34 \text{ mm}$$

$$f = 4.34 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{3000}{250} = 12 \text{ mm}$$

$$f = 4.34 \text{ mm} < f_{adm} = 12 \text{ mm} \rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée}$$

**IV.6.2 Vérification du moment fléchissant :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

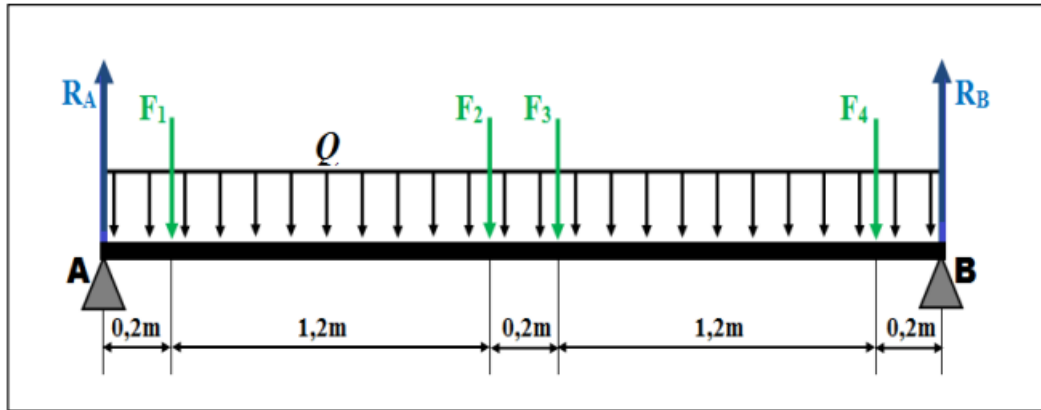


Figure IV.8 : Distribution des charges sur la poutre palière

a) Calcul les réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$\sum F_{ext} = 0 \dots\dots\dots 01$$

$$\sum M/A = 0 \dots\dots\dots 02$$

$$R_A = R_B = \frac{T \times l + 4 \times T'}{2} = \frac{(1105.2 \times 3) + (4 \times 963.144)}{2}$$

$$R_A = R_B = 3584.09 \text{ daN}$$

$$R_A = R_B = 35.84 \text{ KN}$$

b) Calcul moment  $M_{max}$  :

Le moment fléchissant max  $M_{max}$  se trouve à  $L/2$  :

$$M_{max} = \frac{R_A \times L}{2} - \frac{T \times L^2}{8} - T' \times (L - a_1) - T' \times (L - a_2) = \frac{R_A \times L}{2} - \frac{T \times L^2}{8} - T' \times (L - a_1 - a_2)$$

$$M_{max} = \frac{3584.09 \times 3}{2} - \frac{1105.2 \times 3^2}{8} - 963.144(3 - 0.2 - 1.4) = 2784.35 \text{ daN.m}$$

$$M_{max} = 27.843 \text{ KN.m}$$

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{el.y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{191 \times 27.5}{1.1} = 4775 \text{ daN.m}$$

$$M_{c.Rd} = 47.75 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 2784.38 \text{ daN.m} < M_{c.Rd} = 4775 \text{ daN.m} \rightarrow$  Donc moment fléchissant est vérifiée

**IV.7 Conclusion**

Pour l'étude des escaliers, on a justifié les choix des dimensions qu'on a prévues en fonction des dimensions de la cage d'escalier.

- Cornière de support                    CAE 40× 4
- Solive de palier de repos            UPN 80
- Limon                                      UPN 160
- Poutre palière                         IPE 200



# Chapitre V :

## Etude du plancher mixte

## Etude du plancher mixte

### V.1 Introduction

Les planchers collaborant sont des éléments structuraux, définis comme mixtes car ils associent deux matériaux de nature et de propriétés différentes. La dalle en béton résiste aux efforts de compression. Les poutres en acier résistent aux efforts de traction et aux efforts tranchants.

La dalle en béton armé est collaborant et participe à l'inertie globale du plancher et à la stabilité de la construction ; ce qui impose une liaison avec la structure porteuse, pour cela il faut prévoir des dispositifs de liaison (connecteurs) à l'interface acier-béton

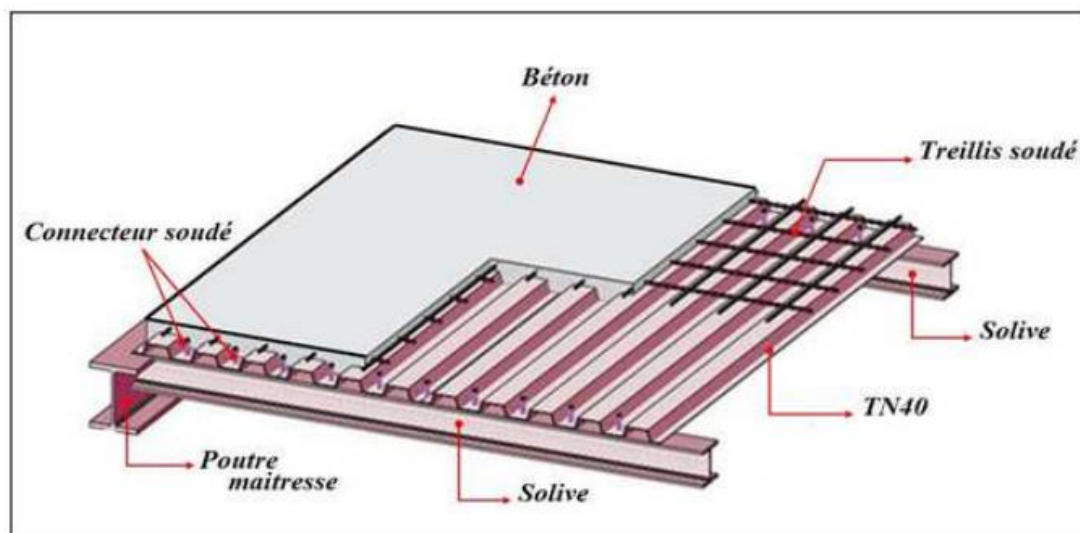


Figure V.1 : représentation d'une dalle mixte

### V.2 Hypothèses

- L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques obéissant à la loi de Hooke.
- Il est possible d'étudier la section comme si elle était formée d'un matériau homogène, nous homogénéiserons la section par rapport à l'acier, c'est-à-dire nous considérons que toute la

section B de béton équivaut à une section fictive d'acier :  $\Delta A = B/n$

Avec : n Coefficient d'équivalence acier-béton, défini par :  $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{21000}{1400} = 15$

- Pour vérifier la condition de la flèche des solives, il faut considérer que les murs, sont attachés directement aux plancher. La flèche admissible sera donc :

$$l / 250 = 6000 / 250 = 24mm$$

### V.3 Notation

$h$  : Hauteur de la poutre en acier,

$t$  : Hauteur du béton situé au-dessus de la poutre en acier,

$b$  : Largeur de la dalle collaborant,

$v_s$  : Distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la dalle,

$v_i$  : Distance de l'axe neutre à la fibre inférieure de la poutre,

$d$  : Distance de l'axe neutre au centre de gravité de la poutre en acier,

$S$  : Aire de la section totale rendue homogène,

$I$  : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

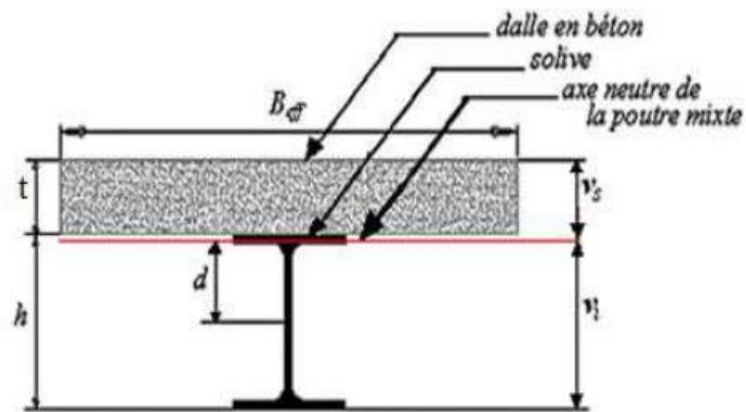


Figure V.2 : Notations pour une dalle mixte

### V.4 Avantages de la dalle mixte

- Réduction du poids de la structure métallique (cette réduction est encore accentuée si l'on peut tirer parti d'une continuité d'une flexion générale, par suite des possibilités de redistribution des moments fléchissant).
- Augmentation de la rigidité en flexion du plancher (dans ses deux directions principales), d'où une réduction des flèches en service.
- Amélioration sensible de la résistance à l'incendie des poutres et solives métalliques, pouvant devenir importante si l'âme de ces poutres et solives est elle-même enrobée de béton.
- Réduction de la hauteur des planchers, d'où la réduction de la hauteur totale du bâtiment.

### V.5 Disposition des solives sous la dalle

Pour notre ouvrage on dispose de dalles de  $6 \times 6m$  donc on dispose de 4 solives de 1.2m d'entraxe

- La distance entre les solives est de  $d = 1,2m$
- La longueur des solives est  $l = 6m$

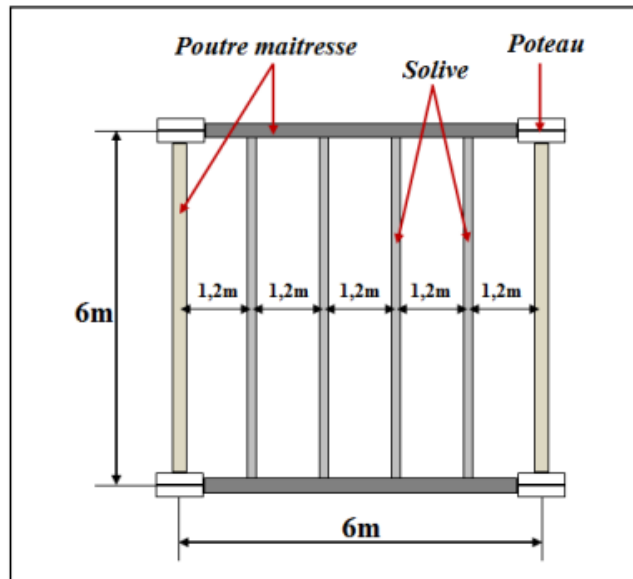


Figure V.3 : disposition des solives dans chaque trame

### V.6 Caractéristique mécaniques des matériaux

#### 1) Acier :

On utilise des poutres IPE, comme solives qui ont les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) .....  $E_a = 21000 \text{ daN/mm}^2$
- Limite élastique de traction .....  $f_y = 27,5 \text{ daN/mm}^2$
- Limite élastique de cisaillement .....  $\tau_e = 0,58.f_y = 15,95 \text{ daN/mm}^2$

#### 2) Béton :

Pour les planchers, on utilise un béton C25/30, qui a les caractéristiques suivantes :

- Résistance caractéristique à la compression .....  $f_{c28} = 25 \text{ daN/mm}^2$
- Résistance caractéristique à la traction .....  $f_t = 0,06.f_c + 0,6$
- Masse volumique .....  $\rho = 2500 \text{ daN/m}^2$
- Module d'élasticité longitudinale .....  $E_b = 1400 \text{ daN/m}^2$

- Coefficient de retrait du béton .....  $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$
- Coefficient d'équivalence acier/béton :  $n = \frac{E_a}{E_b}$  .....  $n = 15$

## V.7 Etude des plancher courants

### V.7.1 Vérification au stade de montage

L'épaisseur du plancher courant est :  $e = 10\text{cm}$

On va estimer l'IPE200 comme solive dont les caractéristiques géométriques sont représentées dans le tableau suivant

**Tableau V.1 : caractéristiques de l'IPE 200**

h (mm)	b (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	d(mm)	P (kg/m)
200	100	5.6	8.5	12	159	22.4
A(cm <sup>2</sup> )	I <sub>Y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
28.5	1943.2	8.26	221	142	2.24	44.60

#### V.7.1.1 Evaluation des charges

##### A. Charges permanentes G

- Poids du treillis soudé .....  $G_1 = 1.3 \text{ daN/m}^2$
- Poids du HIBOND (55.750) .....  $G_2 = 12.8 \text{ daN/m}^2$
- Poids des solives IPE200.....  $P = 22.4 \text{ daN/m}$

$$G = (G_1 + G_2) \times d + P = (1.3 + 12.8) \times 1.2 + 22.4 = 39.2 \text{ daN / m}$$

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

##### B. Charges variables Q

- Poids de la dalle en béton  $G_1 = \rho \cdot e = 2500 \times 0,1$ .....  $G_1 = 250 \text{ daN/m}^2$
- Charges des ouvriers .....  $P = 44 \text{ daN/m}$

$$Q = (G_1 \times d) + P = (250 \times 1.2) + 44 = 344 \text{ daN / m}$$

$$Q = 3.44 \text{ KN/m}$$

### V.7.1.2 Combinaison des charges

A. ELS:

$$F=3.84\text{KN/m}$$

B. ELU :

$$T=5.7 \text{ KN/m}$$

### V.7.1.3 Vérification de la flèche

On vérifie à l'ELS la condition suivante :  $f \leq f_{adm}$

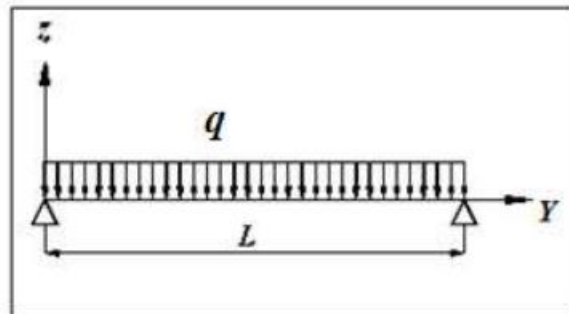


Figure V.4 : répartition des charges sur les solives

$$f = \frac{5 \times F \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 3.84 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1943.2} = 1.6\text{cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2.4\text{cm}$$

$$f = 1.6\text{cm} < f_{adm} = 2.4\text{cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

### V.7.1.4 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :  $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{T \times l}{2} = \frac{570 \times 6}{2} = 1710\text{daN}$$

$$V_{sd,z}=17.1 \text{ KN}$$

- **Classification de la section :**

Semelle fléchée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r) / 2}{t_f} = \frac{35.2}{8.5} = 4.14 \leq 10\varepsilon = 9.2$$

Semelle de classe 1

Ame fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 < 72\varepsilon = 66.55$$

Ame de classe 1

Profilée de classe 1

Donc :  $A_v = A - 2 \cdot b \times t_f + (t_w + 2 \cdot r) \times t_f = 1401.5 \text{ mm}^2$  et  $\gamma_{M_0} = 1,1$

$$V_{pl.rd} = \frac{1401.6 \times 27.5}{1.1 \times \sqrt{3}} = 20230 \text{ daN} \rightarrow V_{pl.rd} = 202.30 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 17.1 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 202.30 \text{ KN} \rightarrow \text{L'effort tranchant est vérifié}$$

### V.7.1.5 Vérification du moment fléchissant (résistance)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :  $M_{sd} \leq M_{pl.rd}$

Notre profile est de classe 1 donc :

$$M_{sd} = \frac{T \times l^2}{8} = \frac{570 \times 6^2}{8} = 2565 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd.z} = 25.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{221 \times 27.5}{1,1} = 5525 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.rd} = 55.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 25.65 \text{ KN.m} < M_{pl.rd} = 55.25 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Donc le moment fléchissant est vérifié}$$

## V.7.2 Vérification au stade final

### V.7.2.1 Evaluation des charges

#### A- Charges permanentes G :

- Poids de la dalle en béton :  $G_1 = \rho \cdot e = 2500 \times 0,1 \dots\dots\dots G_1 = 250 \text{ daN/m}^2$
- Poids de faux plafond (  $e=3.3\text{cm}$  ).....  $G_2 = 18 \text{ daN/m}^2$
- Sable et mortier de ciment .....  $G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Poids de revêtement de carrelage .....  $G_4 = 64 \text{ daN/m}^2$

- Hibon ( 55.750).....  $G_5= 12.8 \text{ daN/m}^2$
- Poids de solive IPE200 .....  $P = 22.4 \text{ daN/m}$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5) \times d + P = 484 \text{ daN} / m$$

$$G = 4.84 \text{ KN/m}$$

### B- Charges variables Q

Charge d'exploitation :

$$P = 250 \text{ daN/m}^2 \text{ ( usage bureau )}$$

$$Q = P \times d = 250 \times 1.2 = 300 \text{ daN} / m$$

$$Q = 3 \text{ KN/m}$$

### V.7.2.2 Combinaisons des charges

#### A. ELS :

$$F = G + Q = 483 + 300 = 783 \text{ daN} / m$$

$$F = 7.83 \text{ KN/m}$$

#### B. ELU :

$$T = (1.35 \times G) + (1.5 \times Q) = (1.35 \times 484) + (1.5 \times 300) = 1103 \text{ daN} / m$$

$$T = 11.03 \text{ KN/m}$$

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle  $I_B$  participe avec l'inertie des solives  $I_A$ , ce qui donne une inertie équivalente  $I_\Delta$ .

Pour calculer l'inertie totale il faut d'abord déterminer la largeur efficace et trouver la position de l'axe neutre.

#### a) Calcul de largeur efficace du béton

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente  $I$ , de la section mixte notée par  $B_{\text{eff}}$  est donnée par:

$$B_{\text{eff}} = \min \left( \frac{2l_0}{8}; b \right)$$

$$l_0 = 6 \text{ m}$$

$$b = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{donc : } B_{\text{eff}} = 1,2 \text{ m}$$

## b) Position de l'axe neutre

La position de l'axe neutre ( $\Delta$ ) de la section mixte par rapport à l'axe neutre de la solive est donnée par la formule suivante :

$$d = \frac{B_{eff} \times t}{n} \times \frac{t+h}{2S}$$

-  $n = 15$  ( Le coefficient d'équivalence acier/béton  $n = \frac{E_a}{E_b}$  )

-  $t = e = 10 \text{ cm}$  ( L'épaisseur de la dalle )

-  $h = 20 \text{ cm}$  (IPE200)

-  $B_{eff} = 1.2 \text{ m} = 120 \text{ cm}$

-  $S = A + \frac{B}{n}$

-  $A = 28.5 \text{ cm}^2$ ..... section de l'IPE200

-  $B = b \times t = 120 \times 10 = 1200 \text{ cm}^2$

-  $S = 108.5 \text{ cm}^2$

-  $d = 11.06 \text{ cm}$

-  $\frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$

$d = 11.06 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 10 \text{ cm}$

L'axe neutre est situé dans de le béton, donc il y a deux solution soit on fait un ferrailage ou on major le profilé de solive .

Donc on prend l'IPE240

-  $h = 24 \text{ cm}$

-  $B_{eff} = 1.2 \text{ m} = 120 \text{ cm}$

-  $A = 39.1 \text{ cm}^2$ ..... Section de l'IPE240

-  $B = b \times t = 120 \times 10 = 1200 \text{ cm}^2$

-  $S = 119.1 \text{ cm}^2$

-  $d = 11.42 \text{ cm}$

-  $\frac{h}{2} = \frac{24}{2} = 12 \text{ cm}$

$d = 11.42 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 12 \text{ cm}$  Donc : L'axe neutre est situé dans la semelle de l'acier

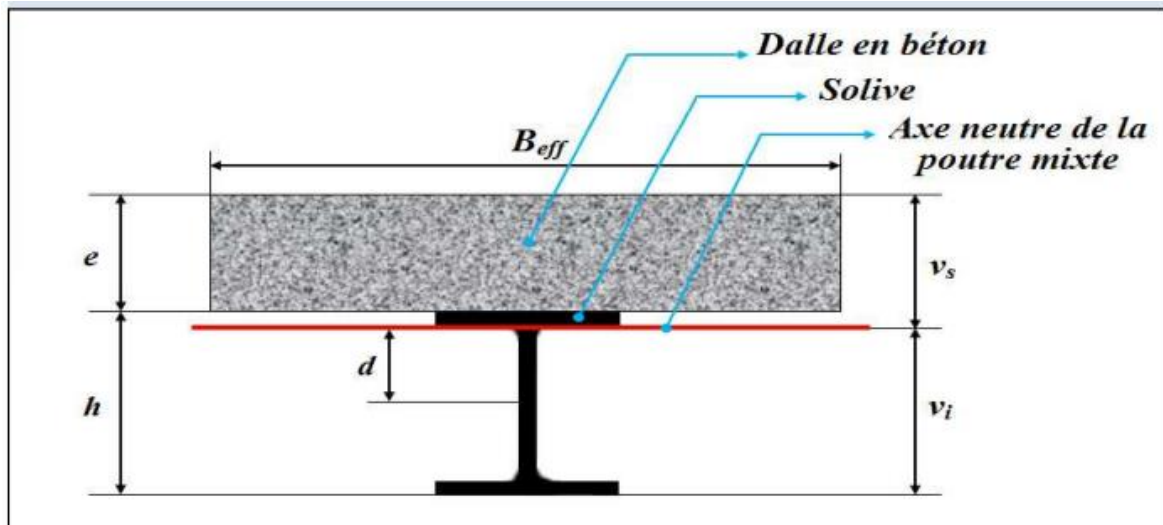


Figure V.5 : position de l'axe neutre

## c) Inertie de l'ensemble poutre-dalle

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre ( $\Delta$ ) est :

$$I_{\Delta} = I_A + A.d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{B_{eff}}{n} \left( \frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

-  $I_A = I_y = 3892 \text{ cm}^4$

-  $A = 39,1 \text{ cm}^2$

-  $n = 15$

-  $t = 10 \text{ cm}$

-  $h = 24 \text{ cm}$

-  $B_{eff} = 120 \text{ cm}$

-  $d = 11,41 \text{ cm}$

-  $I_B = \frac{B_{eff} \times t^3}{12n} = \frac{120 \times 10^3}{12 \times 15} = 666,66 \text{ cm}^4$

$I_{\Delta} = 9284,82 \text{ cm}^4$

### V.7.2.3 Contraintes

#### V.7.2.3.1 Contraintes normales de flexion

Le moment fléchissant max

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{F \times l^2}{8} = \frac{1103 \times 6^2}{8} = 4964 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 49.64 \text{ KN.m}$$

#### A. Contraintes normal de flexion simple

##### ➤ Dans l'acier

##### - Semelle inférieure : (traction)

$$\sigma'_{\text{inf}} = \frac{M_{\max}}{I_{\Delta}} \times V_i$$

$$V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{24}{2} + 11.42 = 23.42 \text{ cm}$$

$$\sigma'_{\text{inf}} = -12.5 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

##### - Semelle supérieure (Compression)

$$\sigma'_{\text{sup}} = \frac{M_{\max}}{I_{\Delta}} \times (V_s - t)$$

$$V_s = \frac{h}{2} + (t - d) = \frac{24}{2} + (10 - 11.42) = 10.58 \text{ cm}$$

$$\sigma'_{\text{sup}} = 0.31 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

##### ➤ Dans la dalle en béton

##### - Fibre Inférieure (Compression)

$$\sigma'_{bi} = \frac{M_{\max}}{n \cdot I_{\Delta}} \times (V_s - t)$$

$$\sigma'_{bi} = \frac{4964}{15 \times 9284.82} \times (10.58 - 10)$$

$$\sigma'_{bi} = 0.021 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

- **Fibre Supérieure (compression)**

$$\sigma'_{bs} = \frac{M_{\max}}{n \cdot I_{\Delta}} \times V_s$$

$$\sigma'_{bs} = \frac{4964}{15 \times 9284.82} \times 10.58$$

$$\sigma'_{bs} = 0.38 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

### V.7.2.3.2 Contraintes additionnelles de retrait

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement  $\varepsilon$ ). Mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton. L'effet du retrait peut, en outre, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température (gradient thermique).

Ces effets provoquent :

- Un raccourcissement  $\varepsilon_a$  de la poutre acier.
- Un allongement  $\varepsilon_b$  de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, en fait, ce qui équivaut à un allongement).

On calcul :

$$\beta = \frac{h+t}{2} = 17 \text{ cm} = 170 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A_a \times \beta} = 5.58 \text{ cm} = 58.5 \text{ mm}$$

$$A_c = b \times t = 1200 \text{ mm}^2$$

$$K = \frac{A_c \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{n \cdot I_a \cdot A_a + A_c \cdot I_a + A_c \cdot A_a \cdot \beta^2} = 0.016 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

$$Z_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{240}{2} + 58.5 = 178.5 \text{ mm}$$

$$Z_2 = Z_1 + t = 287.5 \text{ mm}$$

D'où les valeurs des contraintes due au retrait :

**A. Contraintes additionnelles de retrait pour la poutre d'acier**

- **Semelle Inférieure (traction)**

$$\sigma''_{ai} = K \times (h - Z_1)$$

$$\sigma''_{ai} = 0.016 \times (240 - 178.5)$$

$$\sigma''_{ai} = -0.98 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

- **Semelle Supérieure (Compression)**

$$\sigma''_{as} = K \times Z_1$$

$$\sigma''_{as} = 0.016 \times 178.5$$

$$\sigma''_{as} = 2.86 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

**B. Contraintes additionnelles de retrait de la dalle en béton**

- **Fibre Inférieure**

$$\sigma''_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Z_1)$$

$$\sigma''_{bi} = \frac{1}{15} (21000 \times 2 \times 10^{-4} - 0.016 \times 178.5)$$

$$\sigma''_{bi} = 0.09 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

- **Fibre Supérieure**

$$\sigma''_{bs} = \frac{1}{n} (E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Z_2)$$

$$\sigma''_{bs} = \frac{1}{15} (21000 \times 2 \times 10^{-4} - 0.016 \times 278.5)$$

$$\sigma''_{bs} = -0.017 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

**V.7.2.3.3 Contraintes finales**

**A. Dans acier**

- **Semelle Inférieure : (Traction)**

$$\sigma_{ai} = \sigma'_{ai} + \sigma''_{ai} = -12.5 + (-0.98) = -13.48 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

$$f_y = 27.5 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

$$\sigma_{ai} = -13.48 \text{ daN} / \text{mm}^2 < f_y = 27.5 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

- **Semelle Supérieure : (Compression)**

$$\sigma_{as} = \sigma'_{as} + \sigma''_{as} = 0.31 + 2.86 = 3.17 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

$$f_y = 27,5 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_{as} = 3.17 \text{ daN} / \text{mm}^2 < f_y = 27.5 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

**B. Dans le béton**

- **Fibre Inférieure (Compression)**

$$\sigma_{bi} = \sigma'_{bi} + \sigma''_{bi} = 0.021 + 0.09 = 0.111 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

$$0,6 \times f_{c28} = 1.2 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

$$\sigma_{bi} = 0.111 \text{ daN} / \text{mm}^2 < 0,6 \times f_{c28} = 1.2 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

- **Fibre Supérieure (Compression)**

$$\sigma_{bs} = \sigma'_{bs} + \sigma''_{bs} = 0.38 - 0.017 = 0.363 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

$$0,6 \times f_{c28} = 1.2 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

$$\sigma_{bs} = 0.363 \text{ daN} / \text{mm}^2 < 0,6 \times f_{c28} = 1.2 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

**V.7.2.4 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :  $\tau \leq \tau_e$

$$\tau = \frac{V}{h \cdot t_w}$$

$$V = \frac{F \times L}{2} = \frac{1103 \times 6}{2} = 3309 \text{ daN}$$

$$t_w = 6.2 \text{ mm}$$

$$h = 24 \text{ cm} = 240 \text{ mm}$$

$$\tau = \frac{3309}{240 \times 6.2} = 2.2 \text{ daN} / \text{mm}^2 = 0.022 \text{ KN} / \text{mm}^2$$

$$\tau_e = 0,58 \times f_y = 0,58 \times 27.5 = 15.95 \text{ daN} / \text{mm}^2 = 0.15 \text{ KN} / \text{mm}^2$$

$$\tau = \frac{0.02 \text{ KN}}{\text{mm}^2} \leq \tau_e = \frac{0.15 \text{ KN}}{\text{mm}^2} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

### V.7.2.5 Vérification de la flèche

On vérifié la condition suivante :  $f_{\max} \leq f_{adm}$

$$f_{\max} = \frac{5 \times F \times l^4}{384 \times E \times I_{\Delta}} = \frac{5 \times 7.83 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 9284.82} = 0.67 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0.67 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.4 \text{ cm} \rightarrow \text{condition verifier}$$

### V.7.3 CALCUL ET DIMENSIONNEMENT DES CONECTEURS

Lorsque la poutre mixte est soumise aux actions extérieures, un glissement apparaît entre le béton et l'acier. Pour éviter cela et rendre solidaire le béton et l'acier on utilise des connecteurs.

#### V.7.3.1 Choix des dimensions des connecteurs selon l'Eurocode 4

- Le bourrelet doit présenter une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fût du goujon.
- Le diamètre ne doit pas être inférieur à 1,25d.
- La hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à 0,20d ni la hauteur minimale inférieure à [0,15×d].
- Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre d'au moins 1,5d et d'une hauteur d'au moins 0,4 d, où d est le diamètre du fût du goujon.

Selon l'euro code 4 Les goujons à tête d'une longueur hors-tout après soudage d'au moins 4 fois le diamètre, et d'un diamètre de fût d'au moins 16 mm sans dépasser 22 mm, peuvent être

considérés comme ductiles c'est-à-dire :  $\frac{h}{d} \geq 4$

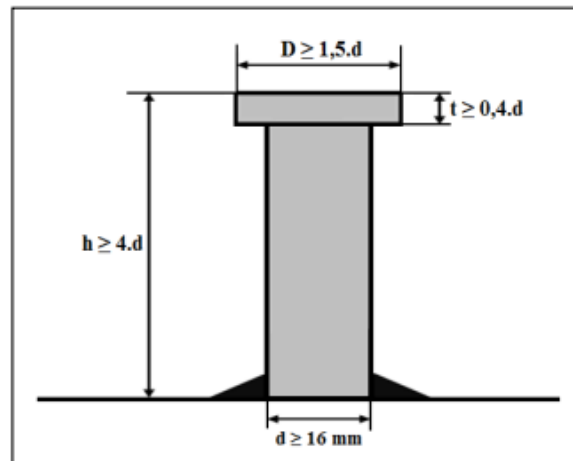
On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles de :

$$D = 30 \text{ mm}$$

$$d = 19 \text{ mm}$$

$$h = 80 \text{ mm}$$

$$t = 8 \text{ mm}$$



**Figure V.6 : Caractéristique géométrique des connecteurs**

### V.7.3.2 Nombre de connecteurs

Les sections transversales sont de la classe 1, on utilise une connexion partielle. On doit alors déterminer le nombre de connecteurs à l'aide d'une théorie de connexion partielle tenant compte de la capacité de déformation des connecteurs.

$$n = \frac{V_1}{P_{Rd}}$$

$V_1$  : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul

$P_{Rd}$  : La résistance de calcul d'un connecteur.

### V.7.3.3 Calcul de l'effort total de cisaillement :

L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul  $V_1$  auquel sont tenus de résister les connecteurs espacés entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité libre doit être calculé de la façon suivante :  $V_1 = F_c$

$F_c$  : est l'effort de compression nécessaire dans la dalle pour résister au moment fléchissant positif de calcul  $M_{sd}$

$$V_1 = F_c = F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \\ 0,85 A_c F_{cf} / \gamma_s \end{array} \right\}$$

En désignant par :

$A_a = 39.1cm^2$  L'aire de l'élément structural en acier

$A_c = b_{eff} \times t = 120 \times 10 = 1200cm^2$  L'aire de la section efficace de béton

la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré

$A_{se} = 0$  (pas de ferrailage)

$\gamma_a = 1,1$

$\gamma_c = 1,5$

$\gamma_s = 1,15$

### Calcul $V_l$

$$V_l = F_c = F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{3910 \cdot 27.5}{1,1} = 97750 daN \\ \frac{0.85 \times 12000 \times 2}{1,5} = 136000 daN \end{array} \right\} \rightarrow V_l = F_c = F_{cf} = 977.5 KN$$

### V.7.3.4 Calcul la résistance d'un connecteur $P_{Rd}$

Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement d'un goujon à tête soudé automatiquement avec un bourrelet normal à partir de l'une des formules ci-après :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{Rd} = 0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \\ P_{Rd} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v} \end{array} \right\}$$

Ou l'on désigne par :

$d = 19 mm$  : le diamètre du fût du goujon ;

$f_u = 43 daN/mm^2$  : La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon ;

$f_{ck} = 2 daN/mm^2$  : La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré ;

$E_{CM} = 2900 daN/mm^2$  : Valeur moyenne du module sécant du béton ;

$$\alpha = 1 \text{ pour } \frac{h}{d} \geq 4$$

$$\alpha = 0,2 \left[ \left( \frac{h}{d} \right) + 1 \right] \text{ pour } 3 < \frac{h}{d} < 4$$

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{19} = 4,21 \geq 4$$

Donc  $\alpha = 1$

h : la hauteur hors-tout du goujon

d : diamètre de goujon

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times 43 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 7802,741 \text{ daN} \\ 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \sqrt{2900 \times 2} \times \frac{1}{1,25} = 6378,36 \text{ daN} \end{array} \right\} = 6378,36 \text{ daN}$$

$$P_{Rd} = 63,78 \text{ KN}$$

Donc :

$$n \geq \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{9775}{6378,36} = 15,32 \rightarrow N = 16 \text{ connecteurs/solive}$$

### V.7.3.5 Espacement des connecteurs

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique  $L_{cr}$ . Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques. Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum.
- Une section sur appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives.

Donc :

$$L_{cr} = \frac{L}{2}$$

S : L'espace entre 2 goujons successifs

$L_{cr}$  : La longueur entre sections transversales critiques successives

n : Nombre des goujons

Alors l'espace entre les connecteurs est :

$$S_{cr} = \frac{L_{cr}}{n} = \frac{L}{2n} = \frac{600}{2 \times 16} = 19 \text{ cm}$$

$$S_{cr} = 19 \text{ cm}$$

**V.8 Conclusion**

A travers cette étude nous avons démontrés que le plancher collaborant, réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 10 cm posé sur des solives IPE240 supporte des charges verticales (permanente , exploitation) appliquée au niveau d'étage de la structure .

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 19 mm espacée de 19 cm.



# Chapitre VI :

## Chemin de roulement

## Chemin de roulement

### VI.1 Introduction

Ce chapitre consiste à calculer la voie de roulement d'un hangar et à déterminer les différentes actions exercées par le pont roulant sur l'ensemble de la structure. Ce dernier est d'une portée de 18 mètres et de 5 tonnes de puissance. Pour cette étude on utilisera les réglementations suivantes :

- Euro code 1 : partie 5 pour les actions induites par le pont roulant.
- Euro code 3 : partie 6 pour le dimensionnement du chemin de roulement.

### VI.2 DEFINITIONS

- **Pont roulant**

C'est un engin de levage mobile circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement à la voie principale un chariot de transfert équipée d'un treuil pour le levage des charges.

- **Voie de roulement**

C'est la structure porteuse de l'engin de levage, constituées de deux poutres de roulement et ses supports, les deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.

- **Poutre de roulement**

C'est un élément porteur longitudinal de la voie, les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues elles sont munies d'un rail pour guider le pont roulant et lui permettre une trajectoire stable. Leurs appuis sont des corbeaux fixés sur les poteaux et dans certains cas on rajoute des poteaux pour les ponts si la capacité du pont est beaucoup trop élevée.

### VI.3 CARACTERISTIQUES DU PONT ROULANT

#### VI.3 .1 Dimensions :

**Tableau VI.1 : Dimensions du pont roulant**

<i>Dimensions</i>				
<b>e<sub>min</sub>(m)</b>	<b>b(m)</b>	<b>c(m)</b>	<b>d(m)</b>	<b>a(m)</b>
0,80	0,25	0,5	1.8	3.6

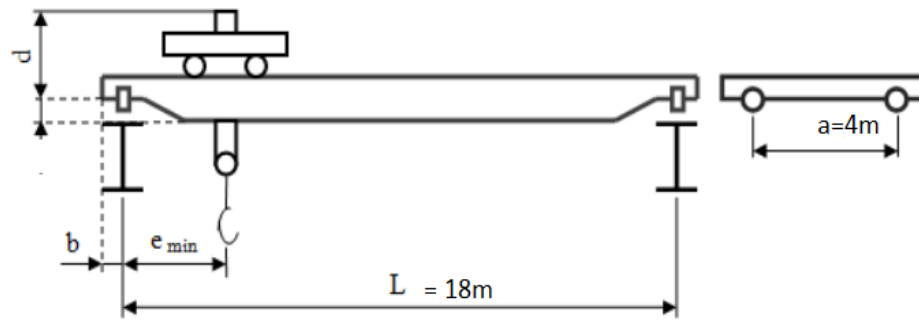


Figure VI.1 : Dimensions du pont roulant

VI.3 .2 Charges et vitesse :

Tableau VI.2 Caractéristiques du pont roulant

Puissance (kN)	Portée (m)	V i t e s s e (m/min)			Poids (kN)			Charge sur un galet (kN)	
		Levage	Direct	Trans	Q <sub>c1</sub>	Q <sub>c2</sub>	Q <sub>c1</sub> +Q <sub>c2</sub>	R <sub>min</sub>	R <sub>max</sub>
50	18	7	30	80	125	35	160	32	73

VI.3 .3 Classement du pont roulant :

Notre pont roulant a usage industriel est un appareil de levage d’atelier. Selon l’Annexe B, EC1 partie 5, (p43). Ont a la classification suivante :

Tableau VI.3 : Classement du pont roulant

Définition du pont	Classe de levage	Classe S
Appareils de levage d’atelier	HC3	S4

## VI.4 DETERMINATION DES ACTIONS

### VI.4.1 Classification des charges

#### A- Charges verticales : (tab 2.2 EC1, partie5, (p17))

- Poids propre  $Q_c$

- Masse à lever  $Q_h$

#### B- Charges horizontales

- Accélération ou freinage du pont  $H_L$ ,  $H_T$

- Marche en crabe  $H_S$

- Accélération ou freinage du chariot  $H_{T3}$

### VI.4.2 Coefficients d'amplification dynamique $\phi_i$

Tableau VI.4 : coefficients d'amplification dynamique-référence

Coefficients d'amplification dynamique	Effets à prendre en compte	A appliquer a
$\phi_1$	Excitation vibratoire de la structure d'un appareil de levage due au décollage de la masse à lever du sol	Poids propre de l'appareil de levage
$\phi_2$ ou $\phi_3$	-effets dynamiques du transfert de la masse à lever du sol à l'appareil de levage – effet dynamique d'un libération brutale de la charge utile, par exemple en cas d'utilisation d'un grappin ou d'un aimant	Masse à lever

$\phi_4$	Effets dynamiques induits par Le déplacement sur des rails ou des voies de roulement	Poids propre de l'appareil de levage et masse à lever
$\phi_5$	Effets provoqués par des Forces d'entraînement	Forces d'entraînement
$\phi_6$	Lorsqu'une charge d'essai est mue par les transmissions suivant le mode d'utilisation de l'appareil de levage	Charge d'essai
$\phi_7$	Prend en compte les effets Élastiques de l'impact sur les tampons.	Charge des tampons
$\phi_8$	Coefficient de réaction aux Rafales	Charges dues au vent

Il convient de déterminer les charges verticales par galet d'un appareil de levage sur une poutre de roulement en tenant compte des répartitions des charges illustrées à la Figure VI-1 en utilisant les coefficients dynamiques suivants :

$$\phi_1 = 1 \pm a \text{ Où } 0 < a < 0,1$$

Les deux valeurs  $(1 + a)$  et  $(1 - a)$  reflètent les valeurs supérieures et inférieures des impulsions vibratoires.

$$\phi_1 = 1 + 0,1 = 1,1$$

$$\phi_2 = \phi_{2\min} + \beta_2 \times V_h$$

$V_h$  : est la vitesse constante de levage en [m/s]

$$V_h = 6 \text{ m/min} = 0,1 \text{ m/s}$$

$\phi_{2\min}$  et  $\beta_2$  sont en fonction de la classe de levage

Tableau VI.5 : valeur de  $\beta$  et  $\varphi_{2min}$ 

Classe de levage de l'appareil	$\beta_2$	$\varphi_{2min}$	$V_h(m/s)$
HC3 (Appareils de levage d'atelier)	0,51	1,15	$7/60=0,116$

Donc :  $\varphi_2 = 1,15 + 0,51 \times 0,116 = 1.21$

### VI.4.3 Dispositions des charges

#### VI.4.3.1 Charges verticales induites par des chariots porte-palan monorail suspendus à des poutres de roulement

Pour des conditions normales de service, il convient de considérer que la charge verticale est composée du poids propre du chariot porte-palan, et du poids à lever tout deux affectés par les coefficients d'amplification dynamique.

#### VI.4.3.2 Charges horizontales induites par des chariots porte-palan monorail suspendus à des poutres de roulement

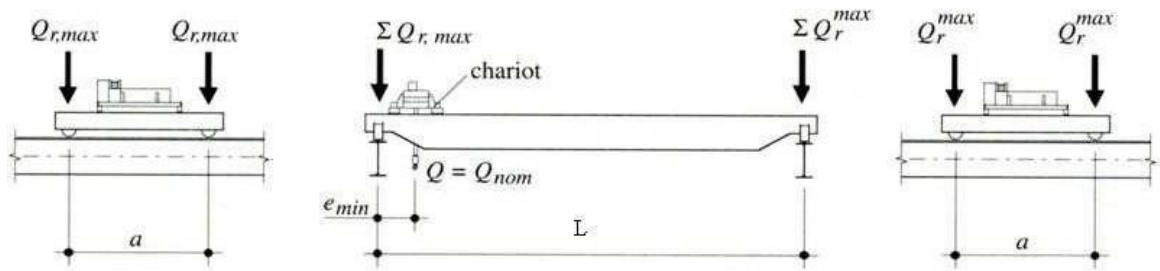
Dans le cas de poutres de roulement fixes pour des chariots suspendus monorail, en l'absence d'une valeur plus précise, il convient de considérer que les charges horizontales sont égales à 5 % de la charge verticale maximale par galet en omettant le coefficient dynamique.

Cette règle s'applique également aux charges horizontales dans le cas de poutres de roulement suspendues pivotantes.

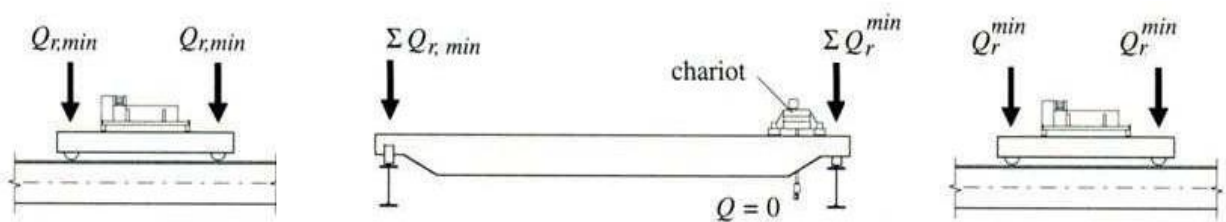
#### VI.4.3.3 Charges verticales induites par des ponts roulants

Il convient de déterminer les charges verticales par galet d'un appareil de levage sur une poutre de roulement en tenant compte des répartitions de charges illustrées à la Figure VI 2 et en utilisant les valeurs caractéristiques.

$Q_{r,nom}$  = masse à lever nominal.



**Figure VI.2 :Disposition de charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement**



**Figure VI.3 :Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement**

Ou :

- $Q_{r,max}$  : est la charge par galet maximale de l'appareil de levage en charge ;
- $Q_r^{max}$  : est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage en charge ;
- $\Sigma Q_{r,(max)}$  : est la somme des charges maximales  $Q_{r,max}$  par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge ;
- $\Sigma Q_r (max)$  : est la somme des charges d'accompagnement  $Q_r (max)$  par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge ;
- $Q_{r,min}$  : est la charge par galet minimale de l'appareil de levage à vide ;
- $Q_r^{min}$  : est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage à vide ;
- $\Sigma Q_{r,min}$  : est la somme des charges minimales  $Q_{r,min}$  par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide ;
- $\Sigma Q_r^{min}$  : est la somme d'accompagnement des charges minimales  $Q_{r,min}$  par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide ;

## VI.4.4 charge vertical

## VI.4.4.1 charge verticale avec masse à lever

$$\sum Q_{r,\max} = \varphi_1 \left[ \frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left( \frac{L - e_{\min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 \cdot Q_h \left( \frac{L - e_{\min}}{L} \right)$$

$$\sum Q_{r,\max} = 1.1 \left[ \frac{125}{2} + 35 \left( \frac{18 - 0.8}{18} \right) \right] + 0.21 \times 50 \left( \frac{19 - 0.8}{19} \right)$$

$$\sum Q_{r,\max} = 115.60 \text{ kN}$$

$$\sum Q_r^{\max} = \varphi_1 \left[ \frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left( \frac{e_{\min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 \cdot Q_h \left( \frac{e_{\min}}{L} \right)$$

$$\sum Q_{r,\max} = 1.1 \left[ \frac{125}{2} + 35 \left( \frac{0.8}{18} \right) \right] + 0.21 \times 50 \left( \frac{0.8}{19} \right)$$

$$\sum Q_r^{\max} = 70.93 \text{ kN}$$

$$Q_{r,\max} = \sum Q_{r,\max} / 2 = 57.80 \text{ kN}$$

$$Q_{r,(,\max)} = \sum Q_{r,(,\max)} / 2 = 35.465 \text{ kN}$$

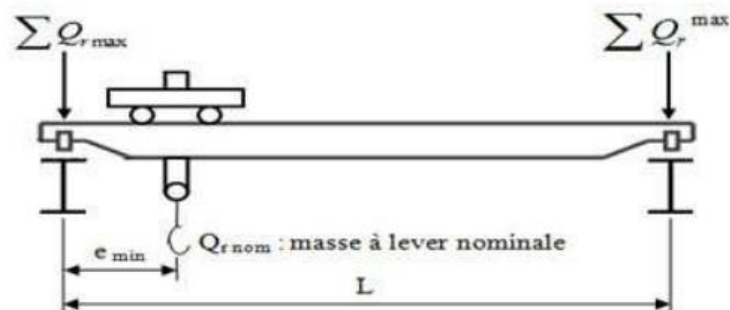


Figure VI.4.(a) : Dispositions de charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement

### VI.4.4.2 Charge verticale sans masse à lever

Le chariot se situe a 0.8m de l'appui sans masse a lever avec donc on obtiens les résultats suivant :

$$\Sigma Q_{r,min} = \phi_1 \left[ \frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left( \frac{L - e_{min}}{L} \right) \right]$$

$$\Sigma Q_{r,min} = 1.1 \left[ \frac{125}{2} + 35 \left( \frac{18 - 0.8}{18} \right) \right]$$

$$\Sigma Q_{r,min} = 105.54 \text{ KN}$$

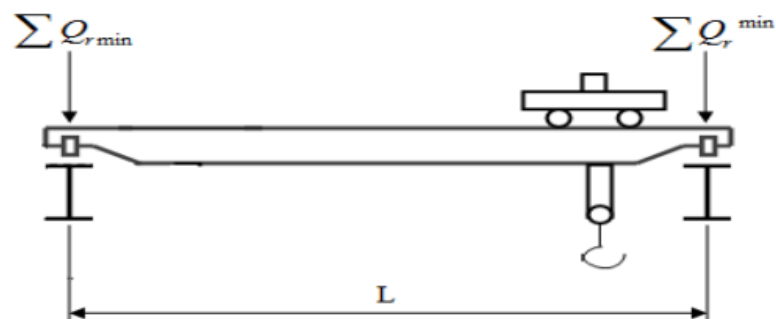
$$\Sigma Q_r^{min} = \phi_1 \left[ \frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left( \frac{e_{min}}{L} \right) \right]$$

$$\Sigma Q_r^{min} = 1.1 \left[ \frac{125}{2} + 35 \left( \frac{0.8}{18} \right) \right]$$

$$\Sigma Q_r^{min} = 70.46 \text{ KN}$$

$$Q_{r,min} = \Sigma Q_{r,min} / 2 = 54.77 \text{ KN}$$

$$Q_r^{min} = \Sigma Q_r^{min} / 2 = 35.23 \text{ KN}$$



**Figure VI4.(b) :Dispositions de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement**

### VI.4.4.3 conclusion de la détermination des charges

Donc quand le pont roulant est chargé on obtient pour chaque galet les réactions suivantes :

$$R_{max} = 57.80 \text{ KN}$$

$$R_{min} = 35.465 \text{ KN}$$

Et dans le cas où le pont roulant est vide on obtient les réactions suivantes pour chaque galets:

$$R_{\max} = 54.77 \text{ KN}$$

$$R_{\min} = 35.23 \text{ KN}$$

### VI.5 Charges horizontales induites par le pont roulant

Il convient de tenir compte des types suivants de charges horizontales induites par les ponts roulants :

- Charges horizontales produites par les accélérations ou décélérations de l'appareil de levage en rapport avec ses déplacements sur la poutre de roulement;
- Charges horizontales produites par les accélérations ou décélérations du chariot en rapport avec ses déplacements ;
- Charges horizontales produites par la marche en crabe en rapport avec ses déplacements sur la poutre de roulement.

#### VI.5.1 Charges longitudinales $H_{L,i}$ et charges transversales $H_{T,i}$ produites par les accélérations et les décélérations de l'appareil de levage:

##### A- Les charges longitudinales $H_{L,i}$

Elles sont produites par les accélérations et les décélérations des structures des appareils de levage résultent de la force d'entraînement au niveau de la surface de contact du rail avec le galet entraîné (voir Figure VI-5 (a) )

Les charges longitudinales  $H_{L,i}$  appliquées sur une poutre de roulement peuvent être calculées de la manière suivante :

$$H_{L,1} = H_{L,2} = \varphi_5 \times \frac{K}{n_r}$$

$n_r = 2$  : Nombre de poutres de roulement ;

$\varphi_5 = 1,5$  : coefficient d'amplification dynamique

$K$  : est la force d'entraînement (par galet)

$$K = K_1 + K_2 = \mu \times \sum Q_{r,\min}^*$$

$\mu$  : est le coefficient de frottement ( $\mu = 0,2$ ; contact acier-acier)

$$\sum Q_{r,\min}^* = m_w \times Q_{r,\min}$$

$m_w = 2$  nombre de systèmes d'entraînement à un seul galet :

$$\sum Q_{r,\min}^* = 2 \times 35.23 = 70.46 \text{ kN}$$

$$K = \mu \times \sum Q_{r,\min}^* = 0.2 \times 70.46 = 14.1 \text{ kN}$$

$$H_{L,1} = H_{L,2} = 1.5 \times \frac{14.1}{2} = 10.58 \text{ kN}$$

$$H_{L,1} = H_{L,2} = 10.58 \text{ kN}$$

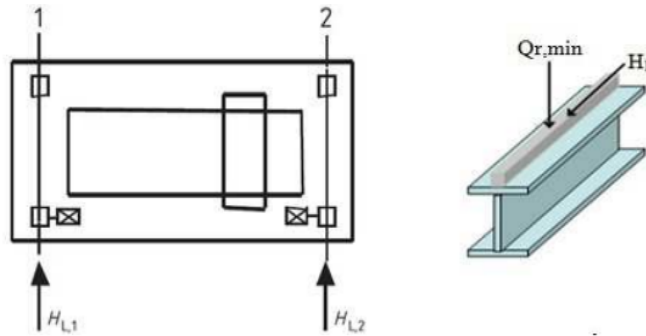


Figure VI.5 (a) : Charge horizontal longitudinal

### VI.5.2 charges transversal HT, i

Le moment  $M$  résultant de la force d'entraînement qu'il convient d'appliquer au centre de masse est contrebalancée par les charges horizontales transversales  $H_{T,1}$  et  $H_{T,2}$  Figure VI.5 (b). Les charges horizontales peuvent être obtenues de la façon suivante :

$$H_{T,1} = \varphi_5 \times \xi_2 \times \frac{M}{a}$$

$$H_{T,2} = \varphi_5 \times \xi_1 \times \frac{M}{a}$$

$a = 3,6 \text{ m}$  ; espacement des galets de guidage ou des flasques de galets :

$$\xi_1 = \frac{\sum Q_{r,\max}}{\sum Q_r}$$

$$\sum Q_r = \sum Q_{r,\max} + Q^{\max} = 115,60 + 70,93 = 186,53 \text{ kN}$$

$$\xi_1 = \frac{115,60}{186,53} = 0,62$$

$$\xi_2 = (1 - \xi_1) = 0,38$$

$$M = K \times l_s$$

$$l_s = (\xi_1 - 0,5) \times L = (0,62 - 0,5) \times 18 = 2,16 \text{ m}$$

$$M = 14.1 \times 2.16 = 30.46 \text{ kN.m}$$

$$H_{T,1} = \varphi_5 \times \xi_2 \times \frac{M}{a}$$

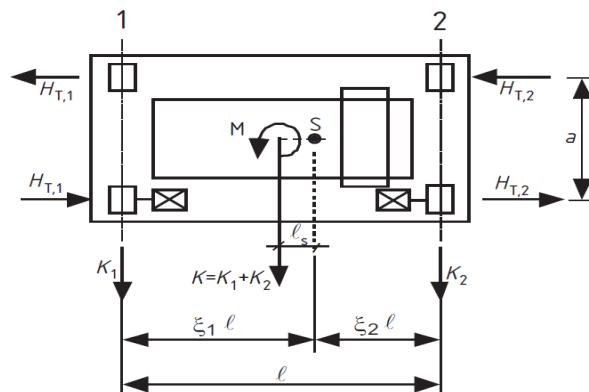
$$H_{T,2} = \varphi_5 \times \xi_1 \times \frac{M}{a}$$

$$H_{T,1} = 1.5 \times 0.38 \times \frac{30.46}{3.6} = 4.82 \text{ KN}$$

$$H_{T,1} = 4.82 \text{ KN}$$

$$H_{T,2} = 1.5 \times 0.62 \times \frac{30.46}{3.6} = 7.87 \text{ KN}$$

$$H_{T,2} = 7.87 \text{ KN}$$



**Figure VI.5.(b) : Disposition des charges horizontales transversales produites par les accélérations et les décélérations de l'appareil de levage**

**VI.5.3 Charges horizontales produites par la marche en crabe en rapport avec ses déplacements sur la poutre de roulement :(EC1-5, §2.7.4, p26)**

La force de guidage S et les forces transversales HS, i, j, k dues à l'obliquité peuvent être obtenues d'après :

$$\bullet S = f \times \lambda_s \times \sum Q_{r,max}$$

$$\begin{aligned}
 H_{s,1,j,l} &= f \times \lambda_{s,1,j,l} \times \sum Q_r \\
 H_{s,2,j,l} &= f \times \lambda_{s,2,j,l} \times \sum Q_r \\
 H_{s,1,j,T} &= f \times \lambda_{s,1,j,T} \times \sum Q_r \\
 H_{s,2,j,T} &= f \times \lambda_{s,2,j,T} \times \sum Q_r
 \end{aligned}$$

f; est le coefficient non positif peut être déterminé d'après :

$$f = 0,3 (1 - \exp(-250 \alpha))$$

$\alpha$  : est l'angle d'obliquité

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_v + \alpha_0 \leq 0,015 \text{ rad}$$

$$\alpha_F = \frac{0,75 \times X}{a} = \frac{11,25}{3600} = 0,003$$

$$\alpha_v = \frac{y}{a} = \frac{0,1 \times b}{a} = \frac{0,1 \times 85}{3600} = 0,002$$

$$\alpha_0 = 0,001 \text{ rad}$$

$$\alpha = 0,003 + 0,002 + 0,001 = 0,006 \text{ rad} < 0,015 \text{ rad.}$$

$$f = 0,3 \times (1 - \exp(-250 \times 0,006)) = 0,23 < 0,3.$$

Avec :

a : est l'espacement des galets de guidage ou des flasques de galets.

b : est la largeur de la tête de rail.

X : est le glissement latéral.

y : est l'usure du rail.

$\lambda_{s,i,j,k}$  ; est Le coefficient de force, dépend de la combinaison des paires de galets et de la distance h entre le centre de rotation instantané et le système de guidage concerné, qui est le système de guidage avant dans le sens de déplacement.

**Tableau VI.6 : Définition des valeurs  $\lambda_{S,i,j,k}$**

	Combinaison des paires de galets				h
	couplés (c)		indépendants (i)		
Fixe/fixe FF					$\frac{m \xi_1 \xi_2 l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$
<b>Système</b>	$\lambda_s$	$\lambda_{s,1,j,L}$	$\lambda_{s,1,j,T}$	$\lambda_{s,2,j,L}$	$\lambda_{s,2,j,T}$
indépendant Fixe/fixe (f/f)	$1 - \frac{\sum e_j}{n \times h}$	0	$\frac{\xi_2}{n} \left( 1 - \frac{e_j}{h} \right)$	0	$\frac{\xi_1}{n} \left( 1 - \frac{e_j}{h} \right)$

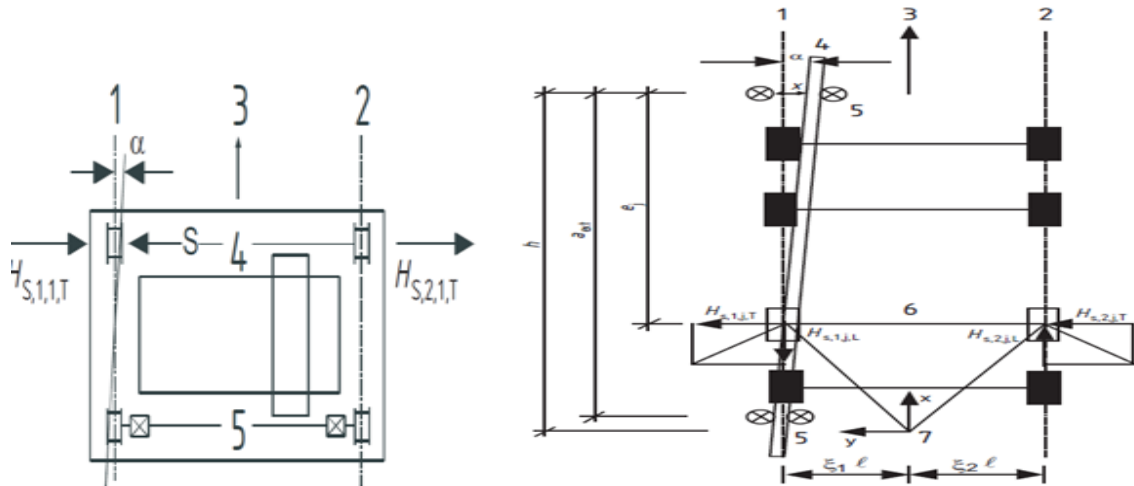


Figure VI.6 : Définition de l'angle  $\alpha$  et la distance  $h$

Le coefficient de force  $\lambda_{s,i,j,k}$  peut être déterminé d'après les expressions données dans le Tableau III.7.a.

$n$  : est le nombre de paires de galets.

$\xi_1.l$  : est la distance entre le centre de rotations instantanées et le rail 1.

$\xi_2.l$  : est la distance entre le centre de rotations instantanées et le rail 2.

$l$  : est la portée de l'appareil.

$e_j$  : est la distance entre la paire de galets ( $j = 1,2$ ) et le système de guidage concerné.

$h$  : est la distance entre le centre de rotation instantané et le système de guidage concerné.

$m$  : est le nombre de paires de galets accouplés ( $m = 0$  pour des paires de galets indépendants).

$$h = \frac{m\xi_1\xi_2 + \sum e_j^2}{\sum e_j} = \frac{0 + 3.6^2}{3.6} = 3.6$$

$$e_1 = 0 \text{ et } e_2 = a = 3.6 \text{ m}$$

**AN :**

$$\lambda_s = 1 - \frac{\sum e_j}{n \times h} = 1 - \frac{3.6}{2 \times 3.6} = 0,5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_{s,1,1,T} = \frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0,38}{2} \left(1 - \frac{0}{3.6}\right) = 0,19 \\ \lambda_{s,1,2,T} = \frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0,38}{2} \left(1 - \frac{3.6}{3.6}\right) = 0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_{S,2,1,T} = \frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0,62}{2} \left(1 - \frac{0}{3,6}\right) = 0,31 \\ \lambda_{S,2,2,T} = \frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0,62}{2} \left(1 - \frac{3,6}{3,6}\right) = 0 \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des forces :**

$$\sum Q_{r,max} = 115,60 \text{ KN} \quad \text{et } f = 0,23$$

$$S = f \times \lambda_s \times \sum Q_{r,max} = 0,23 \times 0,5 \times 115,60 = 13,3 \text{ kN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H_{S,1,1,L} = f \times \lambda_{S,1,1,L} \times \sum Q_{r,max} = 0 \\ H_{S,2,1,L} = f \times \lambda_{S,2,1,L} \times \sum Q_{r,max} = 0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H_{S,1,1,T} = f \times \lambda_{S,1,1,T} \times \sum Q_{r,max} = 0,23 \times 0,19 \times 115,60 = 5,05 \text{ kN} \\ H_{S,1,2,T} = f \times \lambda_{S,1,2,T} \times \sum Q_{r,max} = 0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H_{S,2,1,T} = f \times \lambda_{S,2,1,T} \times \sum Q_{r,max} = 0,23 \times 0,31 \times 115,60 = 8,24 \text{ kN} \\ H_{S,2,2,T} = f \times \lambda_{S,2,2,T} \times \sum Q_{r,max} = 0 \end{array} \right.$$

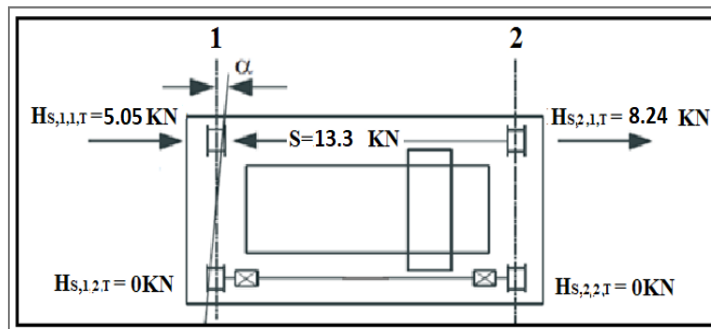


Figure VI.7: La force de guidage S et les forces transversales  $H_{S, i, j, k}$ .

### VI.6 Dimensionnement de la poutre de roulement

- Travée de longueur  $l = 6\text{m}$  ( sur deux appuis simple )
- Distance entre galets  $a = 4.2\text{m}$

#### VI.6.1 Prédimensionnement a la flèche

##### A. Flèche verticale :

Pour obtenir le cas le plus défavorable ou la flèche est maximale ont va placer la résultante des réactions des deux galets au milieu .

Selon le ( tableau 7.1 Eurocode 03 partie 6 page 38) La flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{l}{600} = \frac{600}{600} = 1\text{cm}$$

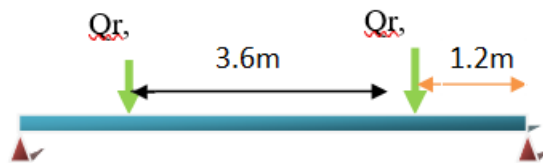


Figure VI.8 : position des charges sur la PDR

$$f_{max} = \frac{Q_{r,max} \times a \times [3 \times l^2 - 4 \times a^2]}{24 \times E \times I_y}$$

Avec :

$$\checkmark Q_{r,max} = 57.80 \text{ KN} ; l = 6\text{m} ; a = 1,2\text{m}$$

$$I_y = \frac{57.80 \times 120 \times [(3 \times 600^2) - (4 \times 120^2)]}{24 \times 2,1 \cdot 10^4}$$

Donc :

$$I_y > 14070,17 \text{ cm}^4$$

La poutre de roulement qui correspondent : HEA 300

### B. Flèche horizontale

On tient compte seulement de la semelle supérieure qui est la plus sollicitée à  $H_{T,1} = 4.82$  ou  $H_{s,1,2,t} = 8.24$  KN ou  $H_{T,2} = 8.24$  (  $H_{s,1,2,t} = 8.24$  KN ) ont met le chariot dans la position sur laquelle

Le galet ou est exercer l'effort transversal soit ou milieu pour l'effet le plus défavorable et on vérifie la condition de flèche suivante :

$$f_h = \frac{H_{s,1,2,T} \times l^3}{48EI_{z.semellesup}}$$

Avec :

$$I_{z,semelle sup} = \frac{t_f b^3}{12} = \frac{14 \times 300^3}{12} = 3150 \text{ cm}^4$$

$$f_h = \frac{8.24 \times 600^3}{48 \times 2.1 \times 10^4 \times 3150} = 0,56 \text{ cm} > f_{ad} = \frac{600}{600} = 1 \text{ cm} \rightarrow \text{La flèche horizontale vérifié}$$

### VI.6.2 Choix du rail

La choix du rail se fait en fonction de la charge de calcul au galet  $F_{wd}$

$$F_{wd} = (2F_{wk, max} + F_{wk, min})/3$$

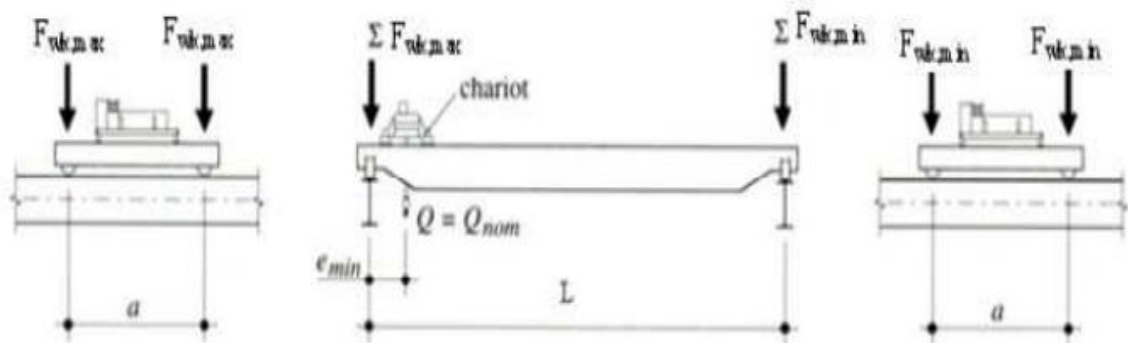


Figure VI.9 : charges de galets sur le rail

$$\Sigma F_{wk,max} = \frac{1}{L} \left[ (Q_c + Q_{mon}) \times (L - e_{min}) + \left( Q_p \times \frac{L}{2} \right) \right]$$

$$\Sigma F_{wk,max} = \frac{1}{18} \left[ (3.5 + 5) \times (18 - 0.8) + \left( 12.5 \times \frac{18}{2} \right) \right] = 14,37T$$

$$\Sigma F_{wk,max} = 143.72 \text{ KN} \quad (\text{Pour deux galets})$$

$$\Sigma F_{wk,max} = 71.86 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{wk,min} = \frac{1}{L} \left[ (Q_c + Q_{mon}) \times e_{min} + \left( Q_p \times \frac{L}{2} \right) \right]$$

$$\Sigma F_{wk,min} = \frac{1}{18} \left[ (3.5 + 5) \times 0.8 + \left( 12.5 \times \frac{18}{2} \right) \right] = 6.627 T$$

$$\Sigma F_{wk,min} = 66.27 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_{wk,min} = 33.14 \text{ KN (pour un galet)}$$

$$F_{wd} = (2 \times 71.86 + 33.14) / 3 \longrightarrow F_{wd} = 58,95 \text{ KN}$$

Pour des raisons économiques on va prendre un rail carré 6×6 soudé à la semelle supérieur de la poutre de roulement qui va supporter l'écrasement du galet et il faut que la soudure résiste aux efforts latéraux exercés par les galets .

### VI.6.3 Détermination des sollicitations

#### VI.6.3.1 $M_{y,max}$ due aux efforts verticaux

En utilisant le théorème de Barré

$$\sum Q_{r,max} \times d = Q_{r,max} \times x \times a$$

$$d = (Q_{r,max} \times a) / \sum Q_{r,max}$$

$$d = 1.8m; a = 3.6m; X = 1.2m$$

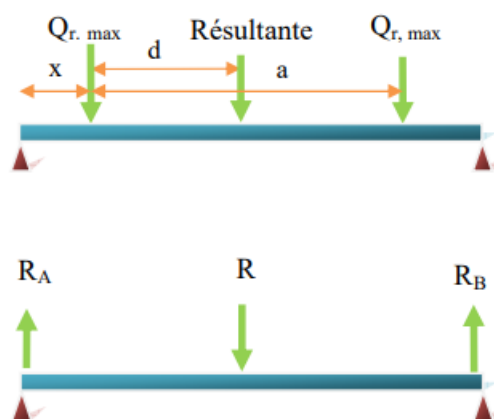


Figure VI.10 : position des charges sur la poutre

On place le milieu de la résultante et la charge critique de droite au centre de la poutre Donc  $X=0.9m$  et on obtient les résultats suivants :

$$\sum M/A = (R_B \cdot 1) - (\sum Q_{r,\max} \cdot (d+x)) = 0$$

$$R_B = (\sum Q_{r,\max} \cdot (d+x)) / 1$$

$$R_B = (115.60(1.8+0.9)) / 6$$

$$R_B = 52.02 \text{ KN}$$

$$\sum Q_{r,\max} - R_B = 115.60 - 52.02$$

$$R_A = 63.58 \text{ KN}$$

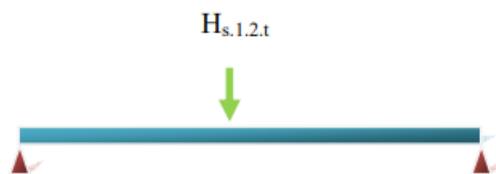
$$M_{y\max} = R_A \cdot X = 63.58 \times 0.9 = 57.222 \text{ KN.m}$$

$$M_{y\max} = 57.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{y\max} = 57,22 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du  $M_{z\max}$  due a l'effort transversal le plus défavorable**

On place l'effort transversal produit par la marche en crabe  $H_{s,1,2,t}$  au milieu de la poutre pour obtenir le moment max possible et on calcule le moment fléchissant et l'effort tranchant .



**Figure VI.11 : Position de la charge horizontale sur la poutre**

$$M(x) = x \left( 1 - \frac{x}{l} \right) \times H_{s,1,2,t}$$

$$M\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{l}{2} \cdot \left( 1 - \frac{l/2}{l} \right) \cdot H_{s,1,2,t} = \frac{l}{4} \cdot H_{s,1,2,t}$$

$$M\left(\frac{l}{2}\right) = (6/4) \times 8,24 = 12,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{z\max} = 12,36 \text{ KN.m}$$

### VI.6.3.2 $T_{\max}$ due aux efforts verticaux

Pour avoir un effort tranchant max il faudra placer un galets sur l'appui, l'effort tranchant horizontal est beaucoup plus petit que l'effort tranchant vertical donc on prend en considération seulement l'effort tranchant max vertical.

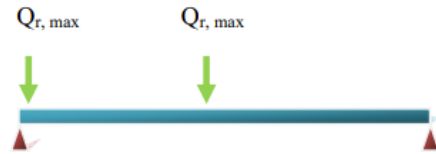


Figure VI.12 : position des charges horizontales sur la poutre pour un effort tranchant maximale

$$\sum M/B = (Q_{r,max} \times (l-a)) + (Q_{r,max} \times 1) - (T_{\max} \times 1) = 0$$

$$T_{\max} = \frac{1}{l} \times [(Q_{r,max} \times (l-a)) + (Q_{r,max} \times l)]$$

$$T_{\max} = 1/6 [(57.80 \times (6-3.6)) + (57.80 \times 6)] = 80,92 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 80.92 \text{ KN}$$

### VI.6.3.3 Charge horizontal longitudinal

C'est l'effort normal de compression

$$N = H_{l,1} = 10,58 \text{ KN}$$

### VI.6.4 Vérifications

#### - Combinaisons des charges

#### A. Charge verticales

✓ Charge permanentes

- Charge du rail .....  $G_1 = 0.435 \text{ KN/m}$

- Charge de la poutre de roulement HEA300.....  $G_2 = 0,883 \text{ KN/M}$

$$G = 0,435 + 0,883 = 1,318 \text{ KN} / m$$

$$M_G = G \cdot L^2 / 8 = 5,931 \text{ KN.m}$$

✓ Charge variables :

$$M_{MAX} = 57.22 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 80,92 \text{ KN}$$

Tableau VI.7(a) : combinaisons des charges verticales (les efforts)

	Combinaison des efforts	Résultat
ELU	$1,35(G.l) + 1,5.T_{\max}$	132.06KN
ELS	$G.l + T_{\max}$	88.828 KN

Tableau VI.7(b) : combinaisons des charges verticales (les moments)

	Combinaison des moments	Résultat
ELU	$1,35(M_G) + 1,5.M_{\max}$	93.84KN.m
ELS	$M_G + M_{\max}$	63.151 KN.m

**B. Les charges horizontales**✓ **Transversale :**

$$T_{\max} = 8.24 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 12.36 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.8(a) : Combinaison des charges horizontales transversales (les efforts)

	Combinaison des efforts	Résultat
ELU	$1,5.T_{\max}$	12.36 KN
ELS	$T_{\max}$	8.24 KN

Tableau VI.8(b) : Combinaisons des charges horizontales transversales (les moments)

	Combinaison des moments	Résultat
ELU	$1,5.M_{\max}$	18.54KN.m
ELS	$M_{\max}$	12.36 KN.m

✓ **Longitudinale :**

$$N = 10.58 \text{ KN}$$

### VI.6.4.1 Vérification de la flexion bi axiale

La poutre de roulement est soumise a un effort normal de compression et a deux moments de flexion ( flexion bi axiale)

On va vérifier dans un premier lieu la flexion bi axiale

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

$$M_{y, sd} = 93.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{z, sd} = 18.54 \text{ KN.m}$$

Avec :

$M_{y, sd}$  : moment fléchissant maximal vertical

$M_{z, sd}$  : moment fléchissant maximal transversal

$\alpha=2, \beta=1$ ..... pour les profilés en H

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Pour déterminer  $\gamma_{M_0}$  on doit déterminer la classe du profilé

$$\frac{d}{t_w} = \frac{208}{8.5} = 24.47 \leq 72\varepsilon \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b-t_w-2r)/2}{t_f} = \frac{118.75}{14} = 8.48 \leq 10\varepsilon \rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1  $\rightarrow \gamma_{M_0} = 1.1$

$$M_{pl,y.rd} = \frac{W_{pl,y.rd} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1380 \times 10^{-3} \times 275}{1.1} = 345 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z.rd} = \frac{W_{pl,z.rd} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{642 \times 10^{-3} \times 275}{1.1} = 160.5 \text{ KN.m}$$

$$\left( \frac{93.84}{345} \right)^2 + \left( \frac{18.54}{160.5} \right)^1 = 0.20 \leq 1$$

### VI.6.4.2 Vérification a l'effort tranchant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd,1} = 132.06 \text{ KN}$$

$$V_{sd,2} = 12.36 \text{ KN}$$

Avec:

$V_{sd,1}$  : l'effort tranchant vertical

$V_{sd,2}$  : l'effort tranchant horizontal transversal

$$V_{pl,rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{M_0} \cdot \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 3775 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{3775 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 544.87 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{sd,1} = 132.06 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 544.87 \text{ KN}$$

$$V_{sd,2} = 12.36 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 544.87 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

### VI.6.4.3 Vérification du moment fléchissant et l'effort axial

La condition a satisfaire selon (l'Eurocode 03 page 161) est

$$\left[ \frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} \right] + \left[ \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right]^2 \leq 1$$

#### A. L'axe (y-y')

$$M_{y,sd} = 93.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 345 \text{ KN.m}$$

$N_{sd}$  : l'effort axial (  $N = 10.58 \text{ KN}$  )

$$N_{pl,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M_0} = \frac{11300 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 2825 \text{ KN}$$

Donc :

$$\left[ \frac{93.84}{345} \right] + \left[ \frac{10.58}{2825} \right]^2 = 0.27 \leq 1$$

### B. L'axe (z-z')

$$M_{z,sd} = 18.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 160.5 \text{ KN.m}$$

$N_{sd}$  : l'effort axial (  $N = 10.58 \text{ KN}$  )

$$N_{pl,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M_0} = \frac{11300 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 2825 \text{ KN}$$

Donc :

$$\left[ \frac{18.54}{160.5} \right] + \left[ \frac{10.58}{2825} \right]^2 = 0.12 \leq 1$$

**L'approximation la plus sécuritaire est**

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right] + \left[ \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right] \leq 1$$

$$\left[ \frac{93.84}{345} \right] + \left[ \frac{18.54}{160.5} \right] + \left[ \frac{10.58}{2825} \right] = 0.4 \leq 1$$

#### VI.6.4.4 Vérification du déversement

Lors de l'application des charges des galets la poutre de roulement subit une flèche mais aussi la semelle risque de déverser suite à cette flexion. On dispose d'une poutre de **classe 1** donc pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{y,sd} = 93.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} = \frac{x_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :  $\beta_w = 1 \rightarrow$  section de classe 1 :  $\gamma_{M_1} = 1.1$

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

$\varphi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$   $\alpha_{LT} = 0.21 \rightarrow$  Pour les profile laminés

$\bar{\lambda}_{LT}$  C'est l'élanement de déversement  $\rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_w}$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = 93,9\varepsilon = 86,38 \rightarrow \lambda_1 = 86,38 \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\text{et } \lambda_{LT} = \frac{0,9 \times l / i_z}{\sqrt{C_1 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l / i_z}{h / t_f} \right) \right]^{0,25}}}$$

$$\text{Avec : } C_1 = 1,123$$

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9 \times 600 / 7,49}{\sqrt{1,132 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{600 / 7,49}{29 / 1,4} \right) \right]^{0,25}}} = 64,83 \rightarrow \lambda_{LT} = 64,83$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{64,83}{86,38} \right) \cdot \sqrt{1} \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0,751$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times \left[ 1 + 0,21(0,751 - 0,2) + 0,751^2 \right] = 0,84 \rightarrow \varphi_{LT} = 0,84$$

$$x_{LT} = \frac{1}{0,84 + (0,84^2 - 0,751^2)^{0,5}} = 0,82 \rightarrow x_{LT} = 0,82 < 1$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,84 \times 1 \times 1380 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 289,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,max} = 93,84 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 289,8 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée

#### VI.6.4.5 Vérification de la résistance à l'écrasement

La condition à satisfaire est :

$$R_{sd} < R_{y,RD}$$

Avec :

$$R_{sd} = Q_{r,max} = 57,80 \text{ KN}$$

$$R_{y,Rd} = S_y \cdot t_w \cdot f_{yw} / \gamma_{M_1}$$

$$S_y = 2 \times (h_r + t_f) \left[ 1 - (\gamma_{M_0} \cdot \sigma_{f.Ed} / f_y)^2 \right]^{0.5} R_{F.Rd} = \frac{147.97 \times 8.5 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 330.93 \text{ KN}$$

$$\sigma_{F.Ed} = \frac{M_{\max}}{W_{el,y}} = \frac{5722}{1260} = 4,541 \text{ KN / cm}^2$$

$h_r = 60 \dots$  hauteur de rail

$$S_y = 147.97 \text{ mm}$$

$$R_{y.Rd} = \frac{147,97 \times 8,5 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 330,93 \text{ KN}$$

Donc :  $R_{sd} = 57,80 \text{ KN} < R_{y,Rd} = 330,93 \text{ KN}$

#### VI.6.4.7 Vérification de la résistance au voilement local

Le voilement c'est le flambement de l'âme du profilée pour l'éviter, il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{208}{8.5} = 24,47 < 69 \times 0.92 = 63.48$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{208}{8.5} = 24.47 < 30 \cdot \xi \cdot \sqrt{k_t} = 63.77$$

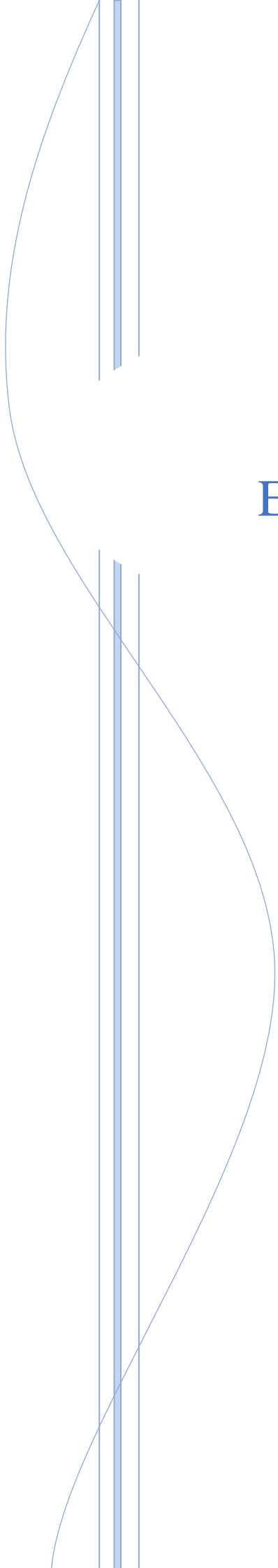
$$k_t = 5.34$$

Les conditions sont vérifiées et pas de risque de voilement

#### VI.7 Conclusion

À la fin de cette étude on peut conclure que la section des profiles adéquats pour notre poutre de roulement des profiles est HEA300.

Et pour les consoles dans la plupart des cas on utilise des corbeaux de même section que le poteau.



# Chapitre VII : Etude sismique

---

## Etude Sismique

### VII.1 Introduction

Le nord de l'Algérie est une zone sismique active qui subit des tremblements de terre fréquemment, ce qui peut causer des dommages importants sur les constructions qui peut entraîner leur ruine ainsi que des pertes humaines.

Pour cela on doit concevoir des constructions qui résistent aux effets du séisme, une conception de structures qui résistent aux séismes modérés, qui ne s'effondrent pas lors d'un séisme majeur.

Le but de cette étude est de déterminer et calculer les efforts sismiques appliqués à la structure afin de la dimensionner de telle façon à répondre aux critères de sécurité cités précédemment, et cela en utilisant le règlement parasismique algérien RPA 99 VERSION 2003.

### VII.2 Principe de calcul

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. On considère que les forces sismiques horizontales équivalentes sont appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont, les axes principaux des plans horizontaux de la structure.

### VII.3 Forces sismiques

#### VII.3.1 Classification de l'ouvrage selon le RPA99/VERSION2003

##### VII.3.1.1 Classification de la zone sismique

Notre ouvrage est implantée à RAFFINERIE D'ALGER SIDI RZIN BRAKI dans la zone III : zone de sismicité élevée.

### VII.3.1.2 Classification du site

On retrouve les dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide caractérisés par une vitesse de l'onde de cisaillement  $v_s \geq 200 \text{ m/s}$  à partir de 10 m de profondeur, Catégorie **S3 (site meuble)**

### VII.3.1.3 Classification des systèmes de contreventement

Dans notre cas on dispose d'un cadre rigide auto stable dans le sens transversal stabilisé par des palées triangulées en **X** longitudinalement c'est la groupe **9.a**

### VII.3.1.4 Classification selon l'utilisation

Notre hangar est destiné à un domaine industriel qui dispose d'une partie mixte avec des bureaux qui ne peut pas accueillir 300 personnes simultanément qui comporte des biens de haute valeur donc

Groupe d'utilisation : groupe 2

## VII.3.2 Choix de la Méthodes de calcul utilisée

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique

### VII.3.2.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III paragraphe 3,5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa à 30 m en zones II<sub>b</sub> et III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière en respectant, outre conditions de hauteur énoncées en condition a) .Pour **zone III groupe d'usage 2** si la hauteur est inférieur ou égale 7 niveaux ou 17 m.

Notre halle se situe dans une zone sismique **III groupe d'usage 2** elle satisfait la condition de hauteur qui est égale a **6.70 m < 17m**, mais on dispose d'un plancher mixte a l'intérieur de notre halle au niveau de la mezzanine donc régularité en plan et en élévation **n'est pas satisfaite**

### VII.3.2.2 Conditions d'application de la méthode dynamique modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Donc, on adapte pour la méthode dynamique (modale spectrale).

Le logiciel ROBOT MILLINIUM VERSION 2019 offre la possibilité de procéder Une analyse dynamique modale spectrale.

### VII.3.2.3 Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

## VII.3 Application de la méthode d'analyse modale spectrale

### VII.3.3.1 Principe

Le principe est de rechercher le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées pour chaque mode de vibration par un spectre de réponse, ces effets seront combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### VII.3.3.2. Calcul des forces

Selon RPA 99 la force sismique latérale au niveau k est ;

$$F_k = \frac{(V_t - F_t) W_k \cdot H_k}{\sum W_k H_k}$$

Avec :

$F_t$  : la force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule :

$$F_t = 0.07 \times TV$$

$W_k$  : le poids du niveau k

$H_k$  : hauteur de niveau k

$V_t$  : la force sismique totale a la base de la structure. Donnée par ;

$$V_t = \sqrt{\sum_{i=1}^n v_i^2}$$

n : nombre de mode prise en compte

$V_i$  : la force sismique totale du mode i .elle est déterminée par la formule suivante ;

$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times w$$

W : le poids total de la structure

$\alpha_i$  : coefficient de participation de chaque mode.

$S_a/g$  : spectre de calcul

#### VII.3.3.2.1 Spectre de réponse de calcul

Selon le RPA 99 VERSION 2003 (page 48) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de la zone.

R : coefficient de comportement de la structure.

T<sub>1</sub>.T<sub>2</sub> : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

η : facteur de correction d'amortissement (comme l'amortissement est différent de 5%).

ξ : Pourcentage d'amortissement critique,

#### VII.3.3.2 Coefficient d'accélération de la zone A

selon notre groupe d'utilisation et qui est groupe 2 Et selon la zone sismique ou est implanter notre ouvrage on conclue que

$$A = 0.25$$

#### VII.3.3.2.3 Pourcentage d'amortissement critique ξ

On a des portiques en acier dense ,

$$\xi = 5\%$$

#### VII.3.3.2.4 Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$$\eta = 1 \geq 0.7$$

### VII.3.3.2.5 La période fondamentale de la structure T

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure est estimée à partir de la formule empirique (4.6) RPA99 page 46

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$$

$h_N$ : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$$h_N = 12.4\text{m.}$$

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage donné au (tab 4.6 page 46)

- D'après le tableau, suivant l'axe OX on dispose de portique auto stable en acier :

$$C_{T1} = 0.085 \text{ ( portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie)}$$

$$T_X = C_{TX} \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0.085 \times 12.4^{\frac{3}{4}} = 0.56\text{s}$$

- D'après le tableau, suivant l'axe OY on dispose de palée de stabilité triangulée :

$$C_{T2} = 0.050$$

$$T_Y = C_{TY} \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 12.4^{\frac{3}{4}} = 0.33\text{s}$$

On peut utiliser aussi la formule suivante :

$$T_y = 0.09 \times h_N / \sqrt{D}$$

D : c'est la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée

$$T_y = 0.09 \times 12.4 / \sqrt{12.4} = 0.32 S$$

Donc :  $T_y = \min (0.33 ; 0.32 ) = 0.32 S$

### VII.3.3.2.6 Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site $T_1, T_2$

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont donné en fonction de la classe du site et qui est pour notre cas un site meuble S3

Un site de catégorie S3, selon l'RPA page 49  $\longrightarrow$   $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{array} \right.$

### VII.3.3.2.7 Coefficient de comportement

D'après **RPA99** (page 42) les valeurs de R sont représentées dans le (tableau 4.3)

-suivant l'axe 0Y ; ossature contreventé par palée de triangulée en V .....**R= 3**

-suivant l'axe 0X ; portique auto-stable ordinaires .....**R= 4**

### VII.3.3.2.8 Calcul le facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule (4-4) (page 43) :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau

- suivant l'axe OX

**Tableau VII.1 : Les valeurs de pénalités suivant l'axe OX**

Critère (q)	Critère Observe	Valeur $P_q$
Conditions minimales des files de contreventement	non	0.05
Redondance en plan	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0
Contrôle de qualité des matériaux	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0
	$\sum P_q$	0.1

Ce qui nous donne :  $Q_x = 1 + 0.1 = 1.1$

- Suivant l'axe OY

**Tableau VII.2 : Les valeurs de pénalités suivant l'axe OY**

Critère (q)	Critère Observe	Valeur $P_q$
Conditions minimales des files de contreventement	non	0.05
Redondance en plan	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0
Régularité en élévation	Non	0
Contrôle de qualité des matériaux	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0
	$\sum P_q$	0.05

Ce qui nous donne :  $Q_y = 1 + 0.05 = 1.05$

**VII.3.3.2.9 Conclusion pour le spectre de réponse**

- Suivant l'axe X :

$$T_2 = 0.5S \prec T_x = 0.56S \prec 3.0S$$

$$\frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0S$$

- Suivant l'axe Y :

$$T_1 = 0.15S \prec T_y = 0.32S \prec T_2 = 0.50S$$

$$\frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2$$

**VII.3.3.3 Evaluation du poids propre de la structure**

$$w = \sum w_i \quad \text{Avec : } w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

$w_{Gi}$  : Poids due aux charges permanentes de la structure.

$w_{Qi}$  : Charges d'exploitations.

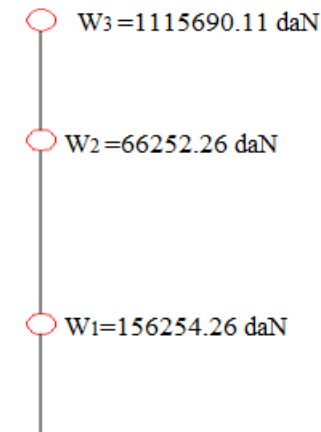
$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le (tableau 4.5 page 45), donc :  $\beta=0.4$

### VII.3.3.3.1 Evaluation des actions permanentes globales

#### A. Répartition poids propre par chaque niveau

**Tableau VII.3 : poids propre du bâtiment par niveau**

Niveau	$W_G$ (daN)
01 ( h = 3.06 m )	156254.26
02 ( h = 7.76 m )	66252.26
03 ( h = 12.4 m )	111569.11



**Figure VII.1 : Répartition des poids par niveau**

#### B. Récapitulation des charges par chaque niveau

**Tableau VII.4 : Poids du bâtiment par niveau**

Niveau	$W_{Gi}$	$\beta W_{Qi}$	$W_K$ (daN)
01	156254.26	25200	181454.26
02	66252.26	2000	68252.26
03	111569.11		111569.11
Totale			394525.15

## C. Les résultats sont donnés par robot 2019

Tableau VII.5 : résultats de l'étude sismique méthode dynamique sur robot

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	2,85	0,35	56,82	0	56,82	0
2	3,78	0,26	57,36	52,57	0,54	52,57
3	4,34	0,23	57,36	61,23	0	8,66
4	4,96	0,2	57,39	64,29	0,03	3,06
5	5,86	0,17	57,61	64,31	0,22	0,01
6	5,91	0,17	59,24	64,31	1,63	0
7	6,01	0,17	59,24	64,31	0	0
8	6,3	0,16	59,34	64,87	0,1	0,56
9	6,51	0,15	69	65,09	9,66	0,22
10	6,56	0,15	69,02	79,36	0,02	14,27
11	6,72	0,15	69,56	79,51	0,54	0,15
12	6,8	0,15	76,88	79,55	7,33	0,03
13	6,83	0,15	76,95	79,55	0,07	0
14	6,83	0,15	89,14	79,55	12,2	0
15	6,86	0,15	89,58	79,73	0,44	0,18
16	7,09	0,14	89,76	81,6	0,18	1,87
17	7,2	0,14	90,58	90,45	0,82	8,85

## VII.3.3.4 Calcul de la force sismique à la base de la structure

Selon RPA 99, il est nécessaire que la somme de participation massique soit supérieure à 90%. On tient compte de 17 modes, soit la somme des masses effectives modales supérieure à 90%.

- Suivant l'axe OX :

$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times w$$

$$\frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Puisque } T_2 = 0.5S < T_x = 0.56S < 3.0S$$

$$\frac{S_a}{g} = 2,5 \times 1 \times (1,25 \times 0,25) \times \left(\frac{1,1}{4}\right) \times \left(\frac{0,5}{0,56}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,19$$

W : le poids totale de la structure

$\alpha_i$  : Coefficient de participation de chaque mode

**Tableau VII.6 : la force sismique suivant l'axe OX**

Mode	Période [sec]	$\sum a_i$	$a_i$	Sa/g	W ( daN)	Vi (daN)
1	0,35	56,82	56,82	0,19	394525,15	2612294,06
2	0,26	57,36	0,54	0,19	394525,15	24826,45
3	0,23	57,36	0	0,19	394525,15	0
4	0,2	57,39	0,03	0,19	394525,15	1379,25
5	0,17	57,61	0,22	0,19	394525,15	10114,48
6	0,17	59,24	1,63	0,19	394525,15	74939,09
7	0,17	59,24	0	0,19	394525,15	0
8	0,16	59,34	0,1	0,19	394525,15	4597,49
9	0,15	69	9,66	0,19	394525,15	444117,57
10	0,15	69,02	0,02	0,19	394525,15	919,5
11	0,15	69,56	0,54	0,19	394525,15	24826,45
12	0,15	76,88	7,33	0,19	394525,15	336996,05
13	0,15	76,95	0,07	0,19	394525,15	3218,24
14	0,15	89,14	12,2	0,19	394525,15	560893,83
15	0,15	89,58	0,44	0,19	394525,15	20228,96
16	0,14	89,76	0,18	0,19	394525,15	8275,48
17	0,14	90,58	0,82	0,19	394525,15	37699,42

- Suivant l'axe OY :

$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times w$$

$$\frac{S_a}{g} = 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \quad \text{Puisque } T_1 = 0,15S < T_y = 0,32S < T_2 = 0,50S$$

$$\frac{S_a}{g} = 2,5 \times 1 \times (1,25 \times 0,25) \times \left(\frac{1,05}{3}\right) = 0,27$$

Tableau VII.7 : la force sismique suivant l'axe OY

Mode	Période [sec]	$\Sigma a_i$	$a_i$	Sa/g	W( daN )	$V_i$ (daN )
1	0,35	0	0	0,27	394525,15	0,00
2	0,26	52,57	52,57	0,27	394525,15	5599850,53
3	0,23	61,23	8,66	0,27	394525,15	922478,71
4	0,2	64,29	3,06	0,27	394525,15	325956,68
5	0,17	64,31	0,01	0,27	394525,15	1065,22
6	0,17	64,31	0	0,27	394525,15	0,00
7	0,17	64,31	0	0,27	394525,15	0,00
8	0,16	64,87	0,56	0,27	394525,15	59652,20
9	0,15	65,09	0,22	0,27	394525,15	23434,79
10	0,15	79,36	14,27	0,27	394525,15	1520065,95
11	0,15	79,51	0,15	0,27	394525,15	15978,27
12	0,15	79,55	0,03	0,27	394525,15	3195,65
13	0,15	79,55	0	0,27	394525,15	0,00
14	0,15	79,55	0	0,27	394525,15	0,00
15	0,15	79,73	0,18	0,27	394525,15	19173,92
16	0,14	81,6	1,87	0,27	394525,15	199195,75
17	0,14	90,45	8,85	0,27	394525,15	942717,85

### VII.3.3.5 Combinaison des réponses modales

l'effort sismique a la base :

$$V_t = \sqrt{\sum_{i=1}^n V_i^2}$$

- Suivant l'axe OX :

$$V_{Tx} = 2731002,189 \text{ daN}$$

- Suivant l'axe OY :

$$V_{Ty} = 5882352,035 \text{ daN}$$

### VII.3.3.6 Distribution des forces selon la hauteur

La force latérale totale  $V_t$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant les formules :

$$V_i = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

- Suivant l'axe OX :

La force latérale totale  $V_t$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant les formules :

$$V_{tx} = F_k + \sum_{i=1}^n F_i$$

On a  $F_i=0$  puisque la période est inférieure à 0.7 S

Donc :

$$F_k = \frac{V_t \times W_k \times H_k}{\sum W_k \times H_k}$$

**Tableau VII .8 : distribution des forces sismique sur les étages suivant ox**

Niveau	$H_k$ ( m )	$W_k$ ( daN )	$H_k.W_k$ (daN )	$V_t$ (daN)	$F_k$ (daN)
01	3.06	156254.26	478138.04	2731002,189	549643.95
02	7.76	66252.26	514117.54	2731002,189	591004.22
03	12.4	111569.11	1383456.96	2731002,189	1590354.02
$\sum H_k.W_k$ (daN )			2375712.54		

- **Suivant l'axe OY :**

La force latérale totale  $V_t$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant les formules :

$$V_{tx} = F_k + \sum_{i=1}^n F_i$$

On a  $F_i=0$  puisque la période est inférieure à 0.7 S

Donc :

$$F_k = \frac{V_t \times W_k \times H_k}{\sum W_k \times H_k}$$

**Tableau VII .9: distribution des forces sismique sur les étages suivant oy**

Niveau	H <sub>k</sub> ( m )	W <sub>k</sub> ( daN )	H <sub>k</sub> .W <sub>k</sub> (daN )	V <sub>t</sub> (daN)	F <sub>k</sub> (daN)
01	3.06	156254.26	478138.04	5882352 ,035	1183887.46
02	7.76	66252.26	514117.54	5882352 ,035	1272974.03
03	12.4	111569.11	1383456.96	5882352 ,035	3425490.55
Σ H <sub>k</sub> .W <sub>k</sub> (daN )			2375712.54		

**Remarque**

Selon le RPA 99 version 2003 les résultats des forces sismiques a la base V<sub>t</sub> obtenue par la méthode dynamique spectrale ne doit pas être inférieur a 80% de la résultante des forces sismiques obtenue par la méthode statique équivalente

**VII.4 Méthode statique équivalente****VII.4.1 Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone, donnée en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Donné par le (RPA99. Tableau 4.1 page38)

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, et de la Période fondamentale de la structure (T ).

R : Coefficient de comportement global de la structure, donné en fonction du système de Contreventement.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids total de la structure

### VII.4.2 Détermination des coefficients de la force sismique totale

#### ➤ Coefficient d'accélération

Le coefficient d'accélération des zones est choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage.

Notre structure se situe en zone sismique (III) ; groupe d'usage de bloc (groupe 2)

**Donc : A=0,25**

#### ➤ Facteur d'amplification dynamique moyen D

Le facteur d'amplification dynamique moyen donné en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site donnée par RPA99 tableau 4.7 pag49

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où  $\zeta$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. On a un portique en acier et un remplissage dense.

Donc :  $\zeta = 5\%$

Quant  $\zeta = 5\% \Rightarrow \eta = 1 \geq 0,7 \Rightarrow$  vérifié

$T = 0.5\text{sec}$  (Site S3).

#### VII.4.3 La période fondamentale de la structure (T)

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$$

$h_N$ : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$h_N = 12.4\text{m}$ .

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

##### - Suivant l'axe OX

Portique auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie

$C_{T1} = 0,085$

$T_x = 0,56 \text{ s}$

##### - Suivant l'axe OY

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie

$C_{T2} = 0.050$

$T_Y = 0.32 \text{ s}$

Calcul le facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- A redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation

- la qualité du contrôle de la construction La valeur de Q est déterminée par la formule (4-4) :

$$Q=1+\sum Pq$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau :

Ce qui nous donne :

$$Q_x=1+0,1= 1,1$$

$$Q_y=1+0,05 = 1,05$$

### La force sismique totale

- Suivant l'axe OX

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

$$D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} \quad \text{puisque} \quad T_2 \leq T = 0,56 \leq 3.0S$$

$$D=2.32$$

$$V_{X-X} = \frac{0.25 \times 2.32 \times 1.1}{4} \times 394525.15 = 62926.76 \text{ daN}$$

- Suivant l'axe OY :

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

$$D = 2,5\eta \quad \text{puisque} \quad 0 \text{ s} \leq T = 0,32 \leq T_2 = 0,5 \text{ s}$$

$$D = 2,5$$

$$V_{Y-Y} = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1.05}{3} \times 394525.15 = 86302.38 \text{ daN}$$

#### VI.4.4 Distribution des efforts sismiques suivant la hauteur

La résultante des forces sismique à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure d'après la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

$F_t$  : Force concentrée au sommet avec  $F_t = 0$  pour  $T < 0.75$

$$F_i = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum_{i=1}^n W_j \times h_j}$$

$F_i$  : Force horizontale au niveau  $i$

$h_i$  : c'est le niveau du plancher considéré

**Tableau VII.10 : L'effet sismique sur chaque niveau**

Niveau	Sens	V(daN)	H <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> (daN)	F <sub>i</sub> (daN)
01	Transversale	62926.76	3.06	181454.26	10083.42
	Longitudinale	86302.38	3.06	181454.26	13829.15
02	Transversale	62926.76	7.76	68252.26	9618.29
	Longitudinale	86302.38	7.76	68252.26	13384.51
03	Transversale	62926.76	12.4	111569.11	25123.79
	Longitudinale	86302.38	12.4	111569.11	34456.61

#### Remarque :

La résultante des force sismique a la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure a 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8 V$  il faudra augmenter tous paramètres de la réponse (force, déplacements, moments.....) dans le rapport  $0.8 V/V_t$

Comparaison des résultats d'après RPA 99 V2003 ;  $V_t > 0.8 V$

Force sismique	V( daN ) statique équivalent	V <sub>t</sub> (daN) Spectrale	0.8 V	Observation
Transversale	62926.76	2731002,189	50341.41	OK
Longitudinale	86302.38	5882352 ,035	69041.91	OK

## VII -6-Distribution des efforts sismiques sur les files

### VII -6-1- La position du centre de masse

Les coordonnées du centre de masse C<sub>g</sub> (X<sub>g</sub>, Y<sub>g</sub>) sont données par la formule suivante :

$$X_t = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_{xi}} \quad \text{Et} \quad X_y = \frac{\sum M_{yi} \times Y_i}{\sum M_{yi}}$$

Les coordonnées des centres de gravité de toute la structure :

Est :

$$X_G = 19.44 \text{ (m)}$$

$$Y_G = 11.50 \text{ (m)}$$

### VI.6.2. La position de centre de torsion Ct :

Les coordonnées du centre de torsion Ct (X<sub>t</sub>, Y<sub>t</sub>) sont données par la formule suivante :

$$X_t = \frac{\sum I_i \times X_i}{\sum I_{xi}} \quad \text{Et} \quad X_y = \frac{\sum I_{yi} \times Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Les coordonnées des centres de gravité de toute la structure :

Est :

$$X_T = 11.50 \text{ (m)}$$

$$Y_T = 24.00 \text{ (m)}$$

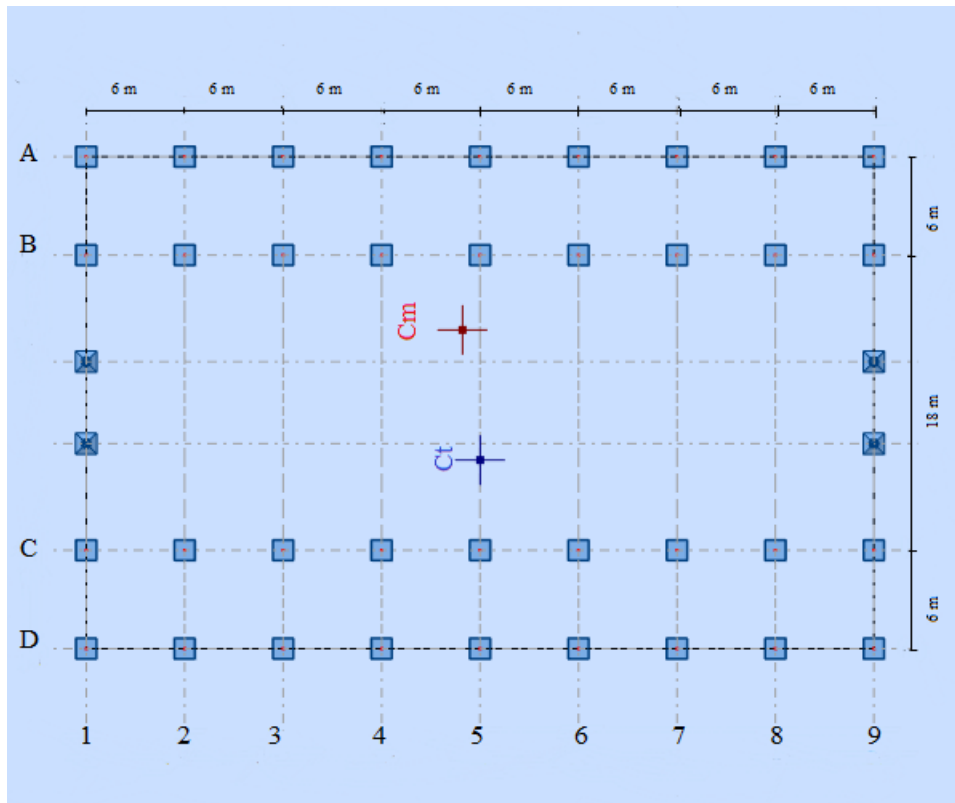


Figure VII.2 : Position du centre de gravité Cg et du centre de torsion Ct

#### VI.4.5 L'excentricité :

Les excentricités sont données par la relation suivante :

$$e = \begin{pmatrix} e_x \\ e_y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} X_g - X_{ct} \\ Y_g - Y_{ct} \end{pmatrix}$$

pour notre projet :

$$e = \begin{pmatrix} e_x \\ e_y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 19.44 - 11.50 \\ 25.07 - 24.00 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 7.94 \\ 1.07 \end{pmatrix}$$

Le RPA99 limite l'excentricité accidentelle à une valeur de 5% de la plus grande dimension de la structure, donc on va prendre comme excentricité accidentelle la valeur maximale des deux valeurs calculées et 5% de la plus grande dimension. (RPA99, §4.2.7.P47).

$$e_{th} = 5\% L_{max}$$

$$e_{th\ x} = 0.05 * 30 = 1.5 \text{ m}$$

$$e_{th\ y} = 0.05 * 48 = 2.4 \text{ m}$$

- La force sismique appliquée au niveau de chaque étage, suivant les directions (OX, OY), se répartie sur le système de contreventement et sur les portiques auto stables respectivement.

Cette répartition est basée sur le principe suivant:

- L'élément le plus rigide et le plus loin du centre de torsion prend le pourcentage le plus grand de l'effort sismique. La distribution des forces sismiques se fait à l'aide de la formule suivante :

$$F_i^K = F_i \times \left[ \left( \frac{I_i}{\sum I_i} \right) + \left( \frac{e \times I_i \times d_i}{\sum I_i \times d_i^2} \right) \right]$$

$F_i^K$ : La force sismique qui revient à la file i du niveau K.

$F_i \times \left( \frac{I_i}{\sum I_i} \right)$ : Condition due à la translation.

$F_i \times \left( \frac{e \times I_i \times d_i}{\sum I_i \times d_i^2} \right)$ : Contribution à la rotation.

$d_i$ : La distance entre la file i et le centre de torsion suivant la direction X-X ou Y-Y.

$I_i$ : l'inertie de la file.

$e$ : excentricité la plus défavorable .

$F_i$ : la force sismique appliquée au niveau de chaque étage suivant les directions O-X et O-Y.

#### VII.4.6 Répartition les forces suivant l'axe OX :

$$e_x = 1.5 \text{ m}$$

$$I_{y(\text{HEA340})} = 97690 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$F_1 = 10083.42 \text{ daN}$$

$$F_2 = 9618.29 \text{ daN}$$

$$F_3 = 25123.79 \text{ daN}$$

**Tableau VII.11 : Distribution des forces sismiques sur les files**

File	$d_i$ (m)	Niveau 1 (daN)	Niveau 2 (daN)	Niveau 3 (daN)
1	24	10713.63	10219.43	26694.02
2	18	10923.7	10419.81	27217.43
3	12	11343.84	10820.57	28264.26
4	6	12604.27	12022.86	31404.73
5	0	10083.42	9618.29	25123.79
6	6	12604.27	12022.86	31404.73
7	12	11343.84	10820.57	28264.26
8	18	10923.7	10419.81	27217.43
9	24	10713.63	10219.43	26694.02

**VII.4.7 Répartition les forces suivant l'axe OY :**

$$e_Y = 2.4 \text{ m}$$

$$F_1 = 13829.15 \text{ daN}$$

$$F_1 = 13384.51 \text{ daN}$$

$$F_1 = 34456.61 \text{ daN}$$

**Tableau VII.12 : Distribution des forces sismiques sur les files**

File	$d_i$ (daN)	Niveau1 (daN)	Niveau 2 (daN)	Niveau 3 (daN)
A	18.5	15623.2	15120.87	38926.65
B	12.5	16484.34	15954.33	41072.27
C	5.5	19863.68	19225.02	49492.22
D	11.5	16715.23	16177.79	41647.55

**VII.5 Conclusion**

Dans le chapitre On a déterminé les efforts sismiques maximum qui agissent sur notre structure lors d'un séisme, les efforts obtenus dans ce chapitre seront utilisés pour le dimensionnement des portiques et des contreventements.



# Chapitre VIII :

Etude contreventements et stabilités

## Étude des contreventements et Stabilités

### VIII.1 Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets sismique, choc...etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les longs pans.

### VIII.2 Différents types de contreventements

#### A. Contreventements de toiture (poutre au vent) :

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

#### B. Contreventements de façades (palée de stabilité) :

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

### VIII.3 Calcul de la force de frottement

$$\frac{d}{b} = \frac{48}{30} = 1.6 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{48}{12.4} = 3.87 > 3$$

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

$F_{fr}$  : Force de frottement

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

$$C_{fr} = 0,04$$

La force de frottement sera donc :

- **Pour la toiture :**

$$S_{fr} = \left( 48 \times \frac{15}{\cos 15} \right) \times 2 = 1490.80 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = Q_{dym} \times C_{fr} \times S_{fr} = 69.375 \times 0.04 \times 1490.80 = 4136.97 \text{ daN}$$

- **Pour la paroi :**

$$S_{fr} = 48 \times 10.8 \times 2 = 1036.8 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = Q_{dym} \times C_{fr} \times S_{fr} = 66.625 \times 0.04 \times 1036.8 = 2763.072 \text{ daN}$$

Donc la force de frottement :

$$F_{fr} = 4136.97 + 2763.072 = 6900.042 \text{ daN}$$

#### VIII.4 Calcul de la poutre au vent

##### 1- Evaluation des efforts horizontaux

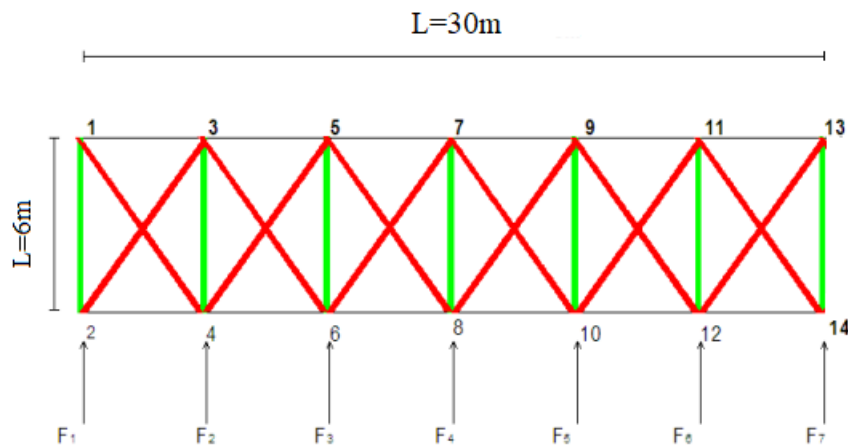


Figure VIII.1: Schéma de la poutre au vent

$$F_i = (W_i \times S_i) + \left( \frac{F_{fr}}{n} \right) \quad \text{Avec } i = 1, 2, 3, \dots$$

$W_i$  : la charge de vent sur le pignon. Donc :  $W_i = 66,28 \text{ daN/m}^2$

$S_i$  : l'aire d'action du vent.....  $S_i = h_i \times \frac{l_i}{2}$

$F_{fr}$  : Force de frottement

n : Nombre des nœuds. n = 14

**Tableau VIII.1 : Efforts horizontaux**

$h_i$	$l_i$	$S_i$	$W_i$	$F_{fr}$	$F_i$ (daN)
9,73	3,045	14,813	66,28	6900.042	1474,665
10,8	5,33	28,782	66,28	6900.042	2400,531
11,60	4,57	26,506	66,28	6900.042	2249,677
12,4	4,57	28,334	66,28	6900.042	2370,837
11,60	4,57	26,506	66,28	6900.042	2249,677
10,8	5,33	28,782	66,28	6900.042	2400,531
6,70	3,045	10,201	66,28	6900.042	1168,982

## 2- Détermination les réactions $R_A$ et $R_B$

$$R_A = R_B = \sum \frac{F_i}{2}$$

$$R_A = R_B = 7157,45 \text{ daN}$$

$$\alpha = 44.573^\circ$$

$$\beta = 53.313^\circ$$

3- Effort de traction dans les diagonales

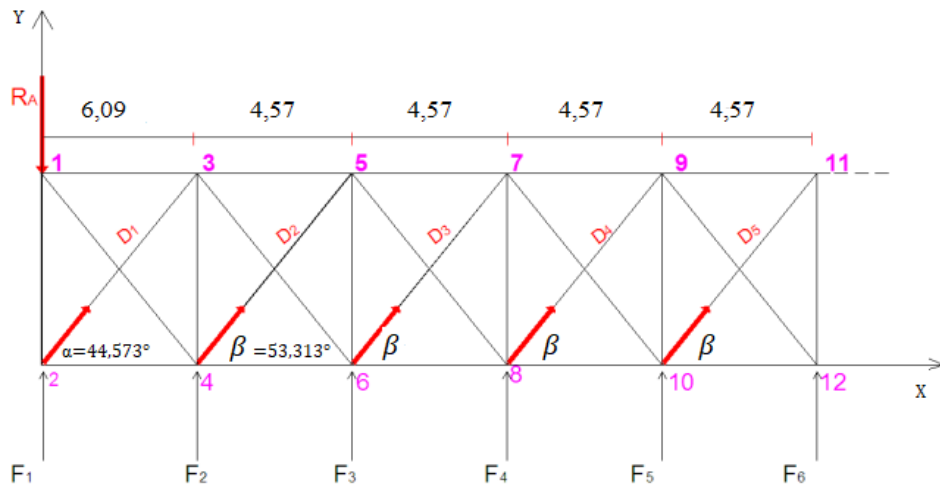


Figure VIII.2 : Découpage des nœuds

- Les efforts internes :

➤ **Noeud 1:**

$$Y \rightarrow -R_A - F_{12} = 0 \qquad F_{12} = -7157,45 \text{ daN}$$

$$X \rightarrow F_{13} = 0 \text{ daN}$$

➤ **Noeud 2:**

$$Y \rightarrow F_1 + F_{21} + F_{23} \cdot \sin \alpha = 0 \qquad F_{23} = 8106,68 \text{ daN}$$

$$X \rightarrow F_{24} + F_{23} \cdot \cos \alpha = 0 \qquad F_{24} = -5771,95 \text{ daN}$$

➤ **Noeud 3:**

$$Y \rightarrow -F_{34} - F_{32} \cdot \sin \alpha = 0 \qquad F_{34} = -5682,78 \text{ daN}$$

$$X \rightarrow F_{35} - F_{31} - F_{32} \cdot \cos \alpha = 0 \qquad F_{35} = 5771,95 \text{ daN}$$

➤ **Noeud 4:**

$$Y \rightarrow F_2 + F_{43} + F_{45} \cdot \sin \beta = 0 \qquad F_{45} = 4097,69 \text{ daN}$$

$$X \rightarrow F_{46} - F_{42} + F_{45} \cdot \cos \beta = 0 \qquad F_{46} = -5218,27 \text{ daN}$$

➤ **Noeud 5:**

$$Y \rightarrow -F_{56} - F_{54} \cdot \sin \beta = 0 \qquad F_{56} = -3282,25 \text{ daN}$$

$$X \rightarrow F_{57} - F_{53} - F_{54} \cdot \cos \beta = 0 \qquad F_{57} = 9217,80 \text{ daN}$$

➤ **Nœud 6 :**

$$Y \rightarrow F_{65} + F_3 + F_{67} \cdot \sin \beta = 0 \quad F_{67} = - 1289.10 \text{ daN}$$

$$X \rightarrow F_{68} - F_{64} + F_{67} \cdot \cos \beta = 0 \quad F_{68} = - 4448.68 \text{ daN}$$

➤ **Nœud 7 :**

$$Y \rightarrow - F_{78} - F_{76} \cdot \sin \beta = 0 \quad F_{78} = 1032.57 \text{ daN}$$

$$X \rightarrow F_{79} - F_{75} - F_{76} \cdot \cos \beta = 0 \quad F_{79} = 8448.21 \text{ daN}$$

➤ **Nœud 8 :**

$$Y \rightarrow F_{87} + F_4 + F_{89} \cdot \sin \beta = 0 \quad F_{89} = - 4248.95 \text{ daN}$$

$$X \rightarrow F_{810} - F_{86} + F_{89} \cdot \cos \beta = 0 \quad F_{810} = - 1912.07 \text{ daN}$$

➤ **Nœud 9 :**

$$Y \rightarrow - F_{910} - F_{98} \cdot \sin \beta = 0 \quad F_{910} = 3403.41 \text{ daN}$$

$$X \rightarrow F_{911} - F_{97} - F_{98} \cdot \cos \beta = 0 \quad F_{911} = - 5911.58 \text{ daN}$$

➤ **Nœud 10 :**

$$Y \rightarrow F_{109} + F_5 + F_{1011} \cdot \sin \beta = 0 \quad F_{1011} = - 7057.54 \text{ daN}$$

$$X \rightarrow F_{1012} - F_{108} + F_{1011} \cdot \cos \beta = 0 \quad F_{1012} = 2301.28 \text{ daN}$$

➤ **Nœud 11 :**

$$Y \rightarrow - F_{1112} - F_{1110} \cdot \sin \beta = 0 \quad F_{1112} = 5653.09 \text{ daN}$$

$$X \rightarrow F_{1113} - F_{119} - F_{1110} \cdot \cos \beta = 0 \quad F_{1113} = - 10124.93 \text{ daN}$$

➤ **Nœud 12 :**

$$Y \rightarrow F_{1211} + F_6 + F_{1213} \cdot \sin \alpha = 0 \quad F_{1213} = - 11488.76 \text{ daN}$$

$$X \rightarrow F_{1214} - F_{1210} + F_{1213} \cdot \cos \alpha = 0 \quad F_{1214} = 10481.28 \text{ daN}$$

D'après la méthode d'isolation des nœuds, la diagonale la plus sollicitée est D<sub>6</sub>, avec :

$$N_{sd} = 11488.76 \text{ daN}$$

## 4- Vérification des diagonales à la traction

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$A = \frac{1,1 \times 11488,76}{27,5} = 495,55 \text{ mm}^2 \rightarrow A = 4,955 \text{ cm}^2$$

Donc pour la poutre au vent on prendra des cornières de dimensions : CAE60×6

$A = 6,91 \text{ cm}^2$  avec des boulons 16mm et de classe 10.9 donc  $d_0 = 18 \text{ mm}$

- La condition à vérifier est :

$$\gamma_{M_0} = 1,1.$$

$$\gamma_{M_2} = 1,25.$$

$$f_y = 27,5 \text{ daN/mm}^2.$$

$$f_u = 43 \text{ daN/mm}^2.$$

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd} \text{ Avec : } N_{t,Rd} = \min(N_{PL,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd})$$

Avec :

$$A_{net} = A - A_b = 691 - (6 \times 16,9) = 589,6 \text{ mm}^2$$

$$N_{PL,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{691 \times 27,5}{1,1} = 17275 \text{ daN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,9 \times 589,6 \times 43}{1,25} = 18254,016 \text{ daN}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{589,6 \times 27,5}{1,1} = 14740 \text{ daN}$$

$$N_{t,Rd} = \min(N_{PL,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}) = N_{t,Rd} = \min(17275 ; 18254,016 ; 14740)$$

$$N_{t,sd} = 11488,76 \text{ daN} \leq N_{t,Rd} = 14740 \text{ daN} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

**VIII.5 Vérification de sablière**

Les sablières qui sont des travaillent simultanément à la flexion déviée sous l’action de charges verticales provenant de la toiture et à la compression sous l’action de l’effort normal égale à la réaction de la poutre au vent.

Les sablières sont vérifiées à la flexion composée à cause :

- La compression du vent qui agit sur le pignon ou la force de séisme
- Flexion due à leurs poids propre.

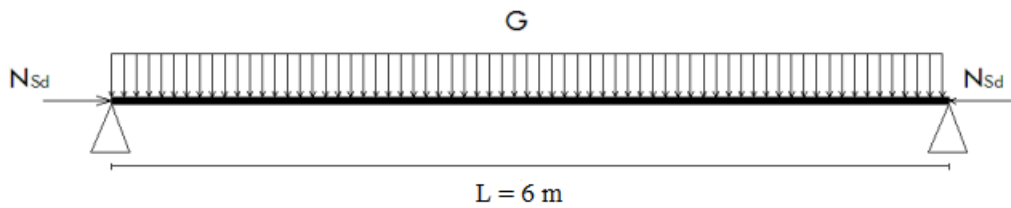
On prend HEA160 comme panne sablière.

Le cas la plus défavorable est :  $R_A = 7157,45 \text{ daN}$

✓ **Les caractéristiques sont :**

**Tableau VIII.2 : Caractéristique et dimension de HEA160**

h (mm)	b (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	d (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	P (daN/m)
152	160	6	9	15	104	38.8	30.4
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (c m <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
1673	220	6.56	245	616	76.95	4.52	118



**Figure VIII. 3 : Panne sablière**

**VIII.5.1 Vérification d’élément comprimé et fléchi**

La formule utilisée pour la vérification au flambement est :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \left( \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{sd,y}}{W_{pl,y} \left( \frac{f_y}{\gamma_{M_1}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{sd,z}}{W_{pl,z} \left( \frac{f_y}{\gamma_{M_1}} \right)} \leq 1$$

$N_{sd} = 7157,45 \text{ daN}$

$$M_{y, sd} = \frac{Q \times l^2}{8} = \frac{30,4 \times 6^2}{8} = 136,8 \text{ daN.m}$$

$$x_{min} = \min(x_y; x_z) \text{ Avec: } x_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}}$$

Facteur d'imperfection  $\alpha$  :

$$h/b = 152/160 = 0.95 < 1.2$$

$t_f = 0.9 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \rightarrow$  L'axe de flambement suivante :

**Tableau VIII.3 : Coefficients de flambement correspondant à la section HEA160**

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection $\alpha$
y-y'	a	$\alpha = 0.21$
z-z'	b	$\alpha = 0.34$

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

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{6.56} = 91.34$$

$\lambda_1 = 93.3\varepsilon$  Avec  $\varepsilon = 0.92$  et  $\beta_w = 1$  ( section de classe 1 )

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{91.34}{86.38} \right) \cdot \sqrt{1} = 1.057 > 0.2 \text{ donc il y'a un risque de flambement}$$

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

$$\varphi_y = 0,5 \left[ 1 + 0.21(1.057 - 0,2) + 1.057^2 \right] = 1.1486$$

$$x_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} = 0.626$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{600}{4.52} = 132.74$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{132.74}{86.38} \right) \cdot \sqrt{1} = 1.536 > 0.2 \text{ donc il y'a un risque de flambement}$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + 0,34(1,536 - 0,2) + 1,536^2] = 1,90$$

$$x_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0,5}} = 0,331$$

$$x_{min} = \min(0,626; 0,33) = 0,331$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{Avec } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$\beta_{M,y} = 1,3$  (Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion)

$$\mu_y = -1,366 \quad \text{et} \quad k_y = 2,1187$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \left( \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{sd,y}}{W_{pl,y} \left( \frac{f_y}{\gamma_{M_1}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{sd,z}}{W_{pl,z} \left( \frac{f_y}{\gamma_{M_1}} \right)} \leq 1$$

AN :

$$0,82 + 0,05 = 0,86 < 1 \rightarrow \text{donc la condition est vérifiée}$$

### VIII.6 Etude des pallées de stabilité

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

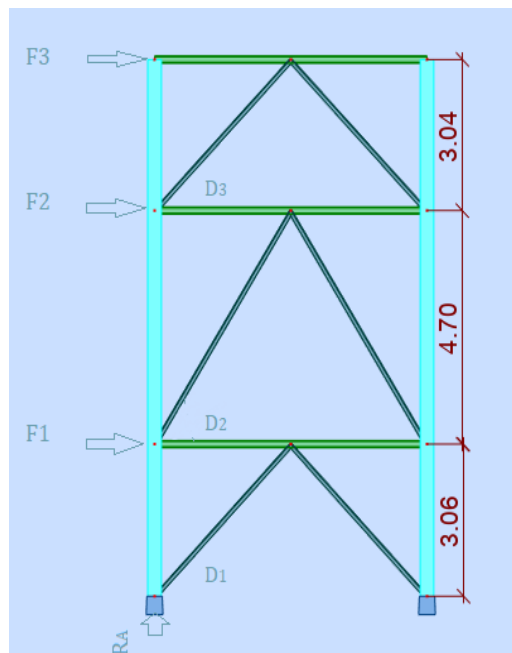


Figure VIII.4 : Schématisation des efforts sur la palée de stabilité

**VIII.6.1 Evaluation des charges :**

L'effort horizontal qui agit sur la structure est :

- L'effort sismique.
- L'effort horizontal longitudinal du pont roulant.
- La Réaction de la poutre au vent.

**A- Calcul des diagonales**

$$F_1 = 1,2 E_{y1} = 1,2 \times 19863,68 = 23836,42 \text{ daN}$$

$$F_2 = 1,2 E_{y2} + H_{L1} = (1,2 \times 19225,02) + 1058 = 24128,02 \text{ daN}$$

$$F_3 = 1,2 E_{y3} = 1,2 \times 49492,22 = 59390,66 \text{ daN}$$

**B- Calcul des angles des diagonales**

$$\alpha = 45,57^\circ$$

$$\beta = 57,45^\circ$$

$$\gamma = 45,38^\circ$$

**C- Calcul des longueurs des diagonales**

$$D1 = \sqrt{(3)^2 + (3,06)^2} = 4,29 \text{ m}$$

$$D2 = \sqrt{(3)^2 + (4,70)^2} = 5,58 \text{ m}$$

$$D3 = \sqrt{(3)^2 + (3,04)^2} = 4,27 \text{ m}$$

**D- Vérification des diagonales à la traction**

a) **Pour le diagonal D<sub>3</sub>**

$$N_{sd} = \frac{F_3}{2 \cos \gamma}$$

$$N_{sd} = 42276,86 \text{ daN}$$

$$\text{Il faut vérifier que : } A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} \times 1,1 = 16,91 \text{ cm}^2$$

b) **Pour le diagonal D<sub>2</sub>**

$$N_{sd} = \frac{F_3 + F_2}{2\cos\beta}$$

$$N_{sd} = 77614.48 \text{ daN}$$

Il faut vérifier que :  $A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} \times 1.1 = 31 \text{ cm}^2$

c) **Pour le diagonal D<sub>3</sub>**

$$N_{sd} = \frac{F_3 + F_2 + F_1}{2\cos\alpha}$$

$$N_{sd} = 76678.12 \text{ daN}$$

Il faut vérifier que :  $A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} \times 1.1 = 30.67 \text{ cm}^2$

→ On prendra une double cornière : DCED 90×9 de section  $A = 31 \text{ cm}^2$ , avec des boulons 20mm et de classe 10.9 donc  $d_0 = 22 \text{ mm}$

### VIII.6.2 Vérification à la traction des diagonales

Vérifier la diagonale plus sollicitée D<sub>2</sub>, la condition est :

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \text{ Avec : } N_{t,Rd} = \min(N_{PL,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd})$$

$$\gamma_{M0} = 1,1 \text{ ( Section brutes de classe 1,2,3 )}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \text{ ( Section nettes au droit des trous )}$$

$$f_y = 27.5 \text{ daN/mm}^2 ; f_u = 43 \text{ daN/mm}^2$$

$$A_{net} = 2 A - 2 A_b = 6200 - 2(9 \times 25.4) = 5742.8 \text{ mm}^2$$

$$N_{PL,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6200 \times 27,5}{1,1} = 155000 \text{ daN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = 177797.09 \text{ daN}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 143570 \text{ daN}$$

$$N_{t,Rd} = \min(N_{PL,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}) = N_{t,Rd} = \min(155000 ; 177797.09 ; 143570)$$

$$N_{t,Sd} = 77614.48 \text{ daN} \leq N_{t,Rd} = 143570 \text{ daN} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

**VIII.7 Conclusion**

Les éléments étudiés dans ce chapitre servent à stabiliser la structure dans le sens longitudinal contre les différentes actions extérieures, par contre dans l'autre sens la stabilité est assurée par le portique auto stable ordinaire qui fera l'objet d'étude pour le chapitre suivant .

Les calculs ont donné les résultats suivants :

- Pour la poutre au vent nous avons des cornières CAE60×6
- Pour la palée de stabilité nous avons des doubles cornières DCED 90×9
- Pour les Sablières nous avons HEA160



# Chapitre IX :

## Etude des portiques

## Etude des portiques

### IX.1 Introduction

Après avoir étudié la stabilité longitudinale qui est assurée par le palée de stabilité nous allons vérifier la stabilité transversale qui est assurée par la rigidité du portique (Portique auto stable ordinaire) qui reprendra tous les efforts transversaux et les transmettra aux fondations sans présenter de grandes déformations.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles il pourrait être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres) elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

### IX.2 Calcul de portique de l'hangar

Le calcul est effectué par le logiciel Robot structural analyse Professional 2019 les notes de calcul sont données par famille on s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.

Nous avons exposé dans ce chapitre, ce que nous avons jugé le plus important

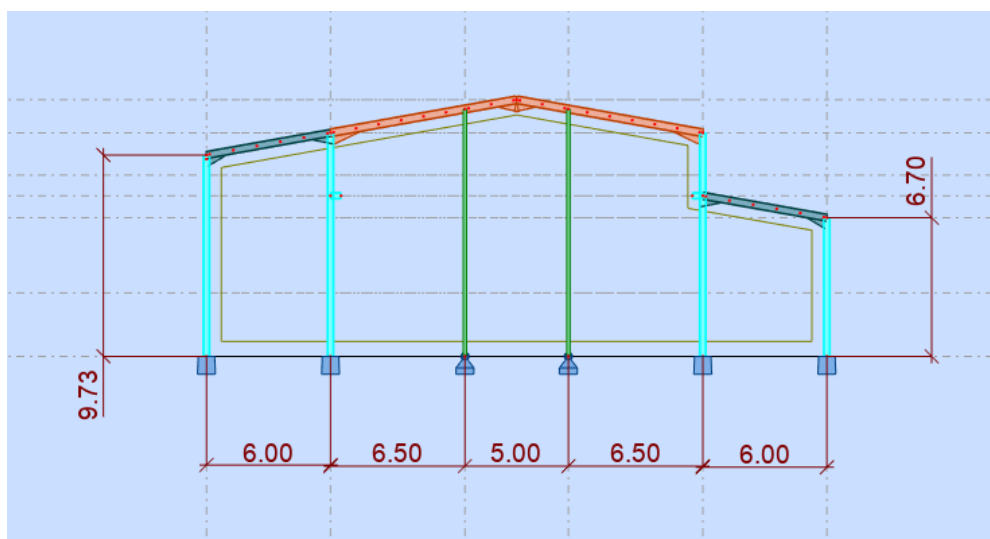


Figure IX.1 : vue de portique

### IX.3 Bilan des charges

#### a) Charges permanentes

- G1 poids du Plancher
- G2 poids de la Toiture

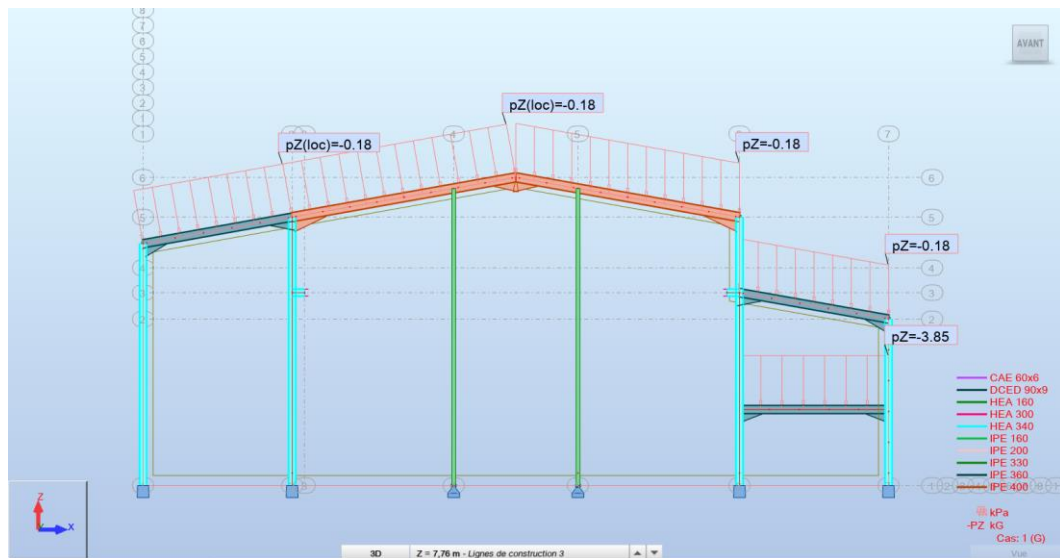


Figure IX.2 : Distribution des charges permanentes

#### b) Charges d'exploitation

- Charges d'exploitation de plancher Q1

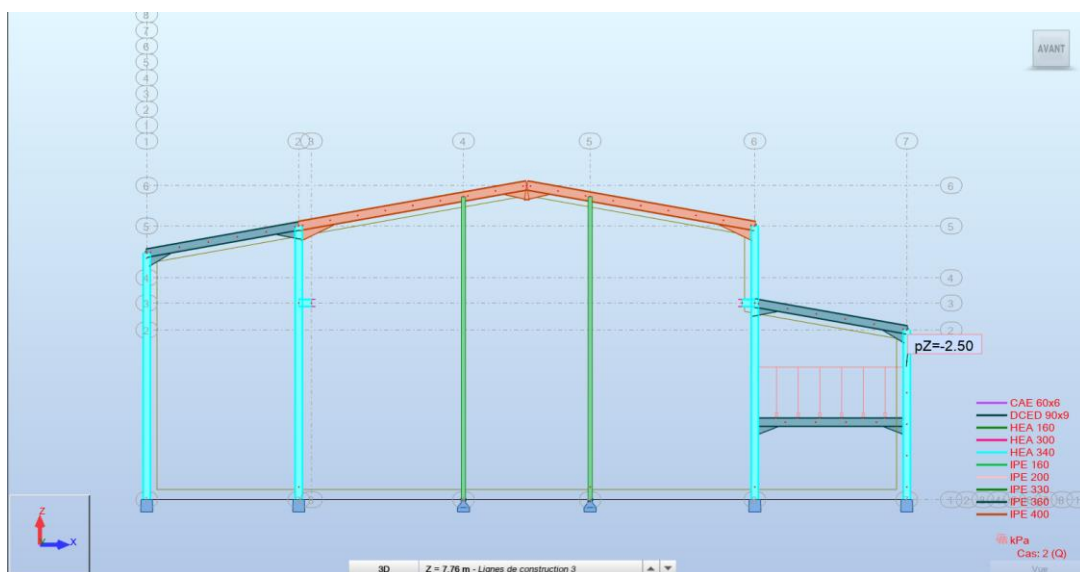


Figure IX.3 : Charges d'exploitation de plancher

- Charges d'exploitation du pont roulant

$$Q_{r \max} = F_{z1}$$

$$Q_{r \min} = F_{z2}$$

$$H_{L, 1} = F_{Y1}$$

$$H_{L, 2} = F_{Y2}$$

$$H_{T, 1} = F_{X1}$$

$$H_{T, 2} = F_{X2}$$

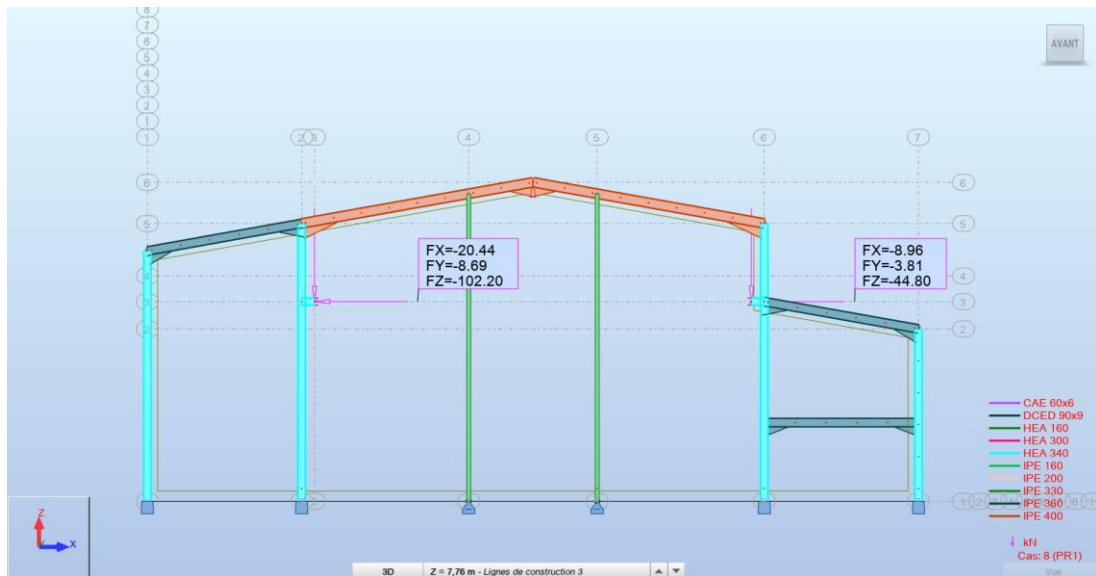


Figure IX.4 : Charges d'exploitation du pont roulant

c) Charges climatiques

- Charge de neige S
- Charge du vent  $V_1, V_2, V_3, V_4$

d) Charges sismique

- $E_x$
- $E_y$

IX.4 Combinaisons d'action

Tableau IX.1 : combinaisons ACC

91 (C)	G+0.8Ex	Combinaison liné	ACC	permanente	1*1.00
92 (C)	G-0.8Ex	Combinaison liné	ACC	permanente	1*1.00
93 (C)	G+0.8Ey	Combinaison liné	ACC	permanente	1*1.00
94 (C)	G-0.8Ey	Combinaison liné	ACC	permanente	1*1.00
97 (C) (CQC)	G+Q+1.2Ey	Combinaison liné	ACC	permanente	(1+2)*1.00+14*1.20
98 (C) (CQC)	G+Q+1.2Ex	Combinaison liné	ACC	permanente	(1+2)*1.00+13*1.20

**Tableau IX.2 : combinaisons a l'ELU**

22 (C)	1.35G+1.5V2	Combinaison liné	ELU	permanente	1*1.35+4*1.50
23 (C)	1.35G+1.5V3	Combinaison liné	ELU	permanente	1*1.35+2*1.50
24 (C)	1.35G+1.5V4	Combinaison liné	ELU	permanente	1*1.35+2*1.50
25 (C)	1.35G+1.5S	Combinaison liné	ELU	permanente	1*1.35+7*1.50
26 (C)	1.35G+1.5PR1	Combinaison liné	ELU	permanente	1*1.35+8*1.50
27 (C)	1.35G+1.5PR2	Combinaison liné	ELU	permanente	1*1.35+9*1.50
28 (C)	1.35G+1.5PR3	Combinaison liné	ELU	permanente	1*1.35+10*1.50
29 (C)	1.35G+1.5PR4	Combinaison liné	ELU	permanente	1*1.35+11*1.50
30 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+3)*1.35
31 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+4)*1.35
32 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+5)*1.35
33 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+6)*1.35
34 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+7)*1.35
35 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+8)*1.35
36 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+9)*1.35
37 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+10)*1.35
38 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+11)*1.35
39 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+3+8)*1.35
40 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+3+9)*1.35
41 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+3+10)*1.35
42 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+3+11)*1.35
43 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+4+8)*1.35
44 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+4+9)*1.35
45 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+4+10)*1.35
46 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+4+11)*1.35
47 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+5+8)*1.35
48 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+5+9)*1.35
49 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+5+10)*1.35
50 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+5+11)*1.35
51 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+6+8)*1.35
52 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+6+9)*1.35
53 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+6+10)*1.35
54 (C)	1.35G+1.35Q+1.	Combinaison liné	ELU	permanente	(1+2+6+11)*1.35

**Tableau IX.3 : combinaisons a l'ELS**

55 (C)	G+Q	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2)*1.00
56 (C)	G+V1	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+3)*1.00
57 (C)	G+V3	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+5)*1.00
58 (C)	G+V4	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+6)*1.00
59 (C)	G+S	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+7)*1.00
60 (C)	G+PR1	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+8)*1.00
61 (C)	G+PR2	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+9)*1.00
63 (C)	G+PR3	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+10)*1.00
64 (C)	G+PR4	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+11)*1.00
65 (C)	G+Q+V1	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+3)*1.00
66 (C)	G+Q+V2	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+4)*1.00
67 (C)	G+Q+V3	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+5)*1.00
68 (C)	G+Q+V4	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+6)*1.00
69 (C)	G+Q+S	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+7)*1.00
70 (C)	G+Q+PR1	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+8)*1.00
71 (C)	G+Q+PR2	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+9)*1.00
72 (C)	G+Q+PR3	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+10)*1.00
73 (C)	G+Q+PR4	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+11)*1.00
74 (C)	G+Q+V1+PR1	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+3+8)*1.00
75 (C)	G+Q+V1+PR2	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+3+9)*1.00
76 (C)	G+Q+V1+PR3	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+10)*1.00
77 (C)	G+Q+V1+PR4	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+3+11)*1.00
78 (C)	G+Q+V2+PR1	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+4+8)*1.00
79 (C)	G+Q+V2+PR2	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+4+9)*1.00
80 (C)	G+Q+V2+PR3	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+4+10)*1.00
81 (C)	G+Q+V2+PR4	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+4+11)*1.00
82 (C)	G+Q+V3+PR1	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+5+8)*1.00
83 (C)	G+Q+V3+PR2	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+5+9)*1.00
84 (C)	G+Q+V3+PR3	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+5+10)*1.00
85 (C)	G+Q+V3+PR4	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+5+11)*1.00
86 (C)	G+Q+V4+PR1	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+6+8)*1.00
87 (C)	G+Q+V4+PR2	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+6+9)*1.00
88 (C)	G+Q+V4+PR3	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+6+10)*1.00
89 (C)	G+Q+V4+PR4	Combinaison liné	ELS	permanente	(1+2+6+11)*1.00

## IX.5 Réactions dans le Repère global

Extrêmes globales

**Tableau IX.4 : valeur des réactions**

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	69,06	43,43	315,86	85,00	98,55	0,60
<b>Noeud</b>	26	84	16	84	14	84
<b>Cas</b>	ELU/26	ELU/18	ELU/2	ELU/16	ELU/1	ELU/16
<b>MIN</b>	-83,02	-40,59	-49,96	-91,47	-108,56	-0,64
<b>Noeud</b>	28	84	42	84	28	84
<b>Cas</b>	ELU/83	ELU/12	ELU/48	ELU/14	ELU/83	ELU/14

## IX.6 Déplacements

Extrêmes globaux

**Tableau IX.5 : valeur des déplacements**

	UX [mm]	UY [mm]	UZ [mm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
<b>MAX</b>	66,2	31,8	24,0	0,025	0,006	0,048
<b>Noeud</b>	509	122	338	90	47	716
<b>Cas</b>	98 (C) (CQC)	97 (C) (CQC)	13	97 (C) (CQC)	13	ELU/14
<b>Mode</b>			CQC		CQC	
<b>MIN</b>	-16,6	-25,2	-25,5	-0,017	-0,004	-0,045
<b>Noeud</b>	702	648	328	99	333	716
<b>Cas</b>	ELU/70	ELU/14	ELU/53	ELU/12	ELU/53	ELU/16
<b>Mode</b>						

## IX.7 Efforts

Extrêmes globaux

**Tableau IX.6 : valeur des efforts**

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	360,08	43,43	169,53	1,68	121,70	91,47
<b>Barre</b>	45	68	484	68	38	68
<b>Noeud</b>	46	84	533	85	532	84
<b>Cas</b>	97 (C) (CQC)	ELU/18	ELU/26	ELU/18	ELU/83	ELU/14
<b>Mode</b>						
<b>MIN</b>	-78,96	-40,59	-177,19	-1,59	-215,70	-85,00
<b>Barre</b>	37	68	484	68	484	68
<b>Noeud</b>	36	84	534	85	534	84
<b>Cas</b>	5	ELU/12	ELU/81	ELU/12	ELU/81	ELU/16
<b>Mode</b>						

## IX.8 Contraintes

Extrêmes globale

Tableau IX.7 : valeurs des contraintes

	S max [MPa]	S min [MPa]	S max(My) [MPa]	S max(Mz) [MPa]	S min(My) [MPa]	S min(Mz) [MPa]	Fx/Ax [MPa]
<b>MAX</b>	199,91	49,41	101,70	184,51	2,57	3,96	49,41
Barre	68	401	484	68	465	1554	401
Noeud	84	529	534	84	517	228	529
Cas	ELU/14	97 (C) (CQC)	ELU/81	ELU/14	97 (C) (CQC)	ELU/13	97 (C) (CQC)
Mode							
<b>MIN</b>	-24,36	-193,40	-1,18	-1,33	-105,76	-184,51	-24,36
Barre	434	68	473	471	1554	68	434
Noeud	15	84	574	572	4	84	15
Cas	ELU/80	ELU/14	ELU/99	ELU/99	ELU/13	ELU/14	ELU/80
Mode							

## IX.9 Note de calcul pour le poteau du hangar

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 68

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 ELU /14/ 1\*1.35 + 6\*1.50

MATERIAU:

ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 340

h=33.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=99.00 cm<sup>2</sup>Az=44.95 cm<sup>2</sup>Ax=133.47 cm<sup>2</sup>

tw=0.9 cm

Iy=27693.10 cm<sup>4</sup>Iz=7436.00 cm<sup>4</sup>Ix=127.71 cm<sup>4</sup>

tf=1.7 cm

Wely=1678.37 cm<sup>3</sup>Welz=495.73 cm<sup>3</sup>

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N.sd = 43.44 kN

My.sd = 20.39 kN\*m

Mz.sd = 91.47 kN\*m

Vy.sd = 43.43 kN

Nc.rd = 3670.43 kN

Mply.rd = 508.88 kN\*m

Mplz.rd = 207.89 kN\*m

Vply.rd = 1571.84 kN

Nb.rd = 1651.61 kN

Mny.rd = 508.88 kN\*m

Mnz.rd = 207.86 kN\*m

Vz.sd = -4.45 kN

Vplz.rd = 713.64 kN

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 10.80 \text{ m}$

$L_{fy} = 5.40 \text{ m}$

$\lambda_y = 37.49$

$\lambda_y = 0.43$

$X_y = 0.91$

$k_y = 0.99$



en z:

$L_z = 10.80 \text{ m}$

$L_{fz} = 7.56 \text{ m}$

$\lambda_z = 101.28$

$\lambda_z = 1.17$

$X_z = 0.45$

$k_z = 1.02$

**FORMULES DE VERIFICATION:**

$(M_y.s.d/M_{ny.r.d})^a + (M_z.s.d/M_{nz.r.d})^b = 0.44 < 1.00 \quad (5.35) \quad a=2.00 \quad b=1.00$

$N.s.d / (X_{min} * A * f_y / gM1) + k_y * M_y.s.d / (W_{ply} * f_y / gM1) + k_z * M_z.s.d / (W_{plz} * f_y / gM1) = 0.51 < 1.00 \quad (5.51)$

$V_y.s.d / V_{ply.r.d} = 0.03 < 1.00 \quad V_z.s.d / V_{plz.r.d} = 0.01 < 1.00 \quad (5.20)$

**DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches (REPERE LOCAL):** Non analysé**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

$v_x = 40.0 \text{ mm} < v_x \text{ max} = L/100.00 = 108.0 \text{ mm}$

Vérfié

**Cas de charge décisif:** 13 E\_X

$v_y = 11.1 \text{ mm} < v_y \text{ max} = L/100.00 = 108.0 \text{ mm}$

Vérfié

**Cas de charge décisif:** 14 E\_Y**Profil correct !!!****IX.10 Note de calcul pour le poteau de la mezzanine****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 37**POINT:** 7**COORDONNEE:**  $x = 1.00 L =$ 

3.06 m

**CHARGEMENTS:****Cas de charge décisif:** 15 ELU /26/  $1 * 1.35 + 2 * 1.35 + 4 * 1.35 + 9 * 1.35$ **MATERIAU:**ACIER E28  $f_y = 275.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 340**

$h = 33.0 \text{ cm}$

$gM0 = 1.00$

$gM1 = 1.00$

$b = 30.0 \text{ cm}$

$A_y = 99.00 \text{ cm}^2$

$A_z = 44.95 \text{ cm}^2$

$A_x = 133.47 \text{ cm}^2$

$tw = 0.9 \text{ cm}$

$I_y = 27693.10 \text{ cm}^4$

$I_z = 7436.00 \text{ cm}^4$

$I_x = 127.71 \text{ cm}^4$

$tf = 1.7 \text{ cm}$

$W_{ely} = 1678.37 \text{ cm}^3$

$W_{elz} = 495.73 \text{ cm}^3$

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N.s.d = 240.05 \text{ kN}$

$M_y.s.d = -122.56 \text{ kN} * \text{m}$

$M_z.s.d = 1.00 \text{ kN} * \text{m}$

$V_y.s.d = -0.60 \text{ kN}$

$Nc.r.d = 3670.43 \text{ kN}$

$M_{ply.r.d} = 508.88 \text{ kN} * \text{m}$

$M_{plz.r.d} = 207.89 \text{ kN} * \text{m}$

$V_{ply.r.d} = 1571.84 \text{ kN}$

$Nb.r.d = 3602.98 \text{ kN}$

$M_{ny.r.d} = 508.88 \text{ kN} * \text{m}$

$M_{nz.r.d} = 207.00 \text{ kN} * \text{m}$

$V_z.s.d = -68.36 \text{ kN}$

$V_{plz.r.d} = 713.64 \text{ kN}$

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

Ly = 3.06 m

Lfy = 1.53 m

Lambda y = 10.62

Lambda\_y = 0.12

Xy = 1.00

ky = 0.99



en z:

Lz = 3.06 m

Lfz = 1.53 m

Lambda z = 20.50

Lambda\_z = 0.24

Xz = 0.98

kz = 0.95

**FORMULES DE VERIFICATION:**

Nsd/Nc.rd = 240.05/3670.43 = 0.07 &lt; 1.00 (5.16)

Nsd/(Xmin\*A\*fy/gM1)+ky\*My.sd/(Wply\*fy/gM1)+kz\*Mz.sd/(Wplz\*fy/gM1) = 0.31 &lt; 1.00 (5.51)

Vy.sd/Vply.rd = 0.00 &lt; 1.00 Vz.sd/Vplz.rd = 0.10 &lt; 1.00 (5.20)

**DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches (REPÈRE LOCAL):** Non analysé**Déplacements (REPÈRE GLOBAL):**

vx = 7.0 mm &lt; vx max = L/100.00 = 30.6 mm

Véifié

**Cas de charge décisif:** 13 E\_X

vy = 2.9 mm &lt; vy max = L/100.00 = 30.6 mm

Véifié

**Cas de charge décisif:** 14 E\_Y**Profil correct !!!****IX.11 Note de calcul pour les traverses de l'hangar**

- Traverses 1 :

**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 31**POINT:** 7**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

9.14 m

**CHARGEMENTS:****Cas de charge décisif:** 25 1.35G+1.5S 1\*1.35+7\*1.50**MATERIAU:**

ACIER E28 fy = 275.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400**

h=80.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=18.0 cm

Ay=48.60 cm<sup>2</sup>Az=66.48 cm<sup>2</sup>Ax=142.00 cm<sup>2</sup>

tw=0.9 cm

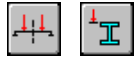
Iy=110987.37 cm<sup>4</sup>Iz=1975.97 cm<sup>4</sup>Ix=73.47 cm<sup>4</sup>

tf=1.4 cm                      Wely=2730.81 cm<sup>3</sup>                      Welz=219.55 cm<sup>3</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N.sd = 26.94 kN	My.sd = -111.60 kN*m	Mz.sd = -0.12 kN*m	Vy.sd = 0.96 kN
Nc.rd = 3904.97 kN	Mely.rd = 750.97 kN*m	Melz.rd = 60.38 kN*m	Vply.rd = 771.63 kN
Nb.rd = 1470.26 kN	Mny.rd = 750.97 kN*m	Mnz.rd = 60.38 kN*m	Vz.sd = -38.93 kN
			Vplz.rd = 1055.48 kN
	Mb.rd = 128.62 kN*m		

Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

ID_inf=4.57 m	C1 = 1.28	Mcr = 160.53 kN*m	kLT = 1.00
	C2 = 1.56	XLT = 0.17	

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 18.28 m	Lambda_y = 0.57
Lfy = 9.14 m	Xy = 0.85
Lambda y = 49.33	ky = 1.00



en z:

Lz = 4.57 m	Lambda_z = 1.33
Lfz = 4.57 m	Xz = 0.38
Lambda z = 115.44	kz = 1.02

**FORMULES DE VERIFICATION:**

$N_{sd}/(A_{eff} \cdot f_{yd}) + M_{y, sd}/(W_{effy} \cdot f_{yd}) + M_{z, sd}/(W_{effz} \cdot f_{yd}) = 0.16 < 1.00$  (5.40)  
 $N_{sd}/(X_{min} \cdot A \cdot f_y/gM1) + k_y \cdot M_{y, sd}/(W_{ely} \cdot f_y/gM1) + k_z \cdot M_{z, sd}/(W_{elz} \cdot f_y/gM1) = 0.17 < 1.00$  (5.53)  
 $N_{sd}/(X_z \cdot A \cdot f_y/gM1) + k_{lt} \cdot M_{y, sd}/(X_{lt} \cdot W_{ely} \cdot f_y/gM1) + k_z \cdot M_{z, sd}/(W_{elz} \cdot f_y/gM1) = 0.88 < 1.00$  (5.54)  
 $V_{y, sd}/V_{ply, rd} = 0.00 < 1.00$      $V_{z, sd}/V_{plz, rd} = 0.04 < 1.00$  (5.20)

**DEPLACEMENTS LIMITES**



**Flèches (REPÈRE LOCAL):**

uy = 1.3 mm < uy max = L/200.00 = 45.7 mm	Vérfié
<b>Cas de charge décisif:</b> 67 G+Q+V3 (1+2+5)*1.00	
uz = 2.7 mm < uz max = L/200.00 = 45.7 mm	Vérfié
<b>Cas de charge décisif:</b> 59 G+S (1+7)*1.00	



**Déplacements (REPÈRE GLOBAL):** Non analysé

**Profil correct !!!**

- Traverse 2 :

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 34  
0.00 m

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

**CHARGEMENTS:**

**Cas de charge décisif:** 30 1.35G+1.35Q+1.35V1 (1+2+3)\*1.35

**MATERIAU:**ACIER E28  $f_y = 275.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360**

$h=72.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=17.0 \text{ cm}$	$A_y=43.18 \text{ cm}^2$	$A_z=55.57 \text{ cm}^2$	$A_x=122.10 \text{ cm}^2$
$tw=0.8 \text{ cm}$	$I_y=77973.39 \text{ cm}^4$	$I_z=1564.89 \text{ cm}^4$	$I_x=54.39 \text{ cm}^4$
$tf=1.3 \text{ cm}$	$W_{ely}=2135.26 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=184.10 \text{ cm}^3$	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{.sd} = 44.26 \text{ kN}$	$My_{.sd} = -50.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$Mz_{.sd} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$Vy_{.sd} = 0.42 \text{ kN}$
$Nc_{.rd} = 3357.86 \text{ kN}$	$Mely_{.rd} = 587.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$Melz_{.rd} = 50.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$Vply_{.rd} = 685.57 \text{ kN}$
$Nb_{.rd} = 753.16 \text{ kN}$	$Mny_{.rd} = 587.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$Mnz_{.rd} = 50.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$Vz_{.sd} = 20.37 \text{ kN}$
	$Mb_{.rd} = 71.23 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$Vplz_{.rd} = 882.26 \text{ kN}$

Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

	$C1 = 1.28$	$M_{cr} = 85.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$kLT = 0.98$
$ID_{inf}=6.09 \text{ m}$	$C2 = 1.56$	$XLT = 0.12$	

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

$L_y = 6.09 \text{ m}$	$\Lambda_{y} = 0.21$
$L_{fy} = 3.05 \text{ m}$	$X_y = 1.00$
$\Lambda_{y} = 17.89$	$k_y = 1.00$



en z:

$L_z = 6.09 \text{ m}$	$\Lambda_{z} = 1.85$
$L_{fz} = 6.09 \text{ m}$	$X_z = 0.22$
$\Lambda_{z} = 160.48$	$k_z = 1.07$

**FORMULES DE VERIFICATION:**

$$N_{sd}/(A_{eff} \cdot f_{yd}) + My_{.sd}/(W_{effy} \cdot f_{yd}) + Mz_{.sd}/(W_{effz} \cdot f_{yd}) = 0.10 < 1.00 \quad (5.40)$$

$$N_{sd}/(X_{min} \cdot A \cdot f_y / gM1) + k_y \cdot My_{.sd}/(W_{ely} \cdot f_y / gM1) + k_z \cdot Mz_{.sd}/(W_{elz} \cdot f_y / gM1) = 0.14 < 1.00 \quad (5.53)$$

$$N_{sd}/(X_z \cdot A \cdot f_y / gM1) + k_{lt} \cdot My_{.sd}/(X_{lt} \cdot W_{ely} \cdot f_y / gM1) + k_z \cdot Mz_{.sd}/(W_{elz} \cdot f_y / gM1) = 0.75 < 1.00 \quad (5.54)$$

$$Vy_{.sd}/V_{ply_{.rd}} = 0.00 < 1.00 \quad Vz_{.sd}/V_{plz_{.rd}} = 0.02 < 1.00 \quad (5.20)$$

**DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches (REPÈRE LOCAL):**

$$u_y = 0.2 \text{ mm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 30.5 \text{ mm} \quad \text{Vérfié}$$

**Cas de charge décisif:** 67 G+Q+V3 (1+2+5)\*1.00

$$u_z = 0.9 \text{ mm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 30.5 \text{ mm} \quad \text{Vérfié}$$

**Cas de charge décisif:** 67 G+Q+V3 (1+2+5)\*1.00**Déplacements (REPÈRE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!****IX.12 Note de calcul pour les traverses de la mezzanine****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 34  
0.00 m

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 30 1.35G+1.35Q+1.35V1 (1+2+3)\*1.35

**MATERIAU:**

ACIER E28 fy = 275.00 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360**

h=72.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=43.18 cm <sup>2</sup>	Az=55.57 cm <sup>2</sup>	Ax=122.10 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=77973.39 cm <sup>4</sup>	Iz=1564.89 cm <sup>4</sup>	Ix=54.39 cm <sup>4</sup>
tf=1.3 cm	Wely=2135.26 cm <sup>3</sup>	Welz=184.10 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N.sd = 44.26 kN	My.sd = -50.35 kN*m	Mz.sd = 0.00 kN*m	Vy.sd = 0.42 kN
Nc.rd = 3357.86 kN	Mely.rd = 587.20 kN*m	Melz.rd = 50.63 kN*m	Vply.rd = 685.57 kN
Nb.rd = 753.16 kN	Mny.rd = 587.20 kN*m	Mnz.rd = 50.63 kN*m	Vz.sd = 20.37 kN
	Mb.rd = 71.23 kN*m		Vplz.rd = 882.26 kN

Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

ID_inf=6.09 m	C1 = 1.28	Mcr = 85.21 kN*m	kLT = 0.98
	C2 = 1.56	XLT = 0.12	

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 6.09 m	Lambda_y = 0.21
Lfy = 3.05 m	Xy = 1.00
Lambda y = 17.89	ky = 1.00



en z:

Lz = 6.09 m	Lambda_z = 1.85
Lfz = 6.09 m	Xz = 0.22
Lambda z = 160.48	kz = 1.07

**FORMULES DE VERIFICATION:**

$N_{sd}/(A_{eff} \cdot f_{yd}) + M_{y, sd}/(W_{effy} \cdot f_{yd}) + M_{z, sd}/(W_{effz} \cdot f_{yd}) = 0.10 < 1.00$  (5.40)  
 $N_{sd}/(X_{min} \cdot A \cdot f_y/gM1) + k_y \cdot M_{y, sd}/(W_{ely} \cdot f_y/gM1) + k_z \cdot M_{z, sd}/(W_{elz} \cdot f_y/gM1) = 0.14 < 1.00$  (5.53)  
 $N_{sd}/(X_z \cdot A \cdot f_y/gM1) + k_{lt} \cdot M_{y, sd}/(X_{lt} \cdot W_{ely} \cdot f_y/gM1) + k_z \cdot M_{z, sd}/(W_{elz} \cdot f_y/gM1) = 0.75 < 1.00$  (5.54)  
 $V_{y, sd}/V_{ply, rd} = 0.00 < 1.00$      $V_{z, sd}/V_{plz, rd} = 0.02 < 1.00$  (5.20)

**DEPLACEMENTS LIMITES**



**Flèches (REPERE LOCAL):**

uy = 0.2 mm < uy max = L/200.00 = 30.5 mm Vérfié

Cas de charge décisif: 67 G+Q+V3 (1+2+5)\*1.00

uz = 0.9 mm < uz max = L/200.00 = 30.5 mm Vérfié

Cas de charge décisif: 67 G+Q+V3 (1+2+5)\*1.00



**Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé**

**Profil correct !!!**

**IX.13 Conclusion**

L'étude que nous avons effectuée dans ce chapitre nous a permis de déterminer les types de profilés des éléments principaux (poteaux et poutres) qui sont capables de résister à leurs poids propres respectifs et à tous les efforts extrêmes auxquels ils sont soumis sous les combinaisons les plus défavorables.



# Chapitre X :

## Calcul des assemblages

## Calcul des assemblage

### X.1 Introduction

En construction métallique, la conception des assemblages est importante, leurs élaborations doivent prendre en compte les trois fonctions suivantes :

- Transmettre les efforts entre les éléments structuraux
- Correspondre au type de liaison voulue (encastrement-articulation)
- Assurer l'esthétique de l'ouvrage

#### ❖ Définition d'un assemblage

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, on trouve les assemblages de type articulés ou encastrés, ils peuvent être réalisé par boulonnage ou par soudage.

### X.2 Calcul de l'attache de la diagonale avec le poteau

On a une double cornière 90×9 attachées avec 3 boulons  $\varnothing = 20$  mm de classe 10.9

$$d_0 = \varnothing + 2 = 22 \text{ mm}$$

#### Disposition des boulons :

$$e_1 \geq 1,2d_0 = 26,4 \text{ mm} \quad \text{soit : } e_1 = 35 \text{ mm}$$

$$e_1 \geq 1,5d_0 = 33 \text{ mm} \quad e_1 = 35 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2,2d_0 = 48,4 \text{ mm} \quad p_1 = 50 \text{ mm}$$

$$\text{On a } N_{sd} = 13485 \text{ daN pour un boulon : } N_{sd} = \frac{13485}{2 \times 3} = 2247,5 \text{ daN}$$

Avec n : le nombre des sections cisailé

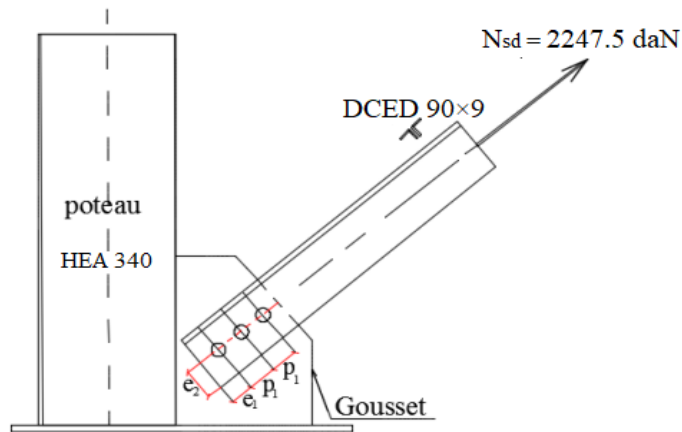


Figure X.1 : Attache diagonale-poteau

### X.2.1 Vérification la résistance de boulon au cisaillement

Il faut vérifier que :  $F_{V.Rd} \geq N_{Sd.1}$

$$\text{Avec : } F_{V.Rd} = 0,5 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Boulons en cisaillement  $\gamma_{Mb} = 1,25$  ; classe 10.9  $f_{ub}=100 \text{ daN/mm}^2$

$$A_s = \frac{\pi d^2}{4} = 380,13 \text{ mm}^2$$

$$F_{V.Rd} = 0,5 \times 100 \times \frac{380,13}{1,25} = 15205,2 \text{ daN}$$

$F_{V.Rd} = 15205,2 \text{ daN} > N_{Sd.1} = 2247,5 \text{ daN} \rightarrow$  Donc la condition est vérifiée

### X.2.2 Résistance à la pression diamétrale

Il faut vérifier que :  $F_{S.Sd} \leq F_{b.Rd}$

$$\text{Avec : } F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}, \alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min[0,53; 0,51; 2,32; 1]$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,51 \times 43 \times 20 \times 9}{1,25} = 7894,8 \text{ daN}$$

$F_{S.Sd} = 2247,5 \text{ daN} \leq F_{b.Rd} = 7894,8 \text{ daN} \rightarrow$  Donc la condition est vérifiée

### X.3 Attache solive-poutre maitresse

#### X.3.1 Redimensionnement des boulons

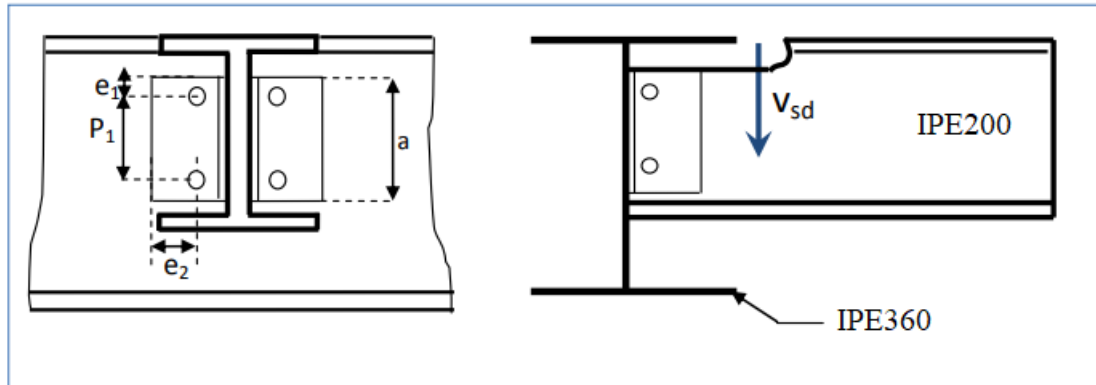


Figure X.2 : Attache solive-poutre maitresse

Disposition des boulons : on choisit des boulons  $\varnothing = 16$  mm de classe 8.8

$f_{ub} = 80$  daN/mm<sup>2</sup> et le diamètre de fixation  $d_0 = 18$  mm, et  $A_s = 200,6$  mm<sup>2</sup>

$$e_1 \geq 1,2d_0 = 19,2\text{mm} \quad \text{soit : } e_1 = 25\text{mm}$$

$$e_2 \geq 1,5d_0 = 24\text{mm} \quad e_2 = 35\text{mm}$$

$$p_1 \geq 2,2d_0 = 35,2\text{mm} \quad p_1 = 50\text{mm}$$

les données de chargement :

$$q = 1103 \text{ daN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = 3309 \text{ daN}$$

#### X.3.2 Coté poutre portée

##### 1- vérification des boulons

On vérifie que :  $F_{rsd} \leq 2 \cdot F_{vRd}$

$$M_{sd} = V_{sd} \cdot e \quad V_{sd} = 3309 \text{ daN} \quad e = 50\text{mm}$$

$$M_{sd} = 3309 \times 50 = 165450 \text{ daN} \cdot \text{mm}$$

$$F_{rsd} = \sqrt{F_{vRd}^2 + F_{hsd}^2}$$

$$F_{vRd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{3309}{2} = 1654,5 \text{ daN}$$

$$F_{hsd} = \frac{M_{sd} \times d_{max}}{I_p} \text{ avec } d_{max} = 35\text{mm} \quad \text{et } I_p = 2 \times (35)^2 = 2450 \text{ mm}^2$$

$$F_{hsd} = \frac{M_{sd} \times d_{max}}{I_p} = \frac{165450 \times 35}{2450} = 2363.57 \text{ daN}$$

$$F_{rsd} = \sqrt{(1654.5)^2 + (2363.57)^2}$$

$$F_{rsd} = 2885.11 \text{ daN}$$

$$F_{vRd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 80 \times 157}{1.25} = 5024 \text{ daN}$$

$$F_{rsd} = 2885.11 \text{ daN} \leq 2 \cdot F_{vRd} = 10048 \text{ daN}$$

Donc la condition est vérifiée

## 2- vérification des cornière

### 2.1 Cisaillement

On vérifier que :  $\frac{V_{sd}}{2} \leq V_{plRd}$

$$V_{plRd} = \frac{A_{weff} \times f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$A_w = t \times a = 8 \times 100 = 800 \text{ mm}^2$$

$$A_{wnet} = A_w - n \times d_0 \cdot t = 800 - 2 \times 18 \times 8 = 512 \text{ mm}^2$$

$$\frac{F_y \times \gamma_{M2}}{F_u \times \gamma_{M0}} \times A_w = \frac{27.5 \times 1.25}{43 \times 1.1} \times 800 = 581.39 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{weff} = \frac{F_y \times \gamma_{M2}}{F_u \times \gamma_{M0}} \times A_w = 581.39 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{581.39 \times 27.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 8391.64 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 1654.5 \text{ daN} \leq V_{plRd} = 8391.64 \text{ daN}$$

Donc la condition est vérifiée

### 2.2 la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min[0.46; 0.67; 1.86; 1] = 0.46$$

$$F_{bRd} = 5063.68 \text{ daN}$$

On vérifier que :

$$F_{rsd} = \leq 2. F_{bRd} = 10127.36 \text{ daN}$$

Donc la condition est vérifiée

### 3- vérification de la poutre porté

#### 3.1 pression diamétrale

On vérifie que :  $F_{rsd} \leq F_{bRd}$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = 0.46$$

$$F_{bRd} = 3544.58 \text{ daN}$$

$$F_{rsd} = 2885.11 \text{ daN} \leq F_{bRd} = 3544.58 \text{ daN}$$

Donc la condition est vérifiée

#### 3.2 cisaillement

On vérifie que :  $V_{sd} \leq V_{plRd}$

$$V_{plRd} = \frac{A_{weFF} \times f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$A_w = t \times a \text{ Avec } a = h - g = (200 - 12.5 + 5) = 182.5 \text{ mm}$$

$$A_w = 5.6 \times 182.5 = 1022 \text{ mm}^2$$

$$A_{wnet} = A_w - n \times d_0 \times t = 1022 - 2 \times 18 \times 5.6 = 820.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{weff} = \frac{F_y \times \gamma_{M2}}{F_u \times \gamma_{M0}} \times A_w = 742.73 \text{ mm}^2$$

$$A_{weff} = A_w = 1022 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = 14751.3 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3309 \text{ daN} \leq V_{plRd} = 14751.3 \text{ daN}$$

Donc la condition est vérifiée

#### 3.3 cisaillement de bloc

On vérifie que :  $V_{sd} \leq V_{eFFRd}$

$$V_{effRd} = \frac{A_{veff} \times f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \text{ avec } A_{veff} = t_w \times L_{veff}$$

$$L_{veFF} = L_V + L_1 + L_2 \quad \text{mais } L_{veFF} \leq L_3$$

$$L_1 = a_1 = 25 \text{ mm} < 5 \times d = 5 \times 16 = 80 \text{ mm}$$

$$L_2 = (a_2 - k \cdot d_{0t}) \cdot \frac{f_u}{f_u} \quad k=0,5 \text{ ( une seule rangée de boulons )}$$

$$a_2 = 50 - 10 = 40 \text{ mm} \quad d_{0t} = 18 \text{ mm} \quad (\text{diamètre du trou})$$

$$L_2 = (40 - 0,5 \times 18) \times \frac{43}{27,5} = 48,47 \text{ mm}$$

$$L_3 = L_V + a_1 + a_2 = 50 + 25 + 107,5 = 182,5 \text{ mm}$$

$$(L_V + a_1 + a_2 - n \cdot d_{0t}) \cdot \frac{f_u}{f_u} = (50 + 25 + 107,5 - 2 \cdot 18) \times \frac{43}{27,5} = 229,07 \text{ mm} > L_3$$

$$\text{Donc : } L_3 = 182,5 \text{ mm}$$

$$L_{veff} = 50 + 25 + 48,47 = 123,47 \leq L_3$$

$$A_{veff} = 5,6 \times 123,47 = 691,432 \text{ mm}^2$$

$$V_{effRd} = \frac{691,432 \times 27,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 9979,96 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3309 \text{ daN} \leq V_{effRd} = 9979,96 \text{ daN}$$

Donc la condition est vérifiée

### 3.4 vérification de la section grugée la plus sollicitée

On vérifie que :  $M_{sd} \leq M_{vRd}$  avec  $M_{sd} = V_{sd} \cdot F$

$$F = \frac{b - t_w}{2} + 10 = \frac{170 - 12,7}{2} + 10 = 88,65 \text{ mm}$$

$$M_{sd} = 3309 \times 88,65 = 293,34 \text{ daN.m}$$

$$M_{vRd} = \left( W_{ply} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\rho = \left( \frac{2 \times V_{sd}}{V_{plRd}} - 1 \right)^2 = \left( \frac{2 \times 3309}{14751,3} - 1 \right)^2 = 0,30$$

$$W_{ply} = t_w \times \frac{(h')^2}{4} = 5,6 \times \frac{(182,5)^2}{4} = 46628,75 \text{ mm}^2$$

$$A_v = t_w \times h' = 5,6 \times 182,5 = 1022 \text{ mm}^2$$

$$M_{vRd} = \left( 46628,75 - \frac{0,30 \times 1022^2}{4 \times 5,6} \right) \cdot \frac{27,5}{1,1} \times 10^{-3} = 816 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 293,34 \text{ daN.m} \leq M_{vRd} = 816 \text{ daN.m}$$

Donc la condition est vérifiée

**X.3.3 Coté poutre porteuse**

On vérifie la résistance à la pression diamétrale :  $F_{vsd} \leq F_{bRd}$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min[1.63; 0.92; 1.86; 1] = 0.92$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0.92 \times 43 \times 18 \times 8}{1.25} = 10127.36 \text{ daN}$$

$$F_{vsd} = \frac{v_{sd}}{2 \cdot n} = \frac{3309}{2 \cdot 2} + 827.25 \text{ daN} \leq F_{bRd} = 10127.36 \text{ daN}$$

Donc la condition est vérifiée

### X.4 Assemblage du pied de poteau HEA340

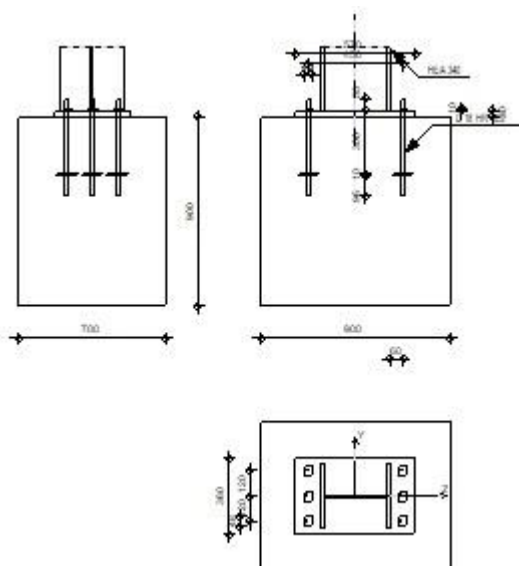


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

**Calcul du Pied de Poteau encastré**

ENV 1993-1-1:1992

OK

Ratio  
**0,71**

#### GENERAL

Assemblage N°: 8  
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré  
 Noeud de la structure: 68  
 Barres de la structure: 70

#### GEOMETRIE

##### POTEAU

Profilé: HEA 340  
 Barre N°: 70  
 a = 0,0 [Deg] Angle d'inclinaison  
 h<sub>c</sub> = 330 [mm] Hauteur de la section du poteau  
 b<sub>fc</sub> = 300 [mm] Largeur de la section du poteau  
 t<sub>wc</sub> = 10 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 t<sub>fc</sub> = 17 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 r<sub>c</sub> = 27 [mm] Rayon de congé de la section du poteau

Profilé: HEA 340  
 $A_c = 133,47$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 27693,10$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{yc} = 275,00$  [MPa] Résistance

#### **PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU**

$l_{pd} = 570$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 360$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 30$  [mm] Epaisseur  
 Matériau: ACIER  
 $f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

#### **ANCRAGE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage  
 $d = 18$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 18$  [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage  
 $n_H = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_V = 3$  Nombre de rangées des boulons  
 Ecartement  $e_{Hi} = 450$  [mm]  
 Entraxe  $e_{Vi} = 120$  [mm]

#### **Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 = 55$  [mm]  
 $L_2 = 300$  [mm]  
 $L_3 = 96$  [mm]

#### **Plaque d'ancrage**

$l_{ap} = 100$  [mm] Longueur  
 $b_{ap} = 100$  [mm] Largeur  
 $t_{ap} = 10$  [mm] Epaisseur  
 Matériau: ACIER  
 $f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

#### **Platine**

$l_{wd} = 40$  [mm] Longueur  
 $b_{wd} = 48$  [mm] Largeur  
 $t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur

#### **SEMELLE ISOLEE**

L = 900 [mm] Longueur de la semelle  
 B = 700 [mm] Largeur de la semelle  
 H = 900 [mm] Hauteur de la semelle

**BETON**

$f_{c28} = 25,00$  [MPa] Résistance  
 $s = 14,17$  [MPa] Résistance  
 $n = 7,00$  ratio Acier/Béton

**SOUDURES**

$a_p = 15$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

**EFFORTS**

Cas: 15: ELU /79/  $1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35 + 7*1.35 + 10*1.35$

$N = 194,59$  [kN] Effort axial  
 $Q_y = 0,93$  [kN] Effort tranchant  
 $Q_z = 76,58$  [kN] Effort tranchant  
 $M_y = 95,83$  [kN\*m] Moment fléchissant

**RESULTATS****PLATINE**

$F_{tRd} = 457,78$  [kN] Résistance de la semelle  
 $M_{p11Rd} = 8,65$  [kN\*m] Résistance de la platine à la flexion

$A_{eff} = 119,22$  [cm<sup>2</sup>] Section efficace

$ N  \leq N_{Rd}$	$ 194,59  < 915,55$	vérifié	(0,21)
$ M_y  \leq M_{Rd}$	$ 95,83  < 134,87$	vérifié	(0,71)

**BETON**

$f_j = 22,08$  [MPa] Contrainte maxi dans le béton  
 $y_0 = 29$  [mm] Zone comprimée

**ANCRAGE**

$N_t = 103,42$  [kN] Effort de traction dans la tige d'ancrage

**Adhérence**

$$|N_t| \leq p \cdot d \cdot t_b \cdot l_2 + 3 \cdot f_b \cdot p \cdot (r^2 - d^2 \cdot 0.25) \cdot (1 - r / \text{dist}_1) \quad |103,42| < 272,58 \quad \text{vérifié} \quad (0,38)$$

**Section**

$$|N_t| \leq 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / 1.25 \quad |103,42| < 165,89 \quad \text{vérifié} \quad (0,62)$$

**Section**

$$|T_z| \leq (f_y^2 \cdot A_b^2 - N^2) / 1.73 \quad |19,14| < 118,12 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

$$|T_y| \leq (f_y^2 \cdot A_b^2 - N^2) / 1.73 \quad |0,23| < 118,12 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

**REMARQUES**

Le segment L2 de la tige est trop court.      300 [mm] < 400 [mm]

Epaisseur de la plaque d'ancrage trop faible    10 [mm] < 16 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,71

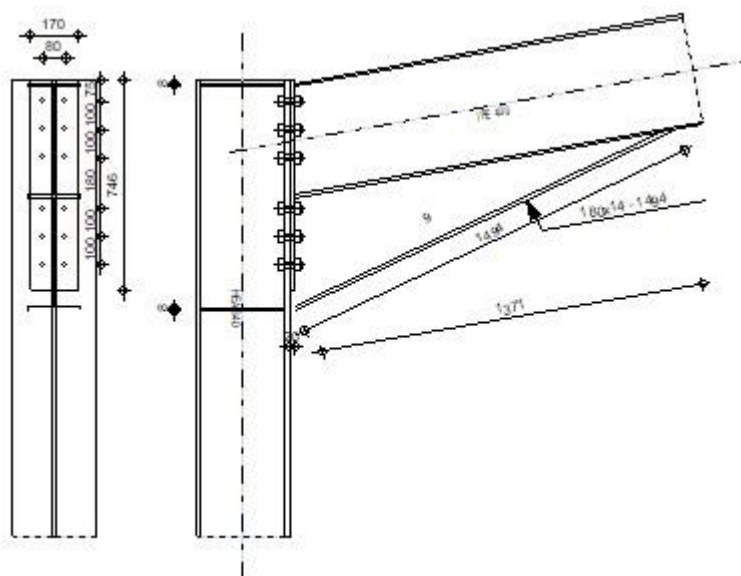
### X.5 Assemblage traverse IPE400-Poteau HEA340



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

**Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau**

ENV 1993-1-1:1992

Ratio  
**0,19**

#### GENERAL

Assemblage N°: 40  
 Nom de l'assemblage : Angle de portique  
 Noeud de la structure: 6  
 Barres de la structure: 399, 7

#### GEOMETRIE

##### POTEAU

Profilé: HEA 340  
 Barre N°: 399  
 a = -90,0 [Deg] Angle d'inclinaison  
 h<sub>c</sub> = 330 [mm] Hauteur de la section du poteau  
 b<sub>fc</sub> = 300 [mm] Largeur de la section du poteau  
 t<sub>wc</sub> = 10 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 t<sub>fc</sub> = 17 [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> = 133,47 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 I<sub>xc</sub> = 27693,10 [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28  
 $f_{yc} = 275,00$  [MPa] Résistance

### **POUTRE**

Profilé: IPE 400  
 Barre N°: 7  
 $a = 10,1$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 400$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_f = 180$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 14$  [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  
 $A_b = 84,46$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xb} = 23128,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance

### **BOULONS**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$  [mm] Diamètre du boulon  
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon  
 $F_{tRd} = 211,68$  [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  $e_i = 80$  [mm]  
 Entraxe  $p_i = 100;100;180;100;100$  [mm]

### **PLATINE**

$h_p = 746$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 170$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
 Matériau: ACIER  
 $f_{yp} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **JARRET INFERIEUR**

$w_d = 180$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{fd} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_d = 400$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wd} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_d = 1371$  [mm] Longueur de la platine

**JARRET INFERIEUR**

$w_d = 180$  [mm] Largeur de la platine  
 $a = 25,4$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau: ACIER  
 $f_{ybu} = 235,00$  [MPa] Résistance

**RAIDISSEUR POTEAU****Supérieur**

$h_{su} = 297$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{su} = 145$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hu} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{ysu} = 275,00$  [MPa] Résistance

**Inférieur**

$h_{sd} = 297$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{sd} = 145$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hd} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{ysu} = 275,00$  [MPa] Résistance

**SOUDURES D'ANGLE**

$a_w = 6$  [mm] Soudure âme  
 $a_f = 9$  [mm] Soudure semelle  
 $a_s = 6$  [mm] Soudure du raidisseur  
 $a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

**EFFORTS**

Cas: 25: 1.35G+1.5S 1\*1.35+7\*1.50

$M_y = 56,27$  [kN\*m] Moment fléchissant  
 $F_z = 25,05$  [kN] Effort tranchant  
 $F_x = -5,07$  [kN] Effort axial

**RESULTATS****EFFORTS PAR BOULON**

Nr	$d_i$	$F_{tRd}$	$F_{tfc}$	$F_{twc}$	$F_{tep}$	$B_{tRd}$
1	734	199,48	355,51	199,48	373,92	211,68
2	634	199,48	358,03	199,48	367,32	211,68

Nr	d <sub>i</sub>	F <sub>tRd</sub>	F <sub>tfc</sub>	F <sub>twc</sub>	F <sub>tep</sub>	B <sub>tRd</sub>
3	534	53,27	358,03	199,48	367,32	211,68
4	354	0,00	358,03	199,48	367,32	211,68
5	254	0,00	358,03	199,48	367,32	211,68
6	154	0,00	0,00	0,00	0,00	211,68

d<sub>i</sub> – Distance du bouton de l'axe de rotation  
 F<sub>tRd</sub> – résistance d'une rangée de boulons  
 F<sub>tfc</sub> – résistance de la semelle du poteau à la flexion  
 F<sub>twc</sub> – résistance de l'âme du poteau à la traction  
 F<sub>tep</sub> – résistance de la platine fléchie à la flexion

B<sub>tRd</sub> = 211,68 [kN] Résistance du boulon à la traction dans l'assemblage de type poutre-poutre [J.3.2.1(6)]

#### VERIFICATION DE LA RESISTANCE

Moment admissible [J.3.6.2.1 ENV 1993-1-1/pr A2]  
 $M_y \leq M_{Rd}$  56,27 < 301,24 **vérifié** (0,19)  
 Effort tranchant admissible [J.3.1.2 ENV 1993-1-1/pr A2]  
 $F_y \leq F_{Rd}$  25,05 < 579,05 **vérifié** (0,04)  
 Effort axial admissible [5.4.3, 5.4.4, 6.5.5, J.3.3]  
 $F_x \leq N_{Rd}$  5,07 < 2111,50 **vérifié** (0,00)

#### RESISTANCE DES SOUDURES

A<sub>w</sub> = 174,81 [cm<sup>2</sup>] Aire de toutes les soudures  
 A<sub>wy</sub> = 85,70 [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures horizontales  
 A<sub>wz</sub> = 89,11 [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures verticales  
 I<sub>wy</sub> = 137157,80 [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horizontal.  
 $s^{\wedge}_{\max} = t^{\wedge}_{\max}$  = -12,10 [MPa] Contrainte normale dans la soudure  
 $s^{\wedge} = t^{\wedge}$  = -12,10 [MPa] Contraintes dans la soudure verticale  
 t<sub>II</sub> = 2,81 [MPa] Contrainte tangentielle  
 b<sub>w</sub> = 0,80 Coefficient de corrélation

$\ddot{O}[s^{\wedge}_{\max}{}^2 + 3*(t^{\wedge}_{\max}{}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{Mw})$  24,21 < 365,00 **vérifié** (0,07)  
 $\ddot{O}[s^{\wedge}{}^2 + 3*(t^{\wedge}{}^2 + t_{II}{}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{Mw})$  23,57 < 365,00 **vérifié** (0,06)  
 $s^{\wedge} \leq f_u/g_{Mw}$  12,10 < 292,00 **vérifié** (0,04)

#### RESISTANCE DE LA ZONE EN CISAILLEMENT

V<sub>plRd</sub> = 648,76 [kN] Résistance plastique pour le cisaillement [J.3.6]

**RESISTANCE DE LA ZONE COMPRIMEE**

$F_{cRd} = 832,45$ [kN]	Résistance de calc. pour l'écrasement	[J.3.5.1.1]
$F_{bRd} = 0,00$ [kN]	Résistance plastique pour le cisaillement	[J.3.5.1.3]
$F_{cwc} = 572,90$ [kN]	Compression de l'âme du poteau	[J.3.5.3 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]
$F_{twc} = 832,45$ [kN]	Traction de l'âme du poteau	[J.3.5.6 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]
$V_{wpRd} = 452,22$ [kN]	Cisaillement de l'âme du poteau	[J.3.5.2 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]

**REMARQUES**

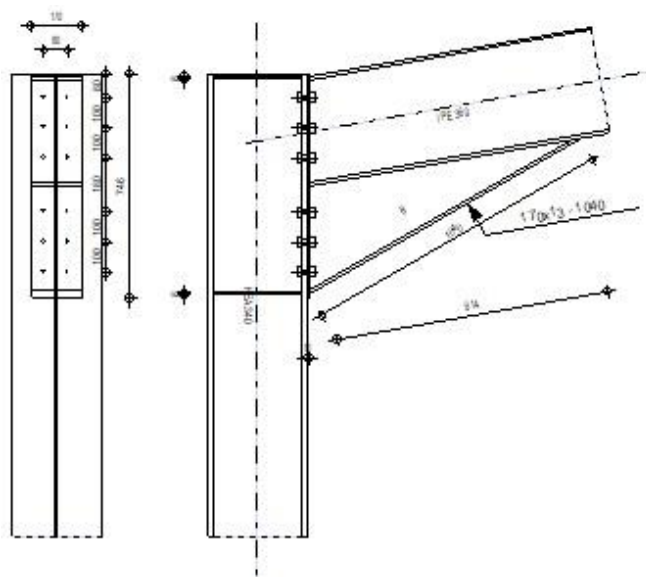
Hauteur de la platine trop faible. 746 [mm] < 806 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,19

**X.6 Assemblage traverse IPE360-Poteau HEA340**

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	<b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b> ENV 1993-1-1:1992	



**GENERAL**

Assemblage N°: 41  
 Nom de l'assemblage : Angle de portique  
 Noeud de la structure: 13  
 Barres de la structure: 11, 16

### **GEOMETRIE**

#### **POTEAU**

Profilé: HEA 340  
 Barre N°: 11  
 a = -90,0 [Deg] Angle d'inclinaison  
 h<sub>c</sub> = 330 [mm] Hauteur de la section du poteau  
 b<sub>fc</sub> = 300 [mm] Largeur de la section du poteau  
 t<sub>wc</sub> = 10 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 t<sub>fc</sub> = 17 [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> = 133,47 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 I<sub>xc</sub> = 27693,10 [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: ACIER E28  
 f<sub>yc</sub> = 275,00 [MPa] Résistance

#### **POUTRE**

Profilé: IPE 360  
 Barre N°: 16  
 a = 10,1 [Deg] Angle d'inclinaison  
 h<sub>b</sub> = 360 [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 b<sub>f</sub> = 170 [mm] Largeur de la section de la poutre  
 t<sub>wb</sub> = 8 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 t<sub>fb</sub> = 13 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 r<sub>b</sub> = 18 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 r<sub>b</sub> = 18 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 A<sub>b</sub> = 72,73 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 I<sub>xb</sub> = 16265,60 [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER E28  
 f<sub>yb</sub> = 275,00 [MPa] Résistance

#### **BOULONS**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon  
 d = 16 [mm] Diamètre du boulon  
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon  
 F<sub>tRd</sub> = 135,65 [kN] Résistance du boulon à la traction

$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	80 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	80 [mm]	
Entraxe $p_i =$	100;100;180;100;100 [mm]	

**PLATINE**

$h_p =$	746 [mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	170 [mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	10 [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER	
$f_{yp} =$	235,00 [MPa]	Résistance

**JARRET INFERIEUR**

$w_d =$	170 [mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	13 [mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	360 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8 [mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	914 [mm]	Longueur de la platine
$a =$	30,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER	
$f_{ybu} =$	235,00 [MPa]	Résistance

**RAIDISSEUR POTEAU****Supérieur**

$h_{su} =$	297 [mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145 [mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8 [mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER E28	
$f_{ysu} =$	275,00 [MPa]	Résistance

**Inférieur**

$h_{sd} =$	297 [mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145 [mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8 [mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER E28	
$f_{ysu} =$	275,00 [MPa]	Résistance

**SOUDURES D'ANGLE**

$a_w =$	6 [mm]	Soudure âme
$a_f =$	9 [mm]	Soudure semelle
$a_s =$	6 [mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5 [mm]	Soudure horizontale

$a_w = 6$  [mm] Soudure âme

### EFFORTS

Cas: 32: 1.35G+1.35Q+1.35V3 (1+2+5)\*1.35

$M_y = -22,88$  [kN\*m] Moment fléchissant

$F_z = -9,94$  [kN] Effort tranchant

$F_x = 19,61$  [kN] Effort axial

### RESULTATS

#### EFFORTS PAR BOULON

Nr	$d_i$	$F_{tRd}$	$F_{tfc}$	$F_{twc}$	$F_{tep}$	$B_{tRd}$
1	644	152,61	271,03	199,48	152,61	135,65
2	544	54,30	271,30	199,48	148,14	135,65
3	444	148,14	271,30	199,48	148,14	135,65
4	264	91,49	271,30	199,48	148,14	135,65
5	164	5,68	271,30	199,48	148,14	135,65
6	64	0,00	0,00	0,00	0,00	135,65

$d_i$  – Distance du bouton de l'axe de rotation

$F_{tRd}$  – résistance d'une rangée de boulons

$F_{tfc}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{twc}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{tep}$  – résistance de la platine fléchie à la flexion

$B_{tRd} = 135,65$  [kN] Résistance du boulon à la traction dans l'assemblage de type poutre-poutre [J.3.2.1(6)]

#### VERIFICATION DE LA RESISTANCE

Moment admissible	[J.3.6.2.1 ENV 1993-1-1/pr A2]
$M_y \leq M_{Rd}$	22,88 < 218,48 <b>vérifié</b> (0,10)
Effort tranchant admissible	[J.3.1.2 ENV 1993-1-1/pr A2]
$F_y \leq F_{Rd}$	9,94 < 368,65 <b>vérifié</b> (0,03)
Effort axial admissible	[5.4.3, 5.4.4, 6.5.5, J.3.3]
$F_x \leq N_{Rd}$	19,61 < 745,17 <b>vérifié</b> (0,03)

#### RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	165,71 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures
$A_{wy} =$	85,68 [cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures horizontales
$A_{wz} =$	80,03 [cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures verticales
$I_{wy} =$	106692,78 [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horizontal.
$s^{\wedge} = t^{\wedge} =$	7,55 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure
$s^{\wedge} = t^{\wedge} =$	7,55 [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale
$t_{II} =$	-1,24 [MPa]	Contrainte tangentielle
$b_w =$	0,80	Coefficient de corrélation

$\ddot{O}[s^{\wedge}_{\max}{}^2 + 3*(t^{\wedge}_{\max}{}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{Mw})$	15,10 < 365,00	<b>vérifié</b>	(0,04)
$\ddot{O}[s^{\wedge}{}^2 + 3*(t^{\wedge}{}^2 + t_{II}{}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{Mw})$	14,59 < 365,00	<b>vérifié</b>	(0,04)
$s^{\wedge} \leq f_u/g_{Mw}$	7,55 < 292,00	<b>vérifié</b>	(0,03)

### **RESISTANCE DE LA ZONE EN CISAILLEMENT**

$V_{pIRd} = 648,76$  [kN] Résistance plastique pour le cisaillement [J.3.6]

### **RESISTANCE DE LA ZONE COMPRIMEE**

$F_{cRd} = 722,23$  [kN] Résistance de calc. pour l'écrasement [J.3.5.1.1]

$F_{bRd} = 0,00$  [kN] Résistance plastique pour le cisaillement [J.3.5.1.3]

$F_{cwc} = 545,33$  [kN] Compression de l'âme du poteau [J.3.5.3 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]

$F_{twc} = 722,23$  [kN] Traction de l'âme du poteau [J.3.5.6 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]

$V_{wpRd} = 452,22$  [kN] Cisaillement de l'âme du poteau [J.3.5.2 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]

### **REMARQUES**

Epaisseur de la platine trop faible ou nulle. 10 [mm] < 18 [mm]

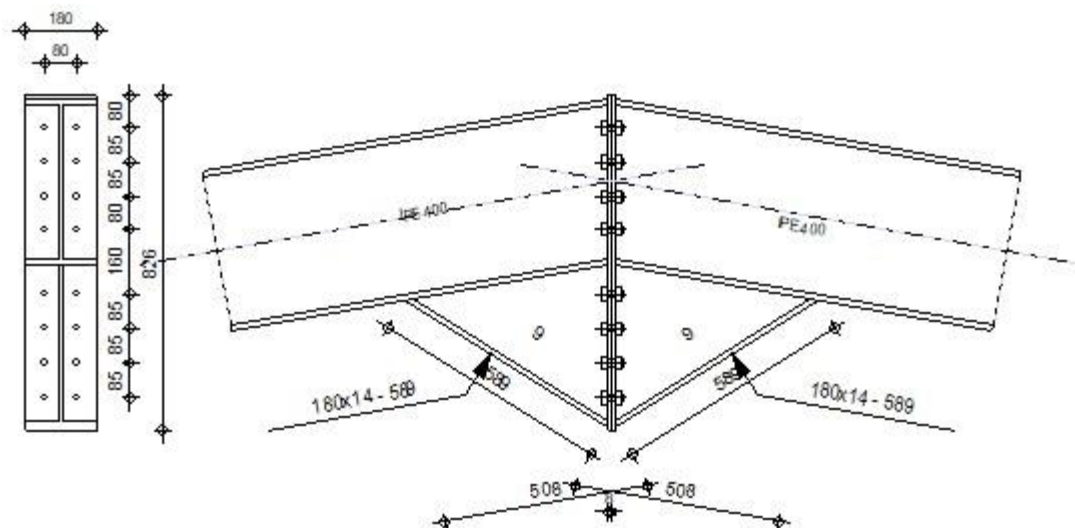
Entraxe des boulons trop grand. 180 [mm] > 150 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,10

## X.7 Assemblage traverse IPE400 – travers IPE400

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	<b>Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre</b> ENV 1993-1-1:1992	Ratio <b>0,25</b>

**GENERAL**

Assemblage N°: 42  
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre  
 Noeud de la structure: 9  
 Barres de la structure: 5, 7

**GEOMETRIE****GAUCHE****POUTRE**

Profilé:	IPE 400		
Barre N°:	5		
a =	-169,9	[Deg]	Angle d'inclinaison
h <sub>bl</sub> =	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
b <sub>fbl</sub> =	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
t <sub>wbl</sub> =	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t <sub>fbl</sub> =	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r <sub>bl</sub> =	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
A <sub>bl</sub> =	84,46	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre

$a = -169,9$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $I_{xbl} = 23128,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance

**DROITE****POUTRE**

Profilé: IPE 400  
 Barre N°: 7  
 $a = -10,1$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{br} = 400$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fbr} = 180$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbr} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fbr} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{br} = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{br} = 84,46$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbr} = 23128,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance

**BOULONS**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon  
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon  
 $F_{tRd} = 135,65$  [kN] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 8$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 80$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
 Ecartement  $e_i = 80$  [mm]  
 Entraxe  $p_i = 85;85;80;160;85;85;85$  [mm]

**PLATINE**

$h_{pr} = 826$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_{pr} = 180$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{pr} = 8$  [mm] Epaisseur de la platine  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{ypr} = 275,00$  [MPa] Résistance

**JARRET INFERIEUR**

$w_{rd} = 180$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{frd} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile

**JARRET INFERIEUR**

$w_{rd}$ =	180 [mm]	Largeur de la platine
$h_{rd}$ =	400 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd}$ =	9 [mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd}$ =	914 [mm]	Longueur de la platine
$a_d$ =	31,9 [Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER	
$f_{ybu}$ =	235,00 [MPa]	Résistance

**SOUDURES D'ANGLE**

$a_w$ =	7 [mm]	Soudure âme
$a_f$ =	10 [mm]	Soudure semelle
$a_{fd}$ =	5 [mm]	Soudure horizontale

**EFFORTS**

Cas: 25: 1.35G+1.5S 1\*1.35+7\*1.50

$M_y$ =	-48,49 [kN*m]	Moment fléchissant
$F_z$ =	0,88 [kN]	Effort tranchant
$F_x$ =	-0,13 [kN]	Effort axial

**RESULTATS****EFFORTS PAR BOULON**

Nr	$d_i$	$F_{tRd}$	$F_{tfc}$	$F_{twc}$	$F_{tep}$	$B_{tRd}$
1	728	100,53	0,00	0,00	100,53	135,65
2	643	26,34	0,00	0,00	100,00	135,65
3	558	46,08	0,00	0,00	100,00	135,65
4	473	92,15	0,00	0,00	100,00	135,65
5	313	48,96	0,00	0,00	100,00	135,65
6	233	48,96	0,00	0,00	100,00	135,65
7	148	48,96	0,00	0,00	100,00	135,65
8	63	420,49	0,00	0,00	0,00	135,65

$d_i$	– Distance du bouton de l'axe de rotation
$F_{tRd}$	– résistance d'une rangée de boulons
$F_{tfc}$	– résistance de la semelle du poteau à la flexion
$F_{twc}$	– résistance de l'âme du poteau à la traction
$F_{tep}$	– résistance de la platine fléchie à la flexion

$B_{tRd} = 135,65$  [kN] Résistance du boulon à la traction dans l'assemblage de type poutre-poutre [J.3.2.1(6)]

### VERIFICATION DE LA RESISTANCE

Moment admissible			[J.3.6.2.1 ENV 1993-1-1/pr A2]
$M_y \leq M_{Rd}$	48,49 < 193,46	vérifié	(0,25)
Effort tranchant admissible			[J.3.1.2 ENV 1993-1-1/pr A2]
$F_y \leq F_{Rd}$	0,88 < 471,67	vérifié	(0,00)
Effort axial admissible			[5.4.3, 5.4.4, 6.5.5, J.3.3]
$F_x \leq N_{Rd}$	0,13 < 2111,50	vérifié	(0,00)

### RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 204,19$  [cm<sup>2</sup>] Aire de toutes les soudures  
 $A_{wy} = 100,36$  [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures horizontales  
 $A_{wz} = 103,83$  [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures verticales  
 $I_{wy} = 159676,19$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.

$s^{\wedge} = t^{\wedge} = -8,89$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure  
 $s^{\wedge} = t^{\wedge} = -8,89$  [MPa] Contraintes dans la soudure verticale  
 $t_{II} = 0,08$  [MPa] Contrainte tangentielle  
 $b_w = 0,82$  Coefficient de corrélation

$\ddot{O}[s^{\wedge}{}^2 + 3*(t^{\wedge}{}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{Mw})$	17,77 < 395,73	vérifié	(0,04)
$\ddot{O}[s^{\wedge}{}^2 + 3*(t^{\wedge}{}^2 + t_{II}{}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{Mw})$	16,51 < 395,73	vérifié	(0,04)
$s^{\wedge} \leq f_u/g_{Mw}$	8,89 < 324,00	vérifié	(0,03)

### REMARQUES

Epaisseur de la platine trop faible ou nulle. 8 [mm] < 8 [mm]  
 Entraxe des boulons trop grand. 160 [mm] > 120 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,25

**X.8 Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons procédé à la vérification des différents assemblages qui font partie de la structure, certains ont été vérifiés manuellement et d'autres à l'aide du logiciel ROBOT. Les assemblages sont vérifiés au cisaillement, aux contraintes normales, à la compression de l'âme, et à la pression diamétrale. Ils ont tous été vérifiés selon l'Eurocode 3.



# Chapitre XI :

## Fondation

---

## Fondation

### XI.1 Introduction :

On appelle fondation la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, son rôle est d'assurer la stabilité de l'ouvrage en assurant la transmission de toutes les charges supportées par cet ouvrage d'une manière uniforme au sol.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans les bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

### Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondations dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite:

- Type d'ouvrage construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La Nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Type de la structure.

### Charge à prendre en considération :

ELU :

$M_u = 3912.26 \text{ daN.m}$

$N_u = 5960.93 \text{ daN}$

ELS :

$M_s = 2809.27 \text{ daN.m}$

$N_s = 4430.05 \text{ daN}$

$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bar} = 0,15 \text{ Mpa} = 15000 \text{ daN/m}^2$

**Semelle isolée :**

On dimensionne la semelle sous l'effort « N » et la valeur de la contrainte admissible du sol.

$$\frac{N_u}{S} < \sigma_{sol}$$

Avec :

$N_u$  : effort normal a l'état ultime

$S$  : surface de la semelle en contact avec le sol.

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol.

$A$  : petite dimension de la semelle.

$B$  : grande dimension de la semelle.

$$\frac{N_u}{S} < \sigma_{sol} \rightarrow \frac{N_u}{\sigma_{sol}} < S$$

Suivant la relation relative des dimensions su la platine de la semelle on a :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \rightarrow A \cdot b = B \cdot a \quad A = \frac{B \times a}{b}$$

$$S = A \times B$$

Suivant l'égalité de la justification de l'état ultime de résistance vis-à-vis du sol.

$$\frac{N_u}{S} < \sigma_{sol} \rightarrow \frac{N_u}{\sigma_{sol}} < (A \times B)$$

Le dimensionnement de la section de la semelle se fera selon logiciel de ROBOT

$$a=57\text{cm} \quad b=36\text{cm} \quad A=B$$

$$M_{u \max}=3912.26 \text{ daN.m}$$

$$N_{u \max}= 5960.93 \text{ daN}$$

Calcul du longueur (B) de la semelle :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{sol}}} \rightarrow B \geq 0.63\text{m}$$

On adopte:  $B = 1 \text{ m}$

Donc on prend une semelle de dimension (1m ,1m)

- déterminer de  $d$  et  $h$  :  $h=d+5\text{cm}$

$$\frac{B - A}{4} \leq d \leq A - a \rightarrow \frac{1 - 0.36}{4} \leq d \leq 1 - 0.57$$

$0.16 \leq d \leq 0.45$  donc on prend  $d = 40 \text{ cm}$

Alors  $h=40+5=45\text{cm}$

**XI.2 Vérification de la stabilité au renversement :**

$$e_{0u} = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{B}{6}$$

$$e_{0u} = 0.65 \text{ m} \geq 0.16 \text{ m} \quad \text{Diagramme triangulaire}$$

$$\text{Donc on vérifie : } \sigma_2 = \frac{2 \times N}{3 \left( \frac{B}{2} - e_0 \right) \times B} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_2 = 1650.8 \text{ daN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 15000 \text{ daN/m}^2$$

Condition vérifiée

**XI.3 Calcul de ferrailage :**

Le calcul se fait à l'ELU et la vérification à l'ELS :

Pour (A'), nous allons utiliser la méthode « consoles »

$$\sigma_d = \frac{B + 0.35 \times b - 3 \times e_0}{3 \times (0.5B - e_0)} \times \sigma_2$$

$$\sigma_d = 1805.3 \text{ daN/m}^2$$

$$M_d = B \left( \frac{1.5}{2} - 0.35 \times b^2 \right) \times \left( \frac{\sigma_d + 2\sigma_2}{6} \right)$$

$$M_d = 475.06 \text{ daN.m}$$

$$A' = \frac{M_d}{Z \times \sigma_{bc}} = 0.27 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte } A' = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

**XI.4 Vérification de ferrailage :**

$$e_{0s} = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{6} \quad e_0 = \frac{2809.27}{4430.05} = 0.64 \text{ m} \geq \frac{1}{6} = 0.17 \text{ m}$$

Diagramme triangulaire

$$\text{Donc on vérifie : } \sigma_2 = \frac{2 \times N}{3 \left( \frac{B}{2} - e_0 \right) \times B} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_2 = 669.2 \text{ daN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 15000 \text{ daN/m}^2$$

condition vérifiée

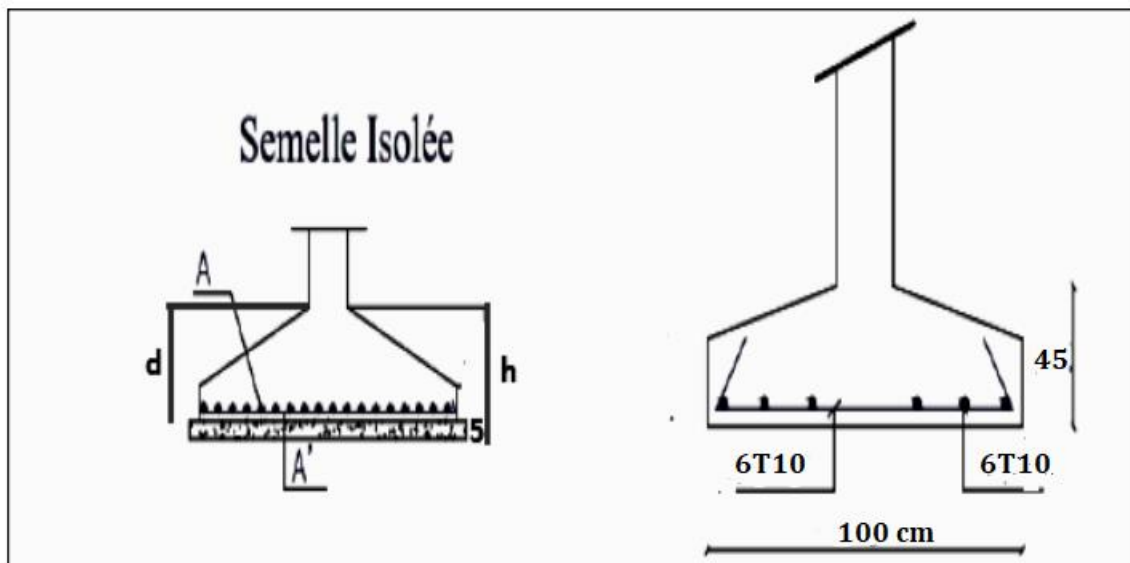
$$\sigma_d = \frac{B + 0.35 \times b - 3 \times e_0}{3 \times (0.5B - e_0)} \times \sigma_2$$

$$\sigma_d = 681.20 \text{ daN/m}^2$$

$$M_d = B \left( \frac{1.5}{2} - 0.35 \times b^2 \right) \times \left( \frac{\sigma_d + 2\sigma_2}{6} \right)$$

$$M_d = 187.87 \text{ daN.m}$$

$$A' = \frac{M_d}{Z \times \sigma_{bc}} = 0.109 \text{ cm}^2 \leq 4.71 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$



**Figure XI.1 : Schémas ferrailages de la semelle**

A decorative vertical element on the left side of the page, consisting of a thin blue line, a thicker blue line, and a curved blue line that arches from the top to the bottom.

## Conclusion générale

### CONCLUSION GENERALE

Après avoir appliqué les règlements mentionnés précédemment, tels que la RNV2013 et l'Eurocode 3, nous avons obtenu les éléments principaux et secondaires d'une construction métallique. Ces éléments nous ont permis de confirmer la résistance de la structure aux différentes charges.

Arrivant à la fin de ce modeste travail, j'ai eu l'occasion de mettre en pratique les connaissances acquises au cours de mon cursus de formation en master et licence. Cette expérience m'a permis d'appliquer la réglementation en vigueur et d'utiliser de manière intelligente les logiciels de calcul de structures. Plus spécifiquement, je me suis concentrée sur le domaine de la construction en charpente métallique, ce qui m'a permis d'assimiler différentes techniques et logiciels de calcul, ainsi que de comprendre en profondeur l'application de la réglementation régissant les principes de conception et de calcul dans ce domaine. J'ai développé mes idées en m'appuyant sur la lecture de diverses références bibliographiques.

La réalisation de ce projet de fin d'étude m'a également offert l'opportunité de côtoyer des ingénieurs du génie civil, notamment des concepteurs spécialisés dans les constructions en charpente métallique.

Il est important de souligner que la conception d'une structure métallique repose sur un dimensionnement aux états limites prenant en compte les actions environnantes les plus sévères, telles que les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les séismes. Ce dimensionnement englobe tous les éléments porteurs, les assemblages et toutes les connexions ou parties sensibles de la construction.

En conclusion, j'espère que le travail que j'ai réalisée pourra servir de document d'aide à toute personne souhaitant effectuer le calcul d'une construction métallique. Ce projet m'a enrichie tant sur le plan académique que professionnel, et je souhaite qu'il représente une contribution utile pour quiconque s'intéresse à ce domaine passionnant de l'ingénierie des structures métalliques.

### BIBLIOGRAPHIE

#### REGLEMENTS :

📖 **RNV Règlement neige et vent 2013** « RNV. 2013 », Centre National d'Etudes et de Recherches Intégrées du Bâtiment (C.N.E.R.I.B.), Alger, 2000.

📖 **Jean MOREL ; Eurocode 3** , Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3, Edition Eyrolles, Paris, Sixième tirage 2005.

📖 **Eurocode 1** : « bases de calcul et actions sur les structures » partie 5 : actions Induites par les ponts roulants et autres machines. Paris 1998

📖 **Eurocode 4** : calcul des structures mixtes acier-béton partie 1-1, Règles générales et règles pour les bâtiments >> Editions Eyrolles, Paris, 1999,

📖 **Document technique réglementaire** : Charges permanentes et charges d'exploitation, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger, 1988.

📖 **Règles Parasismiques Algériennes << RPA 99 / Version 2003 >>** Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger, 2003.

📖 **BAEL91** « Béton armé aux états limités ; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».