

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## **Mémoire de Master**

**Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma**

**Faculté des Sciences et de la Technologie**

**Département de : Génie Civil & Hydraulique**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : STRUCTURES**

**Présenté par : - BOUCHBOUT SAFA**

**- BRAHMIA Wafa**

---

# **Calcul d'un triple hangar avec pont roulant**

---

**Sous la direction de : BOUDJEHEM HOCINE**

**Juin 2022**

---

# Remerciements

*Au terme de ce travail, nous remercions en premier lieu le Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.*

*Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.*

*Nous tenons aussi à remercier, notre encadreur « Mr. BOUDJEHEM Hocine » de nous avoir pris en charge, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.*

*Aux membres du jury : j'espère que vous êtes satisfait de mon travail. Je tiens également à remercier tous les professeurs de génie civil qui ont contribué à ma formation.*

*A tous mes professeurs chacun en son nom, je vous remercie du fond du cœur pour votre dévouement et pour vos conseils, sans vous je ne serai jamais arrivés là où on est aujourd'hui devant vous présentant le projet qui va nous transporter vers une nouvelle partie de notre vie et qui constituera tout notre avenir.*

*A toute personne ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail surement au premier lieu à mes chers parents,  
biologique et adoptif*

*Si la vie se répétait mille fois, je te choisirais à chaque fois*

*Au plus beau et unique père au monde, mon cher papa qui m'a  
encouragé toujours pour avancer et réaliser mes ambitions, il était  
toujours à mes côtés avec ses conseils précieux qui comptent pour moi  
et je ne croyais jamais pouvoir arriver sans lui.*

*♥ Merci papa et je t'aime très fort ♥*

*A ma maman chérie qui m'a comblée d'amour et de tendresse et qui a  
rendu les choses les plus difficiles semblé bien plus simple que je ne le  
croyais.*

*♥ Je t'aime ma maman et je t'aime très fort ♥*

*A mes chères sœurs celles qui j'aime trop CHAFIA, SOUHAILA et  
ASSIA, vous êtes ma source d'énergie et bonheur, je vous souhaite  
tout le bonheur et le succès.*

*A la petit fille OUMNIA*

*À toute ma famille qui a partagé la joie de ce petit succès dans ma vie.*

*A tous mes amis de la promotion de Génie civil 2022.*

*Sans oublier mon binôme Wafa*

*A mon encadreur Mr. BOUDJEHEM*

*SAFA*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce mémoire de fin d'études  
A ma chère mère qui a illuminé ma voie et qui m'a exhorté et  
Soutenu tout au long de mes études,  
A mon cher père qui n'a jamais cessé de me soutenir par tous les  
moyens nécessaires afin que je puisse réussir,  
Merci pour votre aide et merci pour votre patience, Vous  
Êtes toujours le plus important dans ma vie  
À Mes chers frères (ABDELRAZEK, ABDELHAK), ma chère sœur  
(NOURELHOUDA), qui m'ont toujours conseillé vivement  
Ma grande mère Aicha et l'âme de mon grand-père MOHAMED  
Mes amis, et sur tous mes chères ASMA, AMIRA, IBTESSEME, et ma  
chère cousine AMIRA  
Ma famille maternelle, paternelle  
Ainsi que mes amis de la promotion de MS2 Génie civil structure  
2021/2022  
Et son oublié mon binôme SAFA  
Et à tous ceux qui me sont chers de près ou de loin.  
Amon encadrant Mr : BOUJAHM HOCINE*

*WAF*

## *Résumé*

Dans le cadre de l'obtention du diplôme de master en génie civil spécialité structure, Nous sommes menés à réaliser un projet de fin d'étude, qui vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de Formation d'ingénieur.

Il s'agit de l'étude d'un triple hangar métallique équipé d'un pont roulant de capacité 5 Tonne, ce dernier consiste à calculer et à dimensionner une structure afin qu'elle remplît sa mission tel que les normes conceptuelle et technique soit rempli.

Cette expérience nous a permis de prendre les étapes et les méthodes de vérification, de dimensionnement d'un projet en construction métallique.

**Mot clés :** Charpente métallique, RNV2013, CCM 66, CCM97, RPA99V2003, poutre panne pont roulant

## *Summary*

As part of obtaining the masters degree in civil engineering, structural specialty, we are led to carry out an end-of-study project, which aims to apply the knowlwdge acquired during the five years of engnnering.

This is the study of a triple metal hangar equipped with a traveling crane with a traveling crane with a capacity of 5 tons 'the letter consists of calculating and a structure so that it fulfills its mission as conceptual technical srandards are met.

This experiance allowed us to take the stages and the methods of verification' dimensioning of a projesct in metal constuction.

Keywords : Structural steel'RNV2013, CCM66, CCM97, RPA99V2003, Overhead

## *التلخيص*

كجزء من الحصول على درجة الماجستير في الهندسة المدنية تخصص هياكل، فإننا قادرين على تنفيذ مشروع نهاية الدراسة، الذي يهدف الى تطبيق المعرفة المكتسبة خلال السنوات الخمسة من تدريب الهندسي.

هذه دراسة حضيرة ثلاثية معدنية مزودة برافعة متحركة بسعة 5اطنان، تتكون الأخيرة من حساب وتحديد حجم الهيكل بحيث يؤدي مهمته حيث يتم استيفاء المعايير المفاهيمية والفنية.

سمحت لنا هذه التجربة باتخاذ خطوات وأساليب التحقق وتحديد ابعاد مشروع الانشاءات المعدنية.

**الكلمات الرئيسية:** هيكل معدني, RNV2013, CCM 66, CCM97, RPA99V2003 الرافعة العلوية.

## LISTE DES NOTATIONS

- G : Charge permanente
- Q : Charge d'exploitation.
- N : Surcharge climatique de la neige.
- $\mu$  : coefficient de forme de la charge de neige.
- V : Surcharge climatique du vent.
- E : Module d'élasticité longitudinale.
- F : Force en générale.
- G : Module de cisaillement.
- $I_y$  : Moment d'inertie selon l'axe y.
- $I_z$  : Moment d'inertie selon l'axe z.
- $\nu$  : coefficient de poisson.
- $\rho$  : poids volumique
- b : largeur du profilé.
- d : la hauteur de l'âme.
- h : Hauteur du profilé.
- t : épaisseur.
- $t_w$  : Épaisseur de l'âme de profile.
- $t_f$  : Épaisseur de la semelle de profile.
- A : Section du profilé.
- $C_t$  : Coefficient de topographie.
- $C_r$  : Coefficient de rugosité.
- $C_e$  : Coefficient d'exposition.
- $C_d$  : Coefficient dynamique.
- $M_{sd}$  : Moment fléchissant sollicitant.
- $M_{Rd}$  : Moment résistant.
- $M_{Pl}$  : Moment plastique.
- $M_{pl, Rd}$  : Moment plastique résistant.
- $M_{b, Rd}$  : Moment de la résistance au déversement.
- $V_{sd}$  : Effort tranchant sollicitant.
- $V_{pl, Rd}$  : Effort tranchant plastique.
- $V_{el, Rd}$  : Effort tranchant élastique.

$W_{el}$  : Moment de résistance élastique.

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

$R$  : Coefficient de comportement de la structure.

$T$  : La période propre

$f$  : La flèche.

$f_y$  : Limite d'élasticité.

$h$  : Hauteur d'une pièce.

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

$L_f$  : Longueur de flambement.

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

$\beta_w$  : Facteur de corrélation.

$\gamma_m$  : Coefficient de sécurité.

$\lambda$  : Élanement.

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

$\alpha$  : Facteur d'imperfection.

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

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

$\sigma_a$  : Contrainte de l'acier.

$\sigma_b$  : Contrainte du béton.

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

# *Sommaires*

## **Introduction Général**

<b>I. Introduction .....</b>	<b>01</b>
<b>II. Présentation de l'ouvrage .....</b>	<b>01</b>
<b>III. Choix de la structure .....</b>	<b>02</b>
<b>IV. Caractéristiques des matériaux .....</b>	<b>03</b>
<b>V. Définition des zones d'implantation du projet .....</b>	<b>03</b>

## **Chapitre I : Etude Du Vent**

<b>I.1 Introduction.....</b>	<b>04</b>
<b>I.2 Données relatives au site .....</b>	<b>04</b>
<b>I.3 Calcul .....</b>	<b>05</b>
<b>I.3.1 Pression dynamique de pointe .....</b>	<b>05</b>
<b>I.3.2 Détermination de la pression aérodynamique .....</b>	<b>06</b>
<b>A. Direction du vent V1 .....</b>	<b>06</b>
<b>A.1 Calcul des pressions sur les parois verticales .....</b>	<b>07</b>
<b>A.2 Calcul des pressions sur la toiture .....</b>	<b>09</b>
<b>B. Direction du vent V2 .....</b>	<b>11</b>
<b>B.1 Calcul des pressions sur les parois verticales .....</b>	<b>11</b>
<b>B.2 Calcul des pressions sur la toiture .....</b>	<b>14</b>
<b>C. Direction du vent V3 .....</b>	<b>15</b>
<b>C.1 Calcul des pressions sur les parois verticales .....</b>	<b>15</b>
<b>C.2 Calcul des pressions sur la toiture .....</b>	<b>17</b>
<b>I.3.3 Calcul la force de frottement .....</b>	<b>18</b>



## Chapitre II : Etude Du Neige

II.1 Introduction .....	21
II.2 Calcul des charges de la neige.....	21
II.3 La charge de neige sur les obstacles (l'acrotère) .....	23

## Chapitre III : Etude Sismique

III.1 Introduction.....	24
III.2 Calcul de la force sismique totale.....	24
III.3 Distribution de la résultante des forces sismiques.....	27
III.4 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur .....	28
III.5 Répartition de l'effort sismique .....	28

## Chapitre IV : Dimensionnement Des Éléments Secondaires

### IV.1 Calcul Des Pannes

I. Conception .....	30
II. Calcul .....	30
II.1 Panne intermédiaire.....	30
II.1.1 Selon le CCM66 .....	32
1. Combinaisons .....	32
2. Calcul et vérification .....	32
2.1 Pré dimensionnement .....	33
2.2 Vérification .....	34
2.2.1 Contrainte .....	34
2.2.2 Flèche.....	34
2.2.3 Déversement.....	34
2.2.4 Cisaillement.....	36
II.2 Vérification de la panne de rive .....	38

<b>II.1.2 Selon le CCM 97 .....</b>	<b>39</b>
<b>1. Combinaisons des charges et actions .....</b>	<b>39</b>
<b>2. Dimensionnement de la panne .....</b>	<b>39</b>
<b>3. Vérification .....</b>	<b>40</b>
<b>3.1 Vérification a ELU .....</b>	<b>40</b>
<b>3.1.1 Flexion .....</b>	<b>40</b>
<b>3.1.2 Cisaillements.....</b>	<b>41</b>
<b>3.1.3 Déversement.....</b>	<b>42</b>
<b>3.2 Vérification à l'ELS .....</b>	<b>43</b>
<b>3.2.1 La flèche .....</b>	<b>43</b>
<b>1. Combinaisons d'action .....</b>	<b>44</b>

#### **IV.2 Calcul des liernes**

<b>I. Définition .....</b>	<b>45</b>
<b>II. Mode du calcul .....</b>	<b>45</b>

#### **IV.3 Calcul de l'échantignole**

<b>I. Conception .....</b>	<b>46</b>
<b>II. Calcul .....</b>	<b>46</b>

#### **IV.4 Calcul des lisses**

<b>I. Conception .....</b>	<b>48</b>
<b>II. Calcul .....</b>	<b>49</b>
<b>II.1 Lisses cote long pan .....</b>	<b>49</b>
<b>II.1.1 Evaluation des charges .....</b>	<b>49</b>
<b>II.1.2 Predimensionnement .....</b>	<b>50</b>
<b>II.1.3 Verification .....</b>	<b>50</b>
<b>1. Contraintes .....</b>	<b>50</b>
<b>2. Fleches .....</b>	<b>50</b>
<b>3. Ciasaillement .....</b>	<b>51</b>
<b>II.2 Lisses cote pignon .....</b>	<b>51</b>
<b>II.2.1 Evaluation des charges .....</b>	<b>51</b>
<b>II.2.2 Prdimensionnement .....</b>	<b>52</b>
<b>II.2.3 Verification .....</b>	<b>52</b>
<b>1. Contrainte.....</b>	<b>52</b>
<b>2. Flaches .....</b>	<b>52</b>

3. Cisaillement .....	53
-----------------------	----

#### **IV.5 Calcul des liernes**

#### **IV.6 Calcul des Potelets**

I. Conception .....	55
II. Calcul .....	55
II.1 Potelets du pignon .....	55
II.1.1 Pré dimensionnement.....	56
II.1.2 Verification .....	56
1. Contraintes .....	56
2. Déversement .....	57
3. Cisaillement .....	58
II.2 Potelets coté long pan .....	59

#### **IV.7 Calcul des acrotères**

I. Conception .....	60
II. Calcul .....	60
II.1 Les charges .....	60
1. Charges verticales .....	60
2. Charges horizontales .....	60
II.2 Vérification .....	61
1. Contraintes.....	61
2. Flèche .....	62
3. Cisaillement.....	62

#### **IV.8 Calcul des pannes sablières**

I. Conception .....	63
II. Calcul .....	63
II.1 Pré dimensionnement .....	63
II.3 Vérification .....	64

## IV.9 Poutre de freinage

I. Conception .....	66
II. Calcul .....	66
III. Dimensionnement des barres tendues .....	67

## IV.10 Supporte du chemin de roulement

I. Conception.....	68
II. Calcul .....	68
II.1 Dimensionnement .....	68
II.2 Vérification .....	69
1. Contrainte de flexion .....	69
2. Contrainte de cisaillement .....	69
3. Flèche .....	69
4. Déversement.....	69
5. Voilement .....	70

## Chapitre V : Pont Roulant

V.1 Conception .....	71
V.1.1 Caractéristiques du pont .....	72
V.1.2 Données pour le calcul de chemins de roulement .....	72
V.2 Chemin de roulement .....	72
V.3 Charges à considérer .....	73
V.4 Rails .....	74
V.4.1 Choix des rails .....	74
V.4.2 Fixation du rail .....	74
V.5 Calcul du chemin de roulement .....	75
V.5.1 Efforts dus aux surcharges .....	75
1. Moment fléchissant .....	75
2. Effort tranchant max .....	75
V.6 Pré dimensionnement .....	76

1. Calcul de la flèche .....	76
<b>V.7 Evaluation des contraintes .....</b>	<b>78</b>
<b>V.7.1 Contraintes principales .....</b>	<b>78</b>
1. Contraintes dues aux charges verticales .....	78
2. Contraintes dues aux charges longitudinales .....	79
3. Contraintes dues aux charges transversales .....	80
<b>V.7.2 Contraintes secondaires .....</b>	<b>81</b>
1. Contrainte dues à la pression locale .....	81
<b>V.8 Vérifications des contraintes .....</b>	<b>81</b>
1. Contraintes normales .....	82
2. Contraintes tangentielles .....	82
<b>V.9 Vérification spéciale à la fatigue .....</b>	<b>82</b>
1. Contraintes normales .....	82
2. Contrainte équivalente .....	82
3. Contraintes tangentielles .....	82
<b>V.10 Vérification des déformations .....</b>	<b>83</b>
1. Flèche verticale .....	83
2. Flèche horizontale .....	83
<b>V.11 Vérification au déversement .....</b>	<b>84</b>
<b>V.12 Vérification au voilement.....</b>	<b>84</b>

## **Chapitre VI : Stabilités et Contreventements**

<b>VI.1 Conception .....</b>	<b>86</b>
<b>VI.2 Calcul .....</b>	<b>88</b>
<b>VI.2.1 Stabilité horizontale .....</b>	<b>88</b>
<b>VI.2.2 Stabilité verticale .....</b>	<b>90</b>
1. Calcul des sections .....	91
2. Calcul du déplacement horizontal de la palée de stabilité .....	92
3. Calcul de traverse du palee de stabilite .....	94

## Chapitre VII : Calcul Des Portiques

<b>VII.1 Introduction</b> .....	96
<b>VII.2 Evaluation des charges et surcharges</b> .....	96
<b>VII.2.1 Charges permanentes (G)</b> .....	96
<b>VII.2.2 Charges climatiques</b> .....	97
<b>VII.2.3 Effets des ponts roulants</b> .....	98
<b>VII.3 Vérification des déplacements du portique</b> .....	100
<b>VII.4 Dimensionnement du portique</b> .....	100
<b>VII.4.1 Vérification des poteaux</b> .....	100
1. Contrainte de non déversement .....	101
2. Cisaillement .....	102
3. Vérification du voilement .....	102
<b>VII.4.2 Vérification des traverses</b> .....	102
1. Contrainte de non déversement .....	103
2. Cisaillement .....	104
3. Vérification au voilement .....	104

## Chapitre VIII : Calcul Des Assemblages

### VIII.1 Attache des contreventements

<b>I. Poutre au vent</b> .....	105
<b>II. Stabilités verticales</b> .....	105

### VIII.2 Assemblage Poteau Traverse

<b>I. Assemblage boulonné</b> .....	107
<b>I.1 Pré dimensionnement</b> .....	107
<b>I.2 Vérification</b> .....	108
<b>I.2.1 Résistance locale au droit des boulons</b> .....	109
<b>I.2.2 Position de la fibre neutre</b> .....	109
<b>I.2.3 Calcul du moment résistant</b> .....	110
<b>I.2.4 Vérification de l'effort normal</b> .....	110
<b>I.2.5 Vérification de l'effort tranchant</b> .....	110

<b>II. Assemblage soudé .....</b>	<b>111</b>
<b>II.1 Vérification de la soudure de l'assemblage traverse platine .....</b>	<b>111</b>
<b>II.2 Vérification de la soudure au niveau faitage .....</b>	<b>112</b>

### **VIII.3 Assemblage traverse –traverse**

<b>I. Pré dimensionnement .....</b>	<b>114</b>
<b>II. Vérifications .....</b>	<b>115</b>
<b>II.1 Résistance locale de la platine au droit .....</b>	<b>115</b>
<b>II.2 Vérification de l'effort normal .....</b>	<b>116</b>
<b>II.3 Vérification de l'effort tranchant .....</b>	<b>117</b>

### **VIII.4 Assemblage console-poteau**

<b>I. Vérification .....</b>	<b>118</b>
• <b>Cardons des semelles .....</b>	<b>118</b>
• <b>Cardons d'âme .....</b>	<b>119</b>

## **Chapitre IX : Bases Des Poteaux et Tiges d'ancrage**

### **IX.1 Base des poteaux**

<b>I. Généralités .....</b>	<b>120</b>
<b>II. Platines sous poteaux .....</b>	<b>120</b>
<b>II.1 Dimensionnement .....</b>	<b>120</b>
<b>II.1.1 Epaisseur de la platine .....</b>	<b>121</b>
<b>II.2 Vérification des platines aux efforts d'arrachement .....</b>	<b>122</b>
<b>II.3 Calcul de la bêche.....</b>	<b>122</b>
<b>II.4 Calcul des raidisseurs .....</b>	<b>123</b>
<b>II.4.1 Épaisseur des raidisseurs .....</b>	<b>123</b>
<b>III. Platine sous potelets .....</b>	<b>123</b>

### **IX.2 Tiges d'ancrage**

<b>I. Généralité .....</b>	<b>125</b>
<b>II. Diamètre des boulons d'ancrages .....</b>	<b>125</b>

<b>III. Longueur d'ancrage .....</b>	<b>125</b>
<b>IV. Tige d'ancrage pour potelets .....</b>	<b>127</b>



## *Liste des tableaux*

### **Chapitre I : Etude Du Vent**

<b>Tableau I.1</b> : Valeurs de $C_t(z_e)$ .....	04
<b>Tableau I.2</b> : Résultats de la pression dynamique de pointe .....	06
<b>Tableau I.3</b> : résultats des pressions du vent 1 sur les parois verticales .....	09
<b>Tableau I.4</b> : résultats des pressions du vent 1 sur toiture version 1 .....	11
<b>Tableau I.5</b> : résultat de pression du vent 1 sur toiture versions 2, 3, 4,5 et 6 .....	11
<b>Tableau I.6</b> : résultats des pressions du vent 2 sur les parois verticales .....	13
<b>Tableau I.7</b> : résultats des pressions du vent 2 sur toiture version 1 .....	14
<b>Tableau I.8</b> : résultat de pression du vent 2 sur toiture version 2 3 4 5 et 6 .....	15
<b>Tableau I.9</b> : résultats des pressions du vent 3 sur les parois verticales .....	16
<b>Tableau I.10</b> : Les pressions du vent 3 sur toiture version 1 .....	18
<b>Tableau I.11</b> : Les pressions du vent 2 sur toiture versions 2, 3, 4, 5 et 6.....	18
<b>Tableau I.12</b> : Valeurs des coefficients de frottement .....	18
<b>Tableau I.13</b> : l'aire de frottement $A_{fr}$ .....	19

### **Chapitre III : Etude Sismique**

<b>Tableau III.1</b> : Valeur du coefficient de qualité .....	26
<b>Tableau III.2</b> : Distribution de la résultante des forces sismiques .....	27
<b>Tableau III.3</b> : Effort tranchant au niveau .....	28

### **Chapitre IV : Dimensionnement Des Éléments Secondaires**

<b>Tableau IV.1</b> : combinaisons des charges .....	32
<b>Tableau IV.2</b> : Caractéristiques géométriques de HEB 120 .....	41

### **Chapitre VI : Stabilités et Contreventements**

<b>Tableau VI.1</b> : Déplacement de palée de stabilité .....	93
---------------------------------------------------------------	----

## Chapitre VI : Calcul Des Portiques

**Tableau VII.1:** Les différentes combinaisons de calcul .....99

**Tableau VI.2 :** Déplacements du portique ..... 100

## *Liste des figures*

### **Introduction Général**

<b>Figure 1</b> : Vue en plan .....	01
<b>Figure 2</b> : Coupe transversale .....	02

### **Chapitre I : Etude Du Vent**

<b>Figure I.1</b> : Action du vent .....	05
<b>Figure I. 2</b> : La hauteur de référence $Z_e$ .....	06
<b>Figure I.3</b> : Vue en plan .....	07
<b>Figure I.4</b> : en élévation .....	07
<b>Figure I.5</b> : Répartition du coefficient de pression $C_{pe}$ et $C_{pi}$ sur les parois verticales $V_1$ ..	08
<b>Figure I.6</b> : Répartitions des pressions du vent 1 sur les parois verticales .....	09
<b>Figure I.7</b> : Coefficients de pressions extérieures $C_{pe}$ de chaque versant de la toiture.....	10
<b>Figure I.8</b> : Répartition du coefficient de pression $C_{pe}$ et $C_{pi}$ sur les parois verticales $V_2$	13
<b>Figure I.9</b> : Répartitions des pressions du vent 2 sur les parois verticales .....	13
<b>Figure I.10</b> : Répartition du coefficient de pression $C_{pe}$ et $C_{pi}$ sur les parois verticales $V_3$ .....	16
<b>Figure I.11</b> : Répartitions des pressions du vent 3 sur les parois verticales .....	17

### **Chapitre II : Etude Du Neige**

<b>Figure II.1</b> : Charges de la neige sur la toiture sans accumulation .....	22
<b>Figure II.2</b> : Charges de la neige sur la toiture avec accumulation. ....	22

### **Chapitre III : Etude Sismique**

<b>Figure III.1</b> : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	28
<b>Figure III.2</b> : Effort tranchant au niveau.....	28
<b>Figure III.3</b> : Répartition de l'effort sismique .....	29

### **Chapitre IV : Dimensionnement Des Éléments Secondaires**

<b>Figure IV.1</b> : disposition des pannes .....	30
<b>Figure IV.2</b> : schéma statique de panne .....	30
<b>Figure IV.3</b> : La disposition des liernes sur les pannes .....	45

<b>Figure IV.4</b> : Liaison panne-traverse par l'échantignolle .....	46
<b>Figure IV.5</b> : Disposition des lisses du long pan .....	48
<b>Figure IV.6</b> : disposition des lisses du pignon .....	48
<b>Figure IV.7</b> : Schémas de suspentes .....	54
<b>Figure IV.8</b> : disposition des potelets .....	55
<b>Figure IV.9</b> : schéma de l'acrotère .....	60
<b>Figure IV.10</b> : Position de la panne sablières .....	63
<b>Figure IV.11</b> : sécha statique du panne sablière .....	63
<b>Figure IV.12</b> : schema statique des charges sur la panne sablière .....	65
<b>Figure IV.13</b> : Disposition de la poutre de freinage.....	66
<b>Figure IV.14</b> : Disposition de la console .....	68

## **Chapitre V : Pont Roulant**

<b>Figure V.1</b> : pont roulant.....	71
<b>Figure V.2</b> : réactions de pont roulant.....	71
<b>Figure IV.3</b> : Dimensions du pont .....	72

## **Chapitre VI : Stabilités et Contreventements**

<b>Figure V.1</b> : La vue en plan de la Stabilité horizontale et verticale .....	88
<b>Figure VI.2</b> : Les surfaces d'application des efforts horizontaux .....	89
<b>Figure VI.3</b> : Le schéma statique de la poutre au vent .....	89
<b>Figure VI.4</b> : Schéma statique des palées de stabilité .....	91
<b>Figure IV.5</b> : Déplacement de palée de stabilité .....	92

## **Chapitre VI : Calcul Des Portiques**

<b>Figure VII.1</b> : Charge permanent .....	96
<b>Figure VII.2</b> : La charge de la neige normale .....	97
<b>Figure VII.3</b> : La charge de la neige cumulée .....	97
<b>Figure VII.4</b> : la pression du vent .....	98
<b>Figure VII.5</b> : Effets des ponts roulants .....	99

## **Chapitre VIII : Calcul Des Assemblages**

<b>Figure VIII.1</b> Schéma d'assemblage (poteau-traverse) .....	107
<b>Figure VIII.2</b> : Schéma d'assemblage (traverse-traverse) .....	114
<b>Figure VIII.3</b> : Assemblage consol -poteau .....	118

## **Chapitre IX : Bases Des Poteaux et Tiges d'ancrage**

<b>Figure IX.1</b> : Base du poteau .....	121
<b>Figure IX.2</b> : la Bêche .....	122
<b>Figure IX.3</b> : Tige d'ancrage du poteau .....	125
<b>Figure IX.4</b> : tige d'ancrage de potelet .....	127

---

# **Introduction Générale**

---

## I. Introduction

Notre projet consiste à dimensionner et vérifier les éléments de la stabilité de l'ensemble en rigueur d'un ouvrage représentons un triple hangar équipé par un pont de capacité 5tonne situé à Guelma, d'une altitude de 256 m en zone de moyenne sismicité zone IIa considéré par le R P A 2003.

## II. Présentation de l'ouvrage

La vue en plan de l'ouvrage permet de distinguer la forme géométrique rectangulaire.

L'ossature portante est constituée de 23 portiques de 20 m de portes respectives, la hauteur de hangar est 8 m avec un flèche de 1 m.

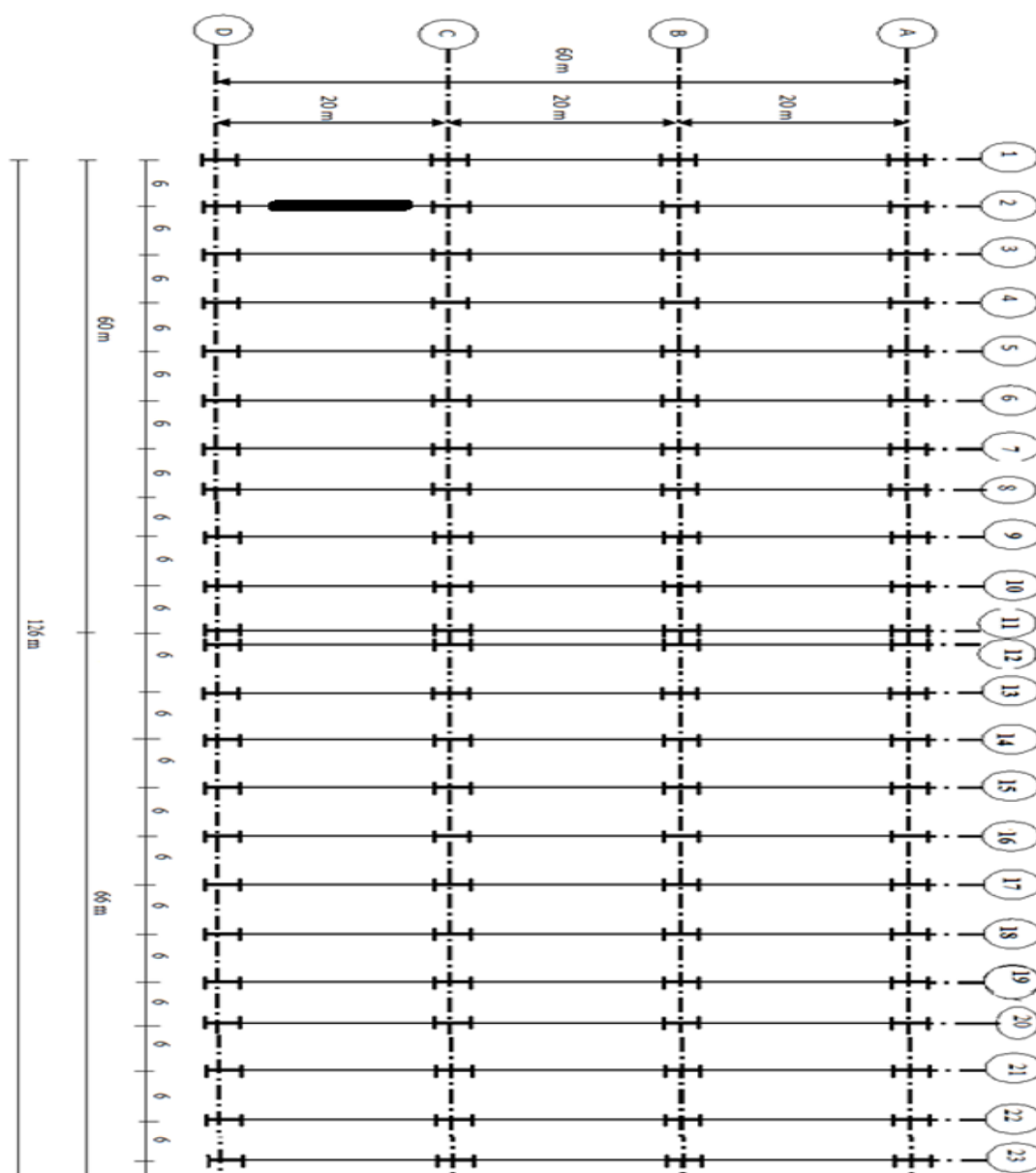


Figure 1 : Vue en plan

### ➤ Données géométriques du projet

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

- ✓ Long pan .....126 m
- ✓ Pignon .....3×20 m
- ✓ Hauteur du poteau ..... 8 m
- ✓ Hauteur du flèche .....1 m
- ✓ Hauteur totale d'hangar .....9 m

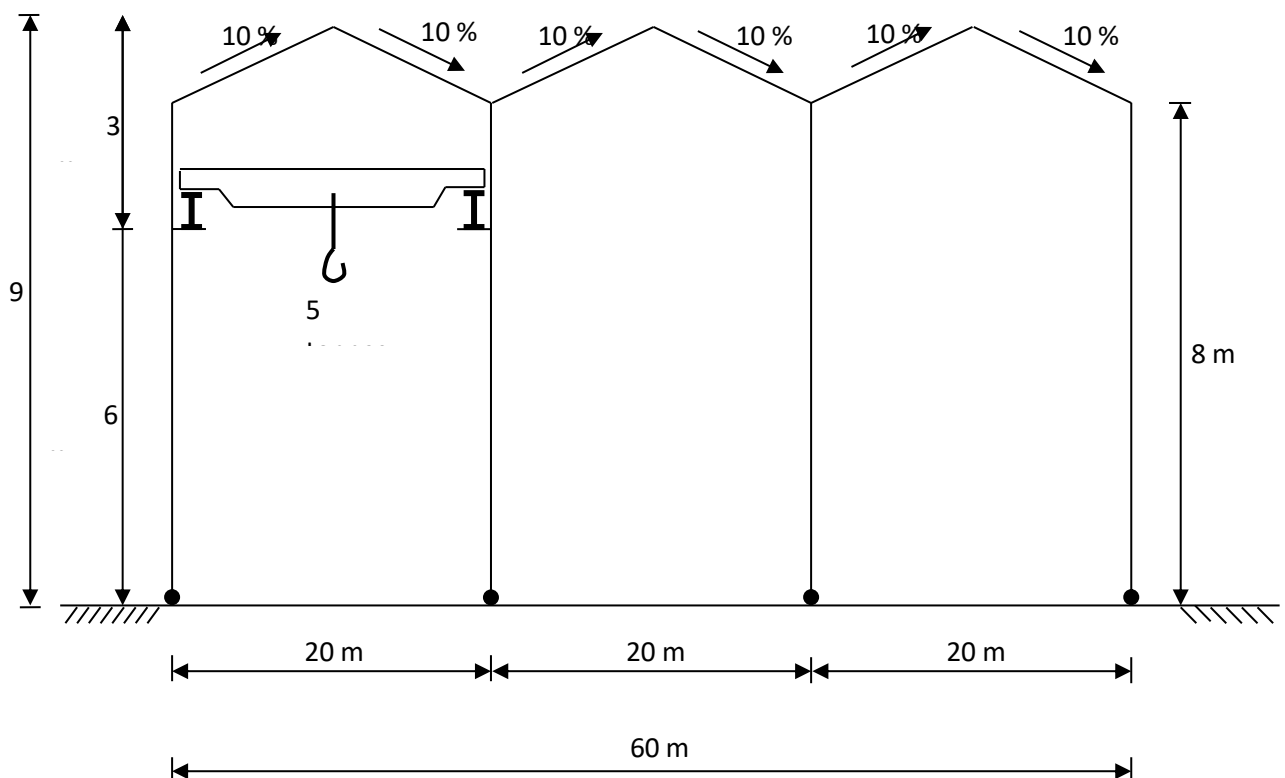


Figure 2 : Coupe transversale

### III. Choix de la structure

La stabilité d'une ossature métallique dans une direction donnée peut être obtenue soit par des contreventement verticaux entre fil de deux poteaux constituant <des palées > ; soit par des portiques.

Pour notre cas :

- Le contreventement assuré par portique dans le sens transversal.
- Palées de stabilité dans le sens longitudinale.

**La couverture et bardage :** Elles sont réalisées en panneaux sandwichs TN40



#### IV. Caractéristiques des matériaux

On utilise :

- L'acier E24 ou  $\sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2$
- Des boulons ordinaires ou  $\sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2$
- Pour l'ancrage de l'acier pour béton armé.

#### V. Définition des zones d'implantation du projet

- Zone de neige → **A** (ANNEXE 1 RNV2013 page 38)
- Zone de vent → **II** (ANNEXE I tableau A.2 RNV2013 page 108)
- Altitude → **256 m**
- Catégorie de terrain → **III**

---

# **Chapitre I :**

# **Etude Du Vent**

---

## I.1 Introduction

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.[7]

Le calcul sera mené conformément au Règlement **Neige et Vent 2013**. [1] Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions et des bâtiments y compris leur composants et élément de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200 m**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité
- La région
- Site d'implantation de la structure et de son environnement
- La forme géométrique et des ouvertures de la structure

## I.2 Données relatives au site

- Catégorie du terrain III (Tableau 2.4. RNV2013 page 53) [1]
- Site aux alentours des vallées et des oueds sans effet d'entonnoir :  $C_t = 1$

- Site plat	1
- Site aux alentours des vallées et des oueds sans effet d'entonnoir	1
- Site aux alentours des vallées et des oueds avec effet d'entonnoir	1.3
- Site aux alentours des plateaux	1.15
- Site aux alentours des collines	1.15
- Site aux montagneux	1.5

**Tableau I.1** : Valeurs de  $C_t$  (ze)

- Zone du vent II (ANNEXE.1. Tableau A.2 RNV2013 page 108) [1]
- $q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$  (Tableau 2.2. RNV2013 page 50) [1]

### I.3 Calcul

Selon le règlement RNV 2013, le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, et perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

- La direction **V1** du vent : Long pan on choisit une seule direction parce qu'il est symétrique.
- La direction **V2** du vent : parallèle à la façade principale.
- La direction **V3** du vent : Façade postérieure

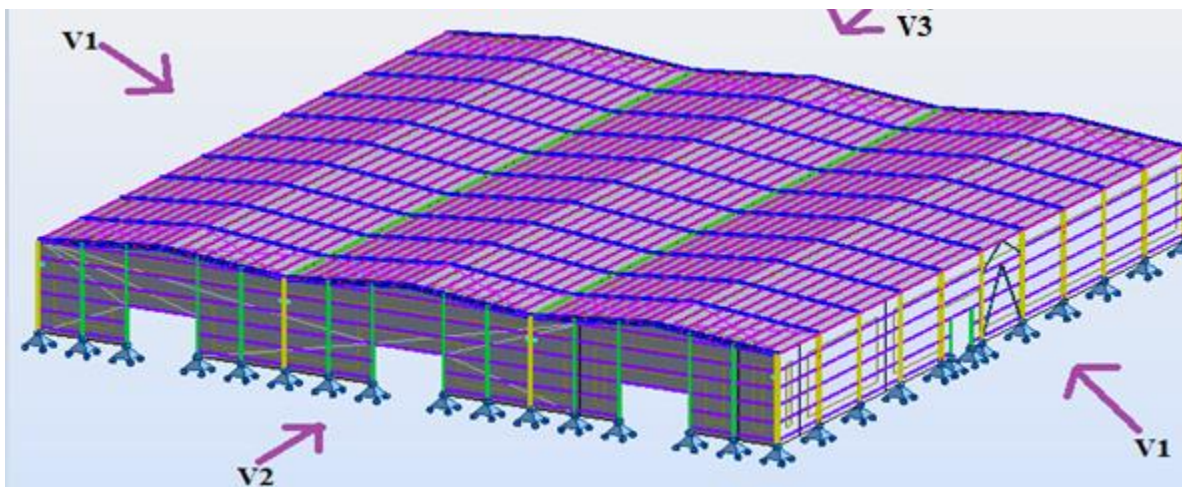


Figure I.1 : Action du vent

#### I.3.1 Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe  $q_p(z_e)$  donnée par : [1]

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

§2.3.1. RNV2013 page 50)

- $q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2$
- $z_e$  [m] : La hauteur de référence (§2.3.2. RNV2013 page 50) [1]

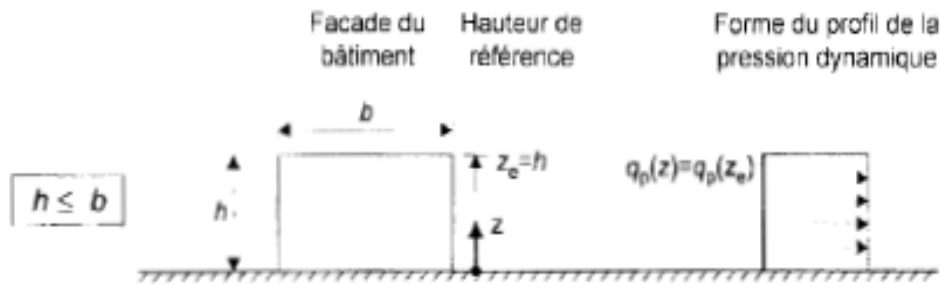


Figure I. 2 : La hauteur de référence Ze

Alors :  $z_e = 8$  m pour paroi vertical

$z_e = 9$  m pour la toiture (figure 2.1. RNV2013 page 51) [1]

➤  $C_e$  : coefficient d'exposition au vent.

Comme  $C_t(z) = 1$  le  $C_e(z_e)$  est donné par le tableau 2.3 RNV2013 page 52 [1]

	$Z_e$ (m)	$C_e(Z_e)$	$q_{réf}$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_p(z_e)$ (N/m <sup>2</sup> )
Paroi vertical	8	1.532	435	666.42
Toiture	9	1.618	435	703.83

Tableau I.2 : Résultats de la pression dynamique de pointe

### I.3.2 Détermination de la pression aérodynamique

La pression dynamique  $W(z_j)$  agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]}$$

(§2.5.2. RNV2013 page 57) [1]

➤  $C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieure

➤  $C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieure

#### A. Direction du vent V1

Vent perpendiculaire au long-pan :

$d = 60$  m et  $b = 126$  m

### A.1 Calcul des pressions sur les parois verticales

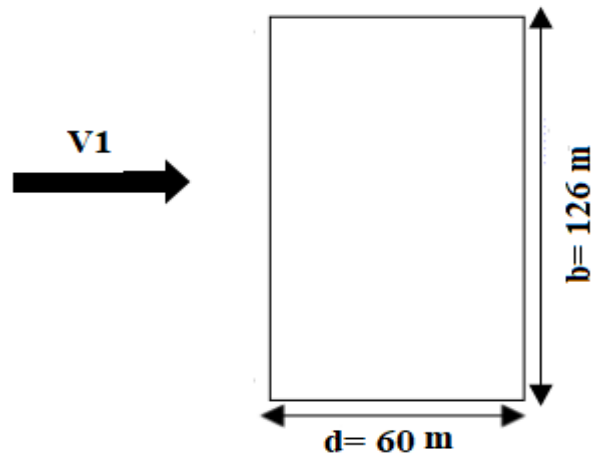


Figure I.3 : Vue en plan

$$h = 8 \text{ m}$$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [126 ; 16]$$

$$e = 16 \text{ m}$$

$d = 60 > e = 16$  La paroi est divisée en 5 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivante :

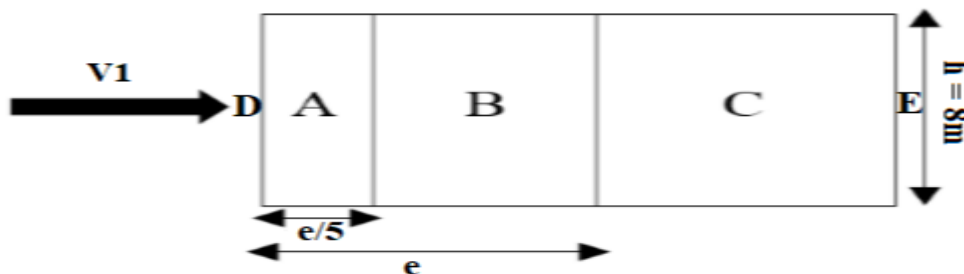


Figure I.4 : en élévation

- **Coefficients de pressions extérieures  $C_{pe}$**

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes : (§5.1. RNV2013 page80) [1]

$$C_{pe} = C_{pe.1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

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

$$C_{pe} = C_{pe.10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

S est la surface chargée de la paroi considérée

$$SA = e/5 \times h = 16/5 \times 8 = 25.6 \text{ m}^2$$

$$SB = (e - e/5) \times h = (16 - 16/5) \times 8 = 102.4 \text{ m}^2$$

$$Sc = (d - e) \times h = (60 - 16) \times 8 = 352 \text{ m}^2$$

$$SE = b \times h = 126 \times 8 = 1008 \text{ m}^2$$

$$SD = b \times h = 126 \times 8 = 1008 \text{ m}^2$$

$$SA > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow CpeA = Cpe 10 = -1.0$$

$$SB > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow CpeB = Cpe 10 = -0.8$$

$$SC > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow CpeC = Cpe 10 = -0.5$$

$$SD > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow CpeD = Cpe 10 = +0.8$$

$$SE > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow CpeE = Cpe 10 = -0.3$$

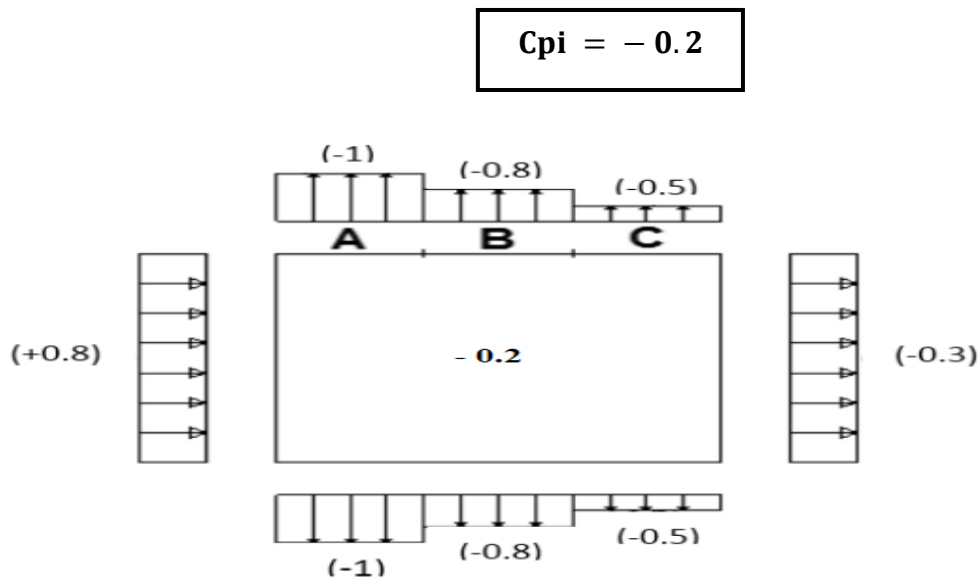
- **Coefficient de pression intérieure Cpi** (§5.2.2.2. RNV2013 page96) [1]

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

$$\mu_p = \frac{3(5 \times 3.6) + 2(3 \times 3.6)}{3(5 \times 3.6) + 4(3 \times 3.6)} = 0.8$$

$$h/d = 8/60 = 0.133 < 0.25$$

D'après la figure 5.14 RNV2013 page 97 [1]



**Figure I.5 :** Répartition du coefficient de pression Cpe et Cpi sur les parois verticales V1

Résumé des résultats

Zone	qp (N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	W (N/m <sup>2</sup> )
A	666.42	- 1	- 0.2	- 0.8	- 533.136
B	666.42	- 0.8	- 0.2	- 0.6	- 399.852
C	666.42	- 0.5	- 0.2	- 0.3	- 199.926
D	666.42	+ 0.8	- 0.2	+ 1	+ 666.42
E	666.42	- 0.3	- 0.2	- 0.1	- 66.642

Tableau I.3 : résultats des pressions du vent 1 sur les parois verticales

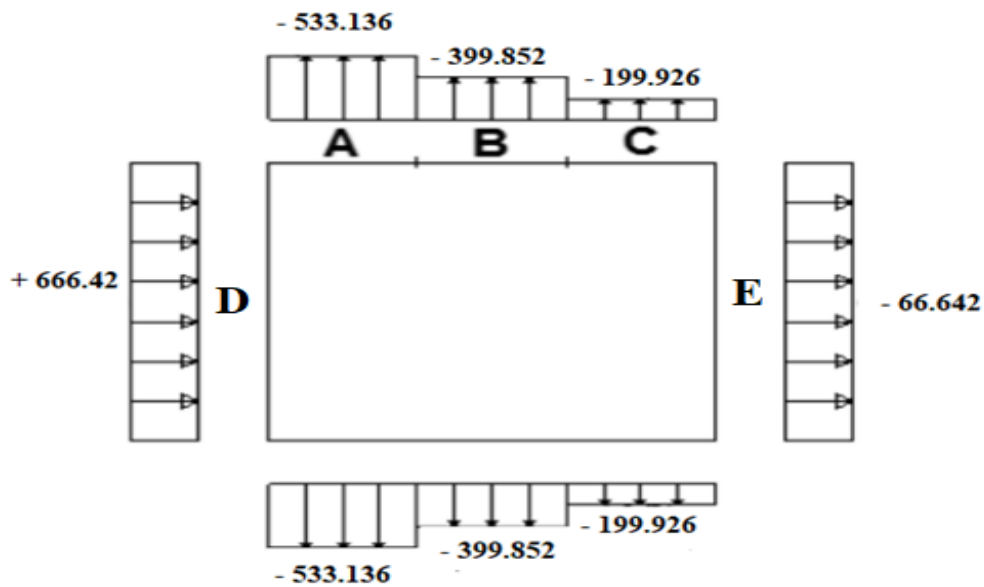


Figure I.6 : Répartitions des pressions du vent 1 sur les parois verticales

A.2 Calcul des pressions sur la toiture

Dans notre hangar il y'a toiture a versants multiples (§5.1.8 RNV2013 page90) [1]

Cas a :( figure 5.7 RNV2013 page 90) [1]



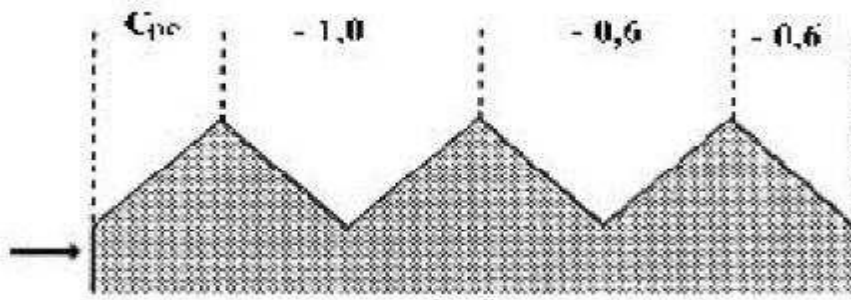


Figure I.7 : Coefficients de pressions extérieures Cpe de chaque versant de la toiture

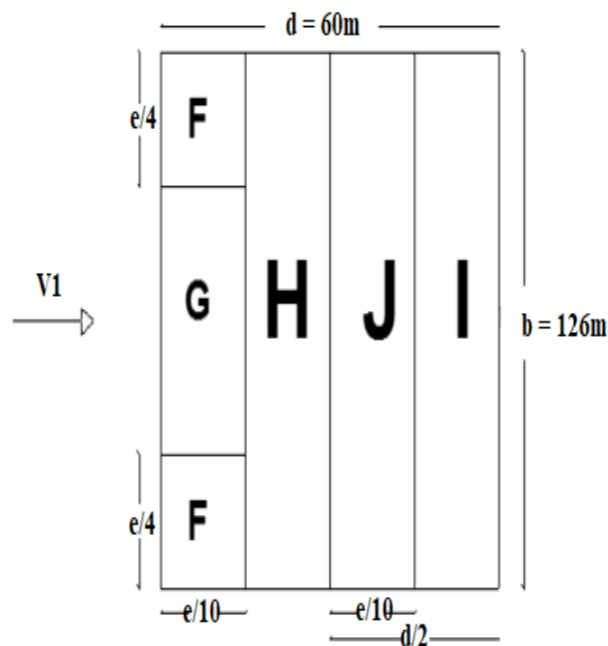
Pour calcul Cpe le cas d'une toiture a deux versants (§5.1.5 RNV2013 page86) [1]

V1 : la direction est perpendiculaire aux génératrices alors  $\theta = 0^\circ$  ,  $h = 9$  m et  $\alpha = 5.71^\circ$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [126 ; 18]$$

$$e = 18 \text{ m}$$

- **Version 1**



### Coefficients de pressions extérieures Cpe

$$SF = e/4 \times e/10 = 18/4 \times 18/10 = 8.1 \text{ m}^2$$

$$SG = e/10 \times (b - e/4 - e/4) = 18/10 \times (126 - 18/4 - 18/4) = 210.06 \text{ m}^2$$

$$SH = (d/2 - e/10) \times b = (60/2 - 18/10) \times 126 = 3553.2 \text{ m}^2$$

$$SJ = e/10 \times b = 18/10 \times 126 = 226.8 \text{ m}^2$$

$$SI = (d/2 - e/10) \times b = (60/2 - 18/10) \times 126 = 3553.2 \text{ m}^2$$

Résumé des résultats

	Zones	F	G	H	I	J
	<b>qp(N/m<sup>2</sup>)</b>	703.83	703.83	703.83	703.83	703.83
	<b>Cpi</b>	- 0.2	- 0.2	- 0.2	- 0.2	- 0.2
<b>Pression</b>	<b>Cpe</b>	- 1.7	- 1.2	- 0.6	- 0.6	+ 0.1
	<b>Cpe – Cpi</b>	- 1.5	- 1	- 0.4	- 0.4	+ 0.3
	<b>W(N/m<sup>2</sup>)</b>	- 1055.75	- 703.83	- 281.532	- 281.532	+ 211.149
<b>Dépression</b>	<b>Cpe</b>	+ 0.04	+ 0.1	+ 0.1	- 0.6	- 0.6
	<b>Cpe – Cpi</b>	+ 0.24	+ 0.3	+ 0.3	- 0.4	- 0.4
	<b>W(N/m<sup>2</sup>)</b>	+ 168.92	+ 211.15	+ 211.15	- 281.53	- 281.53

Tableau I.4 : résultats des pressions du vent 1 sur toiture version 1

	qp(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	Cpe – Cpi	W(N/m <sup>2</sup> )
<b>Version 2 et 3</b>	703.83	-1.0	- 0.2	- 0.8	- 563.064
<b>Version 4, 5 et 6</b>	703.83	- 0.6	- 0.2	- 0.4	- 281.53

Tableau I.5 : résultat de pression du vent 1 sur toiture versions 2, 3, 4,5 et 6

**B. Direction du vent V2**

Vent perpendiculaire au pignon :  
d = 126 m et b = 60 m

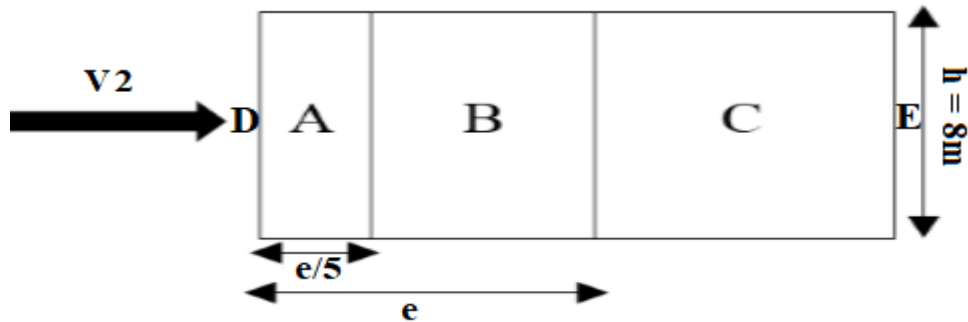
**B.1 Calcul des pressions sur les parois verticales**

$$h = 8 \text{ m}$$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [60 ; 16]$$

$$e = 16 \text{ m}$$

d = 60 > e = 16 La paroi est divisée en 5 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivante :



$$SA = e/5 \times h = 16/5 \times 8 = 25.6 \text{ m}^2$$

$$SB = (e - e/5) \times h = (16 - 16/5) \times 8 = 102.4 \text{ m}^2$$

$$Sc = (d - e) \times h = (60 - 16) \times 8 = 352 \text{ m}^2$$

$$SE = b \times h = 126 \times 8 = 1008 \text{ m}^2$$

$$SD = b \times h = 126 \times 8 = 1008 \text{ m}^2$$

- **Coefficients de pressions extérieures Cpe**

$$SA > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow CpeA = Cpe 10 = -1.0$$

$$SB > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow CpeB = Cpe 10 = -0.8$$

$$SC > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow CpeC = Cpe 10 = -0.5$$

$$SD > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow CpeD = Cpe 10 = +0.8$$

$$SE > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow CpeE = Cpe 10 = -0.3$$

- **Coefficient de pression intérieure Cpi** (§5.2.2.2. RNV2013 page96) [1]

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

$$\mu_p = \frac{3(5 \times 3.6)}{3(5 \times 3.6) + 4(3 \times 3.6)} = 0.55$$

$$h/d = 8/126 = 0.063 < 0.25$$

D'après la figure 5.14 RNV2013 page 97 [1]

$$Cpi = +0.08$$

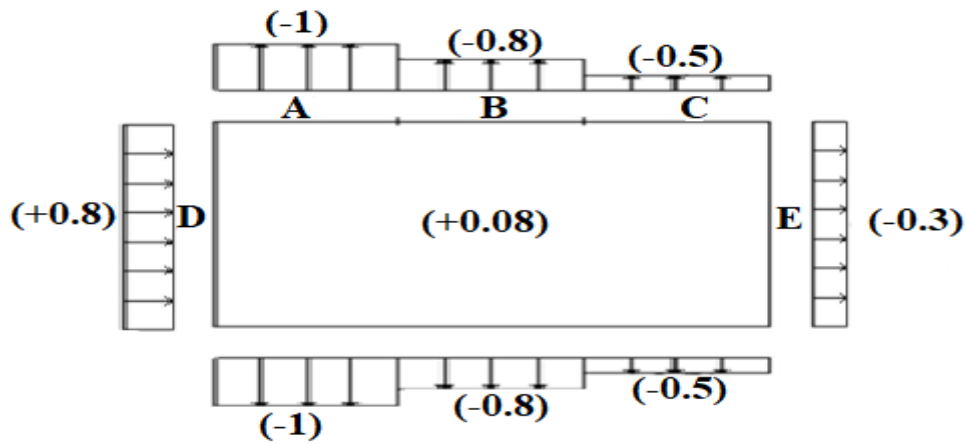


Figure I.8 : Répartition du coefficient de pression Cpe et Cpi sur les parois verticales V2

Résumé des résultats

Zone	qp (N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	W (N/m <sup>2</sup> )
A	666.42	- 1	+ 0.08	- 1.08	- 719.73
B	666.42	- 0.8	+0.08	- 0.88	- 586.45
C	666.42	- 0.5	+ 0.08	- 0.58	- 386.52
D	666.42	+ 0.8	+ 0.08	+ 0.72	+ 479.82
E	666.42	- 0.3	+ 0.08	- 0.38	- 253.24

Tableau I.6 : résultats des pressions du vent 2 sur les parois verticales

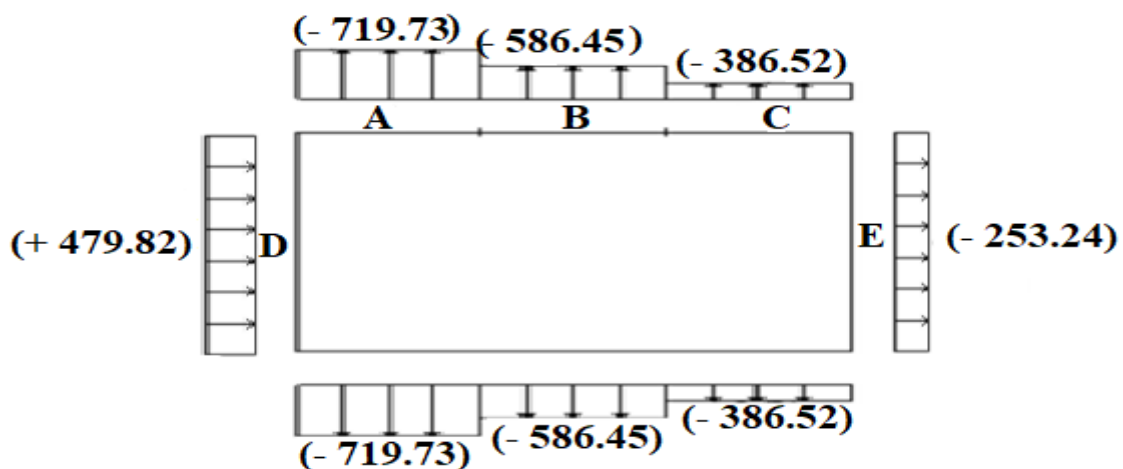


Figure I.9 : Répartitions des pressions du vent 2 sur les parois verticales

## B.2 Calcul des pressions sur la toiture

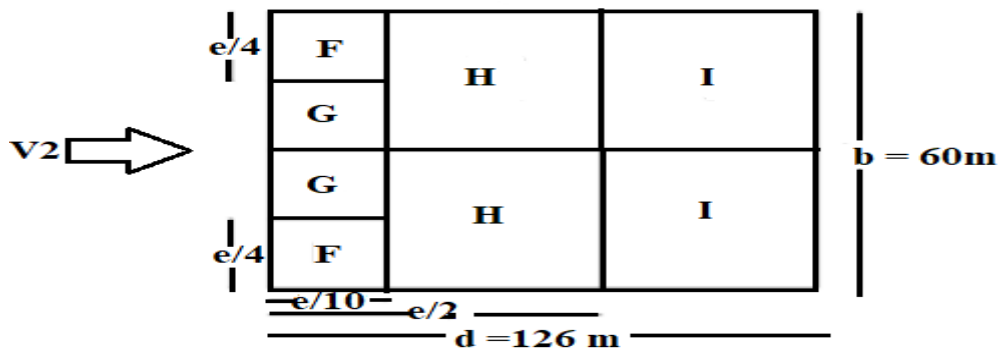
V2 : la direction est parallèle aux génératrices alors ;

$$\theta = 90^\circ, h = 9 \text{ m et } \alpha = 5.71^\circ$$

$$e = \min [b; 2h] = \min [60; 18]$$

$$e = 18 \text{ m}$$

- Version 1



### Coefficients de pressions extérieures Cpe

$$SF = e/4 \times e/10 = 18/4 \times 18/10 = 8.1 \text{ m}^2$$

$$SG = e/10 \times (b/2 - e/4) = 18/10 \times (126/2 - 18/4) = 45.9 \text{ m}^2$$

$$SH = b/2 \times (e/2 - e/10) = 126/2 \times (18/2 - 18/10) = 216 \text{ m}^2$$

$$SJ = e/10 \times b = 18/10 \times 126 = 226.8 \text{ m}^2$$

$$SI = b/2 \times (d - e/2) = 126/2 \times (126 - 18/2) = 3510 \text{ m}^2$$

$$1 \text{ m}^2 < SF < 10 \text{ m}^2 \Rightarrow CpeF = Cpe1 + (Cpe10 - Cpe1) \times \log_{10}(s) = -1.6$$

$$SG > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow CpeG = Cpe10 = -1.3$$

$$SH > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow CpeH = Cpe10 = -0.7$$

$$SI > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow CpeI = Cpe10 = -0.6$$

### Résumé des résultats

Zone	qp (N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	W (N/m <sup>2</sup> )
F	703.83	- 1.6	+ 0.08	- 1.68	- 1182.43
G	703.83	- 1.3	+0.08	- 1.38	- 971.29
H	703.83	- 0.7	+ 0.08	- 0.78	- 548.99
I	703.83	- 0.6	+ 0.08	- 0.68	- 478.60

Tableau I.7 : résultats des pressions du vent 2 sur toiture version 1

	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(N/m^2)$
<b>Version 2 et 3</b>	703.83	-1.0	+ 0.08	- 1.08	-760.14
<b>Version 4, 5 et 6</b>	703.83	- 0.6	+ 0.08	- 0.68	- 478.60

**Tableau I.8** : résultat de pression du vent 2 sur toiture version 2, 3, 4 ,5 et 6

### C. Direction du vent V3

Vent perpendiculaire au pignon :

$d = 126$  m et  $b = 60$  m

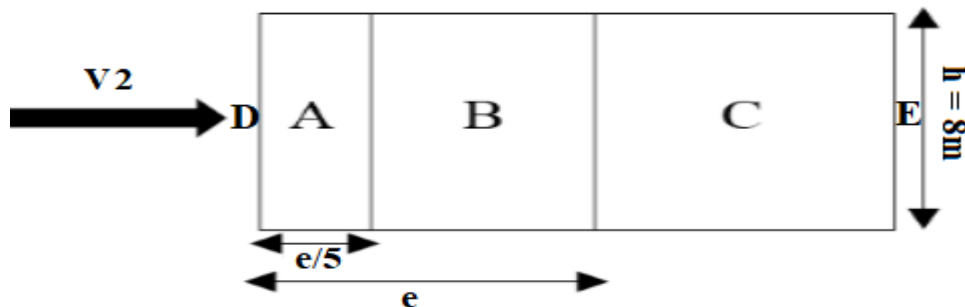
#### C.1 Calcul des pressions sur les parois verticales

$h = 8$  m

$e = \min [b ; 2h] = \min [60 ; 16]$

$e = 16$  m

$d = 60 > e = 16$  La paroi est divisée en 5 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivante :



$$S_A = e/5 \times h = 16/5 \times 8 = 25.6 \text{ m}^2$$

$$S_B = (e - e/5) \times h = (16 - 16/5) \times 8 = 102.4 \text{ m}^2$$

$$S_C = (d - e) \times h = (60 - 16) \times 8 = 352 \text{ m}^2$$

$$S_E = b \times h = 126 \times 8 = 1008 \text{ m}^2$$

$$S_D = b \times h = 126 \times 8 = 1008 \text{ m}^2$$

- **Coefficients de pressions extérieures  $C_{pe}$**

$$S_A > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{peA} = C_{pe 10} = - 1.0$$

$$S_B > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{peB} = C_{pe 10} = - 0.8$$

$$S_C > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{peC} = C_{pe 10} = - 0.5$$

$$S_D > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{peD} = C_{pe 10} = + 0.8$$

$$S_E > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{peE} = C_{pe 10} = - 0.3$$

- Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  (§5.2.2.2. RNV2013 page96) [1]

Face fermée  $\mu_p=0$

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

$$\mu_p = \frac{0}{3(5 \times 3.6) + 4(3 \times 3.6)} = 0$$

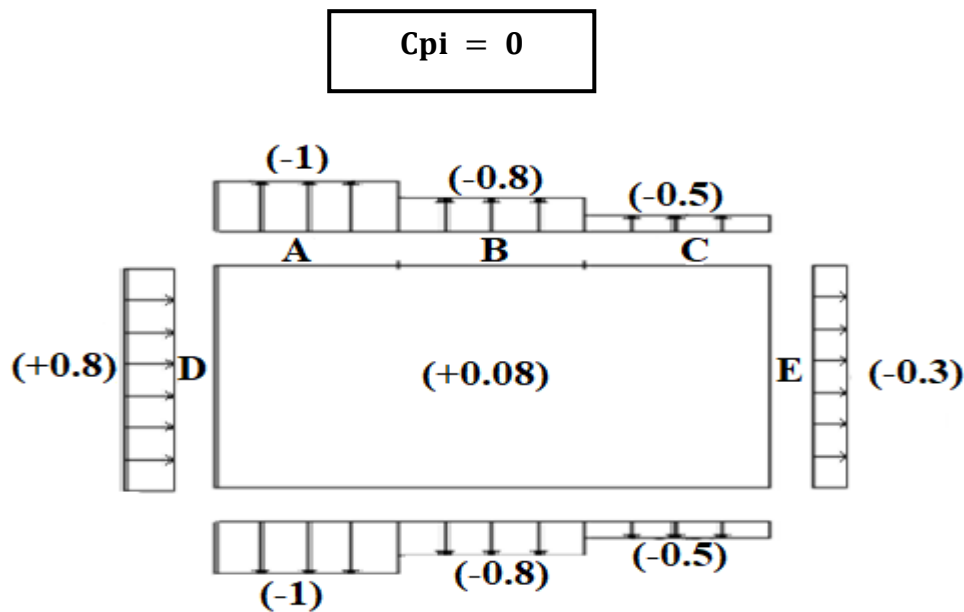


Figure I.10 : Répartition du coefficient de pression  $C_{pe}$  et  $C_{pi}$  sur les parois verticales V3

### Résumé des résultats

Zone	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$W$ (N/m <sup>2</sup> )
A	666.42	- 1	0	- 1	- 666.42
B	666.42	- 0.8	0	- 0.8	- 533.14
C	666.42	- 0.5	0	- 0.5	- 333.21
D	666.42	+ 0.8	0	+ 0.8	+ 533.14
E	666.42	- 0.3	0	- 0.3	- 199.93

Tableau I.9 : résultats des pressions du vent 3 sur les parois verticales

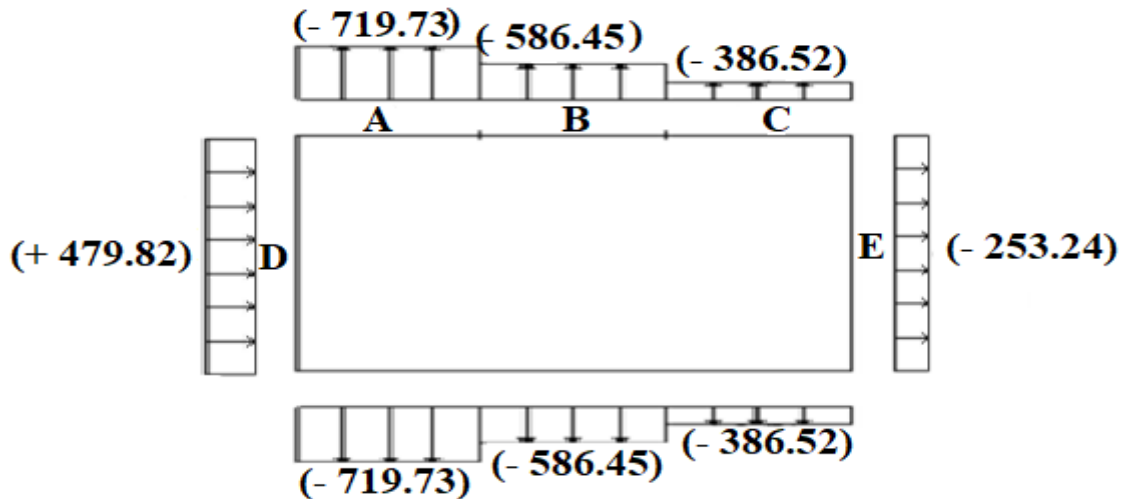


Figure I.11 : Répartitions des pressions du vent 3 sur les parois verticales

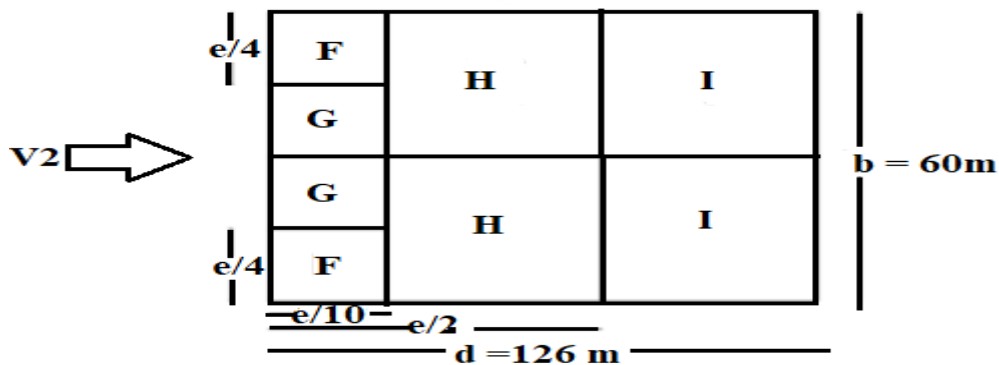
### C.2 Calcul des pressions sur la toiture

V3 : la direction est parallèle aux génératrices alors  $\theta = 90^\circ$ ,  $h = 9$  m et  $\alpha = 5.71^\circ$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [60 ; 18]$$

$$e = 18 \text{ m}$$

- Version 1 :



$$SF = e/4 \times e/10 = 18/4 \times 18/10 = 8.1 \text{ m}^2$$

$$SG = e/10 \times (b/2 - e/4) = 18/10 \times (126/2 - 18/4) = 45.9 \text{ m}^2$$

$$SH = b/2 \times (e/2 - e/10) = 126/2 \times (18/2 - 18/10) = 216 \text{ m}^2$$

$$SJ = e/10 \times b = 18/10 \times 126 = 226.8 \text{ m}^2$$

$$SI = b/2 \times (d - e/2) = 126/2 \times (126 - 18/2) = 3510 \text{ m}^2$$

### Coefficients de pressions extérieures Cpe

$$1 \text{ m}^2 < SF < 10 \text{ m}^2 \Rightarrow CpeF = Cpe1 + (Cpe10 - Cpe1) \times \log_{10}(s) = -1.6$$

$$SG > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow CpeG = Cpe10 = -1.3$$

$$SH > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow CpeH = Cpe10 = -0.7$$

$$SI > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow CpeI = Cpe10 = -0.6$$



Résumé des résultats

Zone	qp (N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	Cpe – Cpi	W (N/m <sup>2</sup> )
F	703.83	- 1.6	0	- 1.6	- 1126.13
G	703.83	- 1.3	0	- 1.3	- 914.98
H	703.83	- 0.7	0	- 0.7	- 492.69
I	703.83	- 0.6	0	- 0.6	- 422.30

Tableau I.10 : Les pressions du vent 3 sur toiture version 1

	qp(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	Cpe – Cpi	W(N/m <sup>2</sup> )
Version 2 et 3	703.83	-1.0	0	- 1.0	- 703.83
Version 4, 5 et 6	703.83	- 0.6	0	- 0.6	- 422.298

Tableau I.11 : Les pressions du vent 2 sur toiture versions 2, 3, 4, 5 et 6

I.3.3 Calcul la force de frottement (§2.6.3. RNV2013 page58) [1]

$$Ffr = Cfr \times qp (Ze) \times Afr$$

Avec :

- Cfr : le coefficient de frottement égal 0.04 (tableau 2.8 NV2013 page 60)

État de surface	Coefficient de frottement C <sub>fr</sub>
Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0,01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0,02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc.)	0,04

Tableau I.12 : Valeurs des coefficients de frottement

- $q_p (Z_e)$  : la pression dynamique de pointe calculée à la hauteur  $z_e$  relative à l'élément de surface égal  $66.642 \text{ kg/m}^2$
- $A_{fr}$  : l'aire de la surface extérieure parallèle au vent (tableau 2.9 NV2013 page 61)

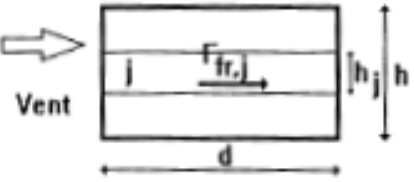
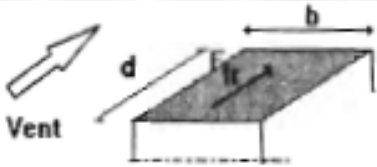
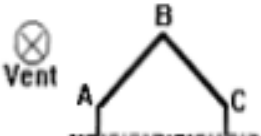

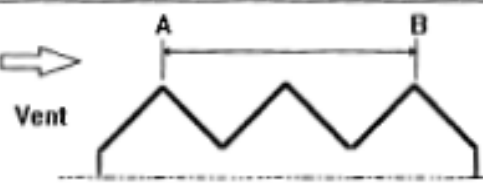

Type de paroi	Schéma	$A_p$ ou $A_{p,j}$ (en $\text{m}^2$ )
Paroi verticale		$A_{fr,j} = d \times h_j$ $A_p = d \times h$
Toiture plate ou couverture		$A_p = d \times b$
Toiture à deux versants Vent parallèle aux génératrices		$A_{fr} = (\text{longueur ABC du développé}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent parallèle aux génératrices		$A_p = (\text{somme des longueurs des développés de la toiture}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent perpendiculaire aux génératrices		$A_p = (\text{longueur AB}) \times d$ AB est la longueur projetée en plan de la toiture sans considérer le premier et le dernier versant
Toiture en forme de voûte Vent parallèle aux génératrices		$A_p = (\text{longueur de l'arc AB}) \times d$

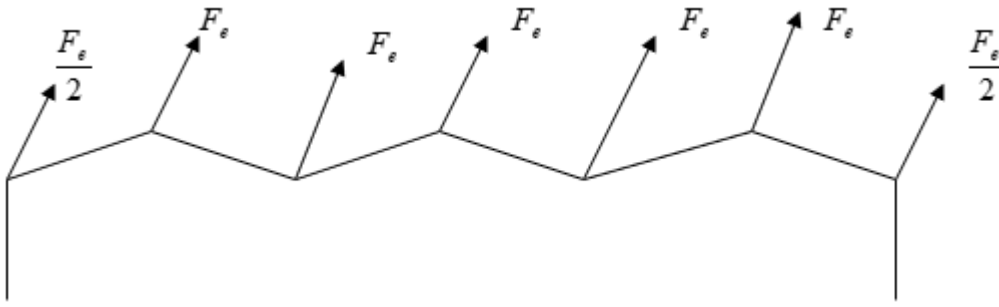
Tableau I.13: l'aire de frottement  $A_{fr}$

$$A_{fr} = 10.05 \times 6 \times 126 = 7597.8$$

$$A_{fr} = 7597.8 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 0.04 \times 66.642 \times 7597.8 = 20253.3$$

$$F_{fr} = 20253.3 \text{ kg}$$



Soit la force par nœud :

$$F_e = F_{fr}/6 = 20253.3/6 = 3375.55$$

<b><math>F_e = 3375.55 \text{ Kg}</math></b>
----------------------------------------------

---

# **Chapitre II :**

## **Etude De Neige**

---

## II.1 Introduction

Parmi les charges climatiques on a la neige qui s'accumule sur la toiture de la structure et produit une surcharge qu'il faut la prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure.

Pour cela on a le règlement RNV2013 [1] s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.  
Notre projet se trouve à une altitude de 256 m.

## II.2 Calcul des charges de la neige (§3.1.1. RNV2013 page 18) [1]

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- $\mu$  : est un coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Toiture à versants multiples (angle de pente inférieure à 60°) (§6.2.3. RNV2013 page 26) [1]

On a :  $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha$

$$\tan \alpha = \frac{1}{10} = 0.1 \rightarrow \alpha = 5.71$$

$\mu_1 = 0.8$   $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$  (§6.2.3.1 Tableau 3. RNV2013 page 26) [1]

$$\mu_2 = 0.8 + 0.8 \left( \frac{\alpha}{30} \right) = 0.8 + 0.8 \left( \frac{5.71}{30} \right) = 0.95$$

- $S_k$  (KN/m<sup>2</sup>) est la charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la Zone de neige.

L'hangar étudié est situé à wilaya de GUELMA. Il est en zone A selon la classification de RNV2013. [1] ANNEXE 1 page 38

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100} \quad (\text{\S 4 RNV2013 page 20}) [1]$$

$$S_k = \frac{0.07 \times 256 + 15}{100} = 0.3292 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Donc : } S_1 = \mu_1 \cdot S_k = 0.8 \times 0.3292 = 0.264 \text{ kN/m}^2$$

$$S_2 = \mu_2 \cdot S_k = 0.95 \times 0.3292 = 0.313 \text{ kN/m} \quad \mathbf{S_{max} = 0.313 \text{ kN/m}^2}$$

Les dispositions de charge :

Cas (1) : sans accumulation de neige.

$$\alpha_1 = \alpha_2 \rightarrow \mu_1(\alpha_1) = \mu_1(\alpha_2) = 0.8 \rightarrow S = 0.264 \text{ kN/m}^2$$

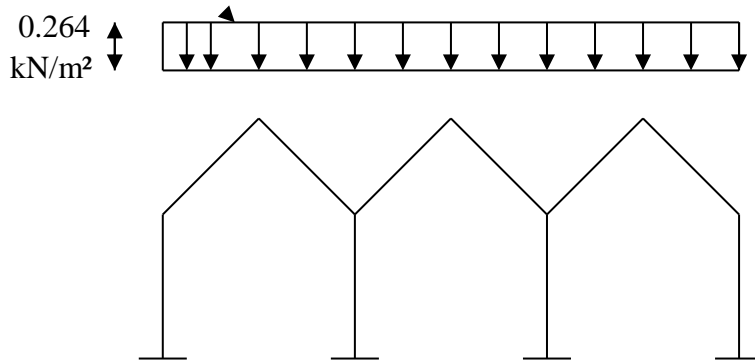


Figure II.1: Charges de la neige sur la toiture sans accumulation.

Cas (2) : avec accumulation de neige

$$\bar{\alpha} = (\alpha_1 + \alpha_2) / 2 = 5.71 \rightarrow \mu_1(\bar{\alpha}) = 0.8 \rightarrow S = 0.264 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_2(\bar{\alpha}) = 0.95 \rightarrow S = 0.313 \text{ kN/m}^2$$

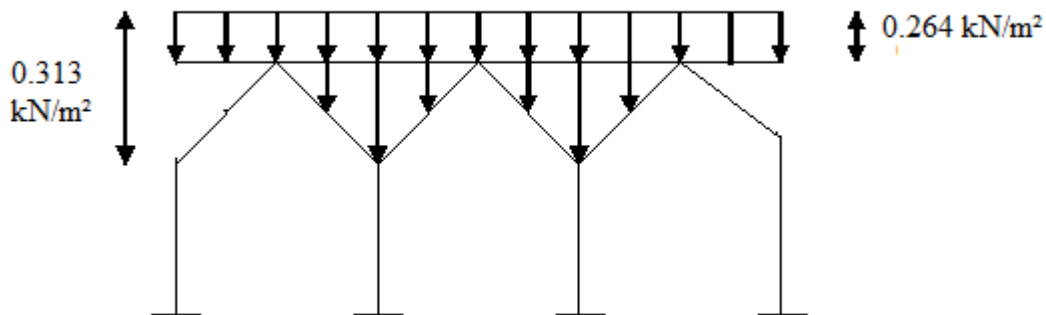


Figure II.2: Charges de la neige sur la toiture avec accumulation.

Par mètre linéaire : on a notre axe des portiques  $l = 6.00 \text{ m}$

$$N = 0.313 \times 6 = 1.878 \text{ kN/ml}$$

$$N = 187.8 \text{ dan/ml}$$

### II.3 La charge de neige sur les obstacles (l'acrotère)(§3.3.2. RNV2013 page 20) [1]

$$F_s = S \cdot b \cdot \sin \alpha \text{ [kN/m]}$$

- S : La charge de neige sur la toiture  $S = 0.313 \text{ kN/m}^2$
- $\alpha$  : L'angle du versant de la toiture  $\alpha = 5.71^\circ$
- b : La distance mesurée horizontalement, entre la barre à neige ou l'obstacle et la barre suivante ou le faitage de la toiture.

$$F_s = 0.313 \times 10 \times \sin(5.71^\circ)$$

$$F_s = 0.312 \text{ KN/m}$$

---

# **Chapitre III :**

# **Etude Sismique**

---



### III.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface terrestre, il est provoqué par le processus de déformation et de rupture à l'intérieur de la croûte terrestre. L'énergie cumulée est libérée sous forme de vibrations qui se propagent dans toutes les directions, appelées ondes sismiques, celles-ci engendrent d'importantes secousses.

L'intensité de ces secousses peut réduire un ouvrage en ruine, et générer par conséquent des pertes sur les vies humaines qu'il abrite, et pour cela, le but de l'étude est de remédier à ce phénomène par une conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de sécurité acceptable aux vies humaines.

### III.2 Calcul de la force sismique totale [2]

- La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

#### 1. Définition des différents paramètres selon le RPA. 2003

##### ➤ Coefficient d'accélération de zone (A)

Données par le tableau 4.1 du RPA 99 / version 2003[2] en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage Zone IIa, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya Guelma : RPA 99 / version 2003 alors d'après les deux critères précédents on obtient :

$$A = 0.15$$

##### ➤ Facteur d'amplification dynamique moyen D [2]

Il dépend de la classification de sol et de la période  $T$  de la structure (d'après l'article 4.2 de l'RPA 99 / version 2003) avec :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

##### ➤ Périodes caractéristiques $T_1$ ; $T_2$

Pour notre site type :  $S_3$   $T_1 = 0.15$  s  $T_2 = 0.50$  s (tab 4.7 RPA 99 / version 2003)[2]

**Coefficient de correction d'amortissement  $\eta$  [2]**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

Où  $\xi$  (%) est pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

D'après le tableau 4.2 du RPA99 / version 2003, on prend :  $\xi = 4 \%$  [2]

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = 1.08 \geq 0.7 \rightarrow \text{Vérfiée.}$$

➤ **Période fondamentale (T) [2]**

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule suivante :

$$T = 0.09h_n/\sqrt{L} \quad [2] \text{ Avec :}$$

$h_n$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 9.00 \text{ m}$$

L : Étant la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.  
D'où :

$$\checkmark T_x = 0.09h_n/\sqrt{L_x} \quad \text{avec } L_x = 60 \text{ m} \rightarrow T_x = 0.105 \text{ s}$$

$$\checkmark T_y = 0.09h_n/\sqrt{L_y} \quad \text{avec } L_y = 66 \text{ m} \rightarrow T_y = 0.099 \text{ s}$$

$$\text{On a : } 0 \leq T_x = 0.105 \text{ s} \leq T_2 = 0.50 \text{ s}$$

$$0 \leq T_y = 0.099 \text{ s} \leq T_2 = 0.5 \text{ s}$$

Selon la formule empirique :  $T = C_T h_N^{3/4}$

$C_t$  : Coefficient fonction de système de contreventement, et du type de remplissage donné par le tableau (4.6. RPA99/ version 2003) [2].

On a : le sens X  $\rightarrow C_t = 0.085$

$$T_x = 0.085 \times 9^{3/4} \rightarrow T_x = 0.442 \text{ s}$$

$$0 \leq T_x = 0.442 \text{ s} \leq T_2 = 0.50 \text{ s}$$

Le sens Y  $\rightarrow C_t = 0.050$

$$T_y = 0.050 \times 9^{3/4} \rightarrow T_y = 0.259 \text{ s}$$

$$0 \leq T_y = 0.259 \text{ s} \leq T_2 = 0.50 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } D = D_x = D_y = 2.5\eta = 2.5 \times 1.08$$

<b>D = 2.70</b>
-----------------

➤ **Coefficient de comportement R**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003. On a un système de portique auto stable ductile dans le sens x et de contreventement mixte portiques/palées triangulées en X dans le sens y.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à :

<b>R = 4</b>
--------------

➤ **Facteur de qualité (Q)**

Le facteur de qualité de la structure Q est déterminé par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 Pq$  [2]

$Pq$  : est la pénalité à retenir selon que le critère « q » est satisfait ou non.

Critère q	Pq	
	Observé	N/Observé
<b>Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0	0.05
<b>Redondance en plan</b>	0	0.05
<b>Régularité en plan</b>	0	0.05
<b>Régularité en élévation</b>	0	0.05
<b>Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	0.05
<b>Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0	0.10

**Tableau III.1 : Valeur du coefficient de qualité**

Q = 1+ 0.1

<b>Q = 1.1</b>
----------------

➤ **Le poids de la structure W**

▪ **Poids de la toiture Wt**

- Arbalétrier (IPE 400)    66.3× 10.05×6×11 = 43976.79 Kg
- Pannes (HEB 120)        14.6×60 ×54 = 33696 Kg
- Couverture (P. sandwich) 12.9× 60.3×60 = 46672.2 Kg
- Equipements divers                          = 1000 Kg

---

**Wt = 125344.99 Kg**

▪ Poids sur les poteaux  $W_p$

- Masses des 3 ponts roulants  $11900 \times 3 = 35700 \text{ Kg}$
- Poutre de roulement + rail  $117.23 \times 60 \times 6 = 42202.8 \text{ Kg}$
- Bardage (P. sandwich)  $9 \times 60 \times 12.9 \times 3 = 20898 \text{ Kg}$
- Poteaux (IPE 400)  $66.3 \times 4 \times 11 \times 8 = 23337.6 \text{ Kg}$
- Potelets (HEA180)  $12 \times 8.5 \times 35.5 = 3621 \text{ Kg}$
- Lisses (UPN 140)  $6 \times 16 \times 60 \times 3 = 17280 \text{ Kg}$

$$W_p = 143039.4 \text{ Kg}$$

$$V = \frac{0.15 \times 2.70 \times 1.1}{4} \times 281992.39 = 31406.90 \text{ Kg}$$

Donc :

$$V_x = V_y = 31406.90 \text{ Kg}$$

### III.3 Distribution de la résultante des forces sismiques

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad [2]$$

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

La valeur de  $F_t$  sera prise égale à 0 quand  $T$  est plus petit ou égale à 0,7 secondes

La partie restante de  $V$  soit  $(V - F_t)$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = (V - F_t) w_i \cdot h_i / \sum (w_j \cdot h_j) \quad [2]$$

Les résultats représentés dans ce tableau :

$h_i$ (m)	$V$ (Kg)	$W_i$ (Kg)	$W_i \times h_i$	$\sum w_j h_j$	$F_i$ (Kg)
6.00	31406.90	143039.4	858236.4	2039336.81	13217.31
8.50	31406.90	138952.99	1181100.41	2039336.81	18189.59

Tableau III.2 : Distribution de la résultante des forces sismiques

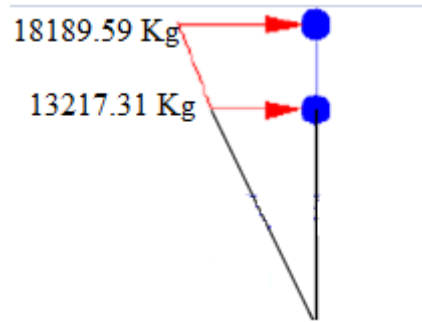


Figure III.1 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

### III.4 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur

$$V = Ft + \sum Fi \quad [2]$$

hi (m)	Fi (KN)	Vi (KN)
6.00	13217.31	31406.9
8.50	18189.59	18189.59

Tableau III.3 : Effort tranchant au niveau

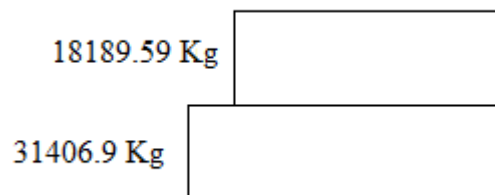


Figure III.2 : Effort tranchant au niveau

### III.5 Répartition de l'effort sismique

L'effort de translation revenant à chaque portique donné par  $H_i = F_i \frac{I_i}{\sum I_i}$

Puisque on a 12 portiques identique d'inertie I  $\rightarrow H_i = F_i \frac{I}{12I} = \frac{F_i}{12}$

- Pour le niveau 6.00 m : l'effort revenant a ce niveau est  $H_i = \frac{13217.31}{12} = 1101.44 \text{ kg}$

L'effort revenant à chaque poteau  $H_2 = \frac{1101.44}{4} = 275.36 \text{ kg}$

$$H_2 = 275.36 \text{ kg}$$

- Pour le niveau 8.50 m : l'effort revenant à ce niveau est  $H_i = \frac{F_i}{12} = \frac{18189.59}{12} = 1515.79 \text{ kg}$

L'effort revenant à chaque poteau  $H_2 = \frac{1515.79}{4} = 378.94 \text{ kg}$

$$H_1 = 378.94 \text{ kg}$$

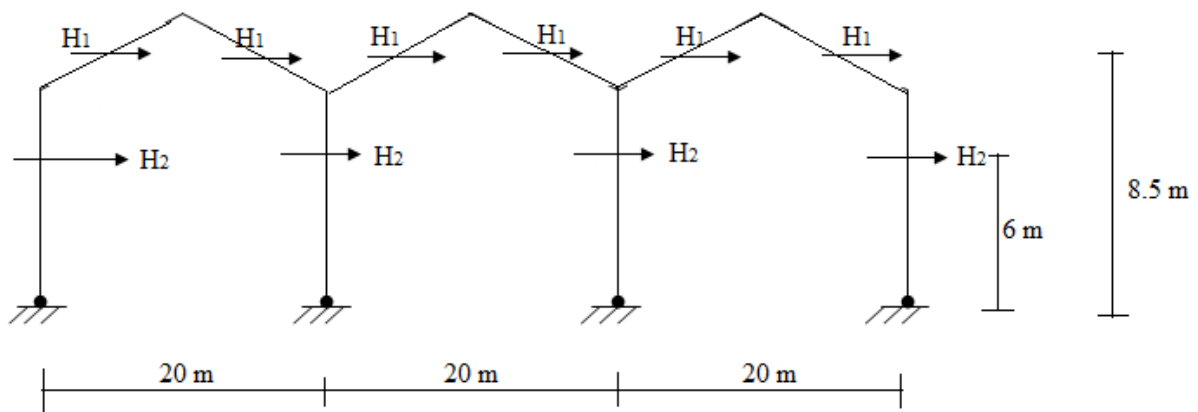


Figure III.3 : Répartition de l'effort sismique

---

**Chapitre IV :**  
**Dimensionnement Des**  
**Éléments Secondaires**

---

## IV.1 Calcul Des Pannes

### I. Conception

- **Disposition :** les pannes reposent directement ou dessus des arbalétriers disposés parallèlement et reçoivent des charges réparties donnant lieu à une flexion dévié.

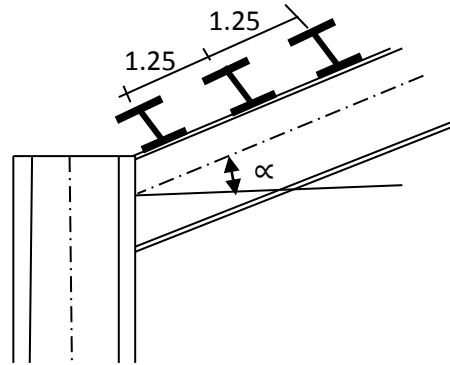


Figure IV.1 : disposition des pannes

- **Hypothèse de calcul**

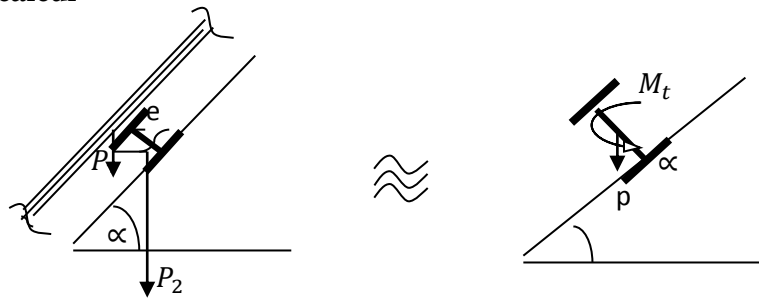


Figure IV.2 : schéma statique de panne

$M_t$  : est le moment de torsion crée par l'excentrement du point d'application de la résultante du poids propre de la couverture et surcharge de neige par rapport au centre de gravité de la panne.

On admet implicitement que la couverture ainsi que la fixation de la panne sur l'arbalétrier empêchent la rotation de cette dernière ce qui permet de simplifier le calcul en appliquant ensemble des efforts au centre de gravité de la panne cette hypothèse est valable pour les pannes en profilé laminé (donc le moment de torsion ( $M_t=0$ ))

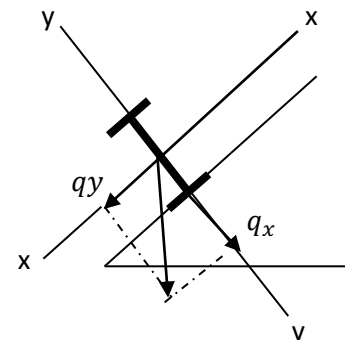
### II. Calcul

#### II.1 Panne intermédiaire

Portée  $L= 6.00m$

Espacement  $e =1.25m$

$$\alpha = 5.71^\circ \rightarrow \cos\alpha = 0.995 \rightarrow \sin\alpha = 0.099$$





Acier E24 →  $\sigma_e = 2400 \text{Kg/cm}^2$

$E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}, G = 8100 \text{Kg/mm}^2$

➤ **Charges permanentes**

- Poids propre de la couverture  $12.9 \text{Kg/m}^2 \times 1.25 = 16.125 \text{ Kg/ml}$
- Poids de la panne (estimé)  $= 12.9 \text{ Kg/m}$
- Attache et recouvrement  $(3 \text{Kg/m}^2) \times 3 \times 1.41 = 3.75 \text{ Kg/ml}$

---

$G = 32.775 \text{Kg/ml}$

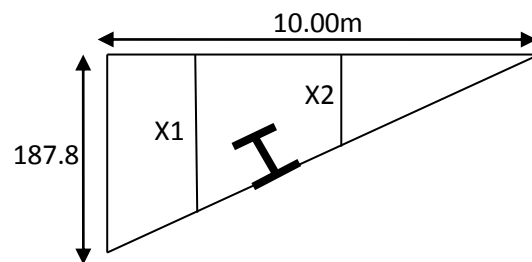
Projection suivant les axes (x-x) et (y-y)

$$\begin{cases} G_x = G \cdot \cos\alpha = 32.62 \text{ kg/ml} \\ G_y = G \cdot \sin\alpha = 3.24 \text{ kg/ml} \end{cases}$$

➤ **Surcharges climatiques**

**Neige :** c'est la panne (2) qui la plus sollicités sous la neige cumulée.

- Neige normale cumulée  $N_n^c$



$$\begin{cases} \frac{187.8}{10} = \frac{x_1}{9.38} \rightarrow x_1 = 176.16 \\ \frac{187.8}{10} = \frac{x_2}{8.13} \rightarrow x_2 = 152.68 \rightarrow \frac{176.16 + 152.68}{2} = 164.42 \text{ dan/ml} \end{cases}$$

- Neige :  $N = \frac{164.42}{6} \times 1.25 = 34.25 \text{ dan/ml}$

Projection suivant les axes (x-x) et (y-y)

$$\begin{cases} N_x = N \cdot \cos\alpha = 34.08 \text{ dan/ml} \\ N_y = N \cdot \sin\alpha = 3.40 \text{ dan/ml} \end{cases}$$

**Vent :** la pression du vent est  $V = -118.243 \text{ dan/m}^2$

$$V = -118.243 \times 1,25 = -147.8 \text{ dan/ml}$$

Projection sur les axes (x-x) et (y-y)

$$\begin{cases} V_x = -147.8 \text{ dan/ml} \\ V_y = 0 \end{cases}$$

## II.1.1 Selon le CCM66

### 1. Combinaisons

Combinaison	qy (Plan x)	qx (Plan y)
$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}V$	4.32	- 178.20
$G + \frac{3}{2}V$	3.24	- 189.08
$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}N$	9.42	94.61
$\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Nr + V)$	18.77	- 141.75
$G + \frac{17}{12}(Nr + V)$	5.65	- 152.62

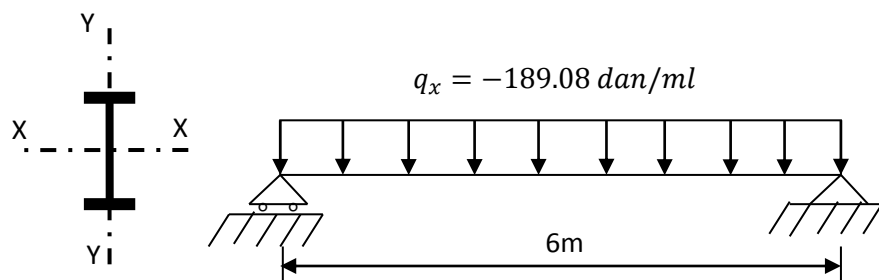
Tableau IV.1 : combinaisons des charges

Par la combinaison  $G + \frac{3}{2}V$  on obtient la charge maximale sur les pannes

$$q_x = -189.08 \text{ dan/ml}$$

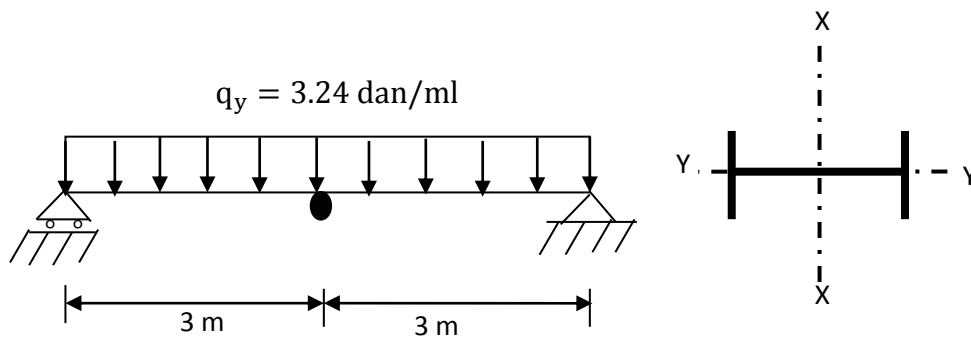
$$q_y = 3.24 \text{ dan/ml}$$

### 2. Calcul et vérification



$$M_{\max}^x = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{-189.08 \times 6^2}{8} = -850.86 \text{ dan.m}$$

$$M_{\max}^x = -850.86 \text{ dan.m}$$



$$M_{\max}^x = \frac{-q_y l^2}{32} = \frac{-3.24 \times 6^2}{32} = -3.65 \text{ dan/m}$$

$$M_{\max}^y = -3.65 \text{ dan.m}$$

### 2.1 Pré dimensionnement [3]

$$W_x \geq \frac{M_{\max}^x + \eta M_{\max}^y}{\sigma_{en}}$$

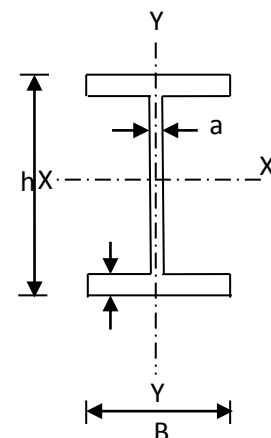
Avec  $\eta = \frac{W_x}{W_y}$  varie de 6 à 9 pour un IPE

On prend  $\eta = 8$   $W_x \geq \frac{(850.86 + 8 \times 3.65)10^2}{2400} = 36.67 \text{ cm}^3$

On choisit un HE 120 dont les caractéristiques sont les suivantes :

#### HEB 120

$h = 109 \text{ mm}$	$I_x = 413.4 \text{ cm}^4$	$I_y = 158.8 \text{ cm}^4$
$b = 120 \text{ mm}$	$W_x = 75.85 \text{ cm}^3$	$w_y = 26.47 \text{ cm}^3$
$a = 4.2 \text{ mm}$	$i_x = 4.72 \text{ cm}$	$i_y = 2.93 \text{ cm}$
$e = 5.5 \text{ mm}$	$p = 14.6 \text{ Kg/ml}$	$J = 2.78 \text{ cm}^4$
$A = 18.6 \text{ cm}^2$		



## 2.2 Vérification

### 2.2.1 Contraintes [3]

On doit vérifier que  $\sigma = \sigma_x + \sigma_y \leq \sigma_{en}$

Avec  $\sigma_x = \frac{M_x}{W_x}$  et  $\sigma_y = \frac{M_y}{W_y}$

$$\sigma_x + \sigma_y = \frac{850.86 \times 10^2}{75.85} + \frac{3.65 \times 10^2}{26.47} = 1135.55 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

### 2.2.2 Flèche

La vérification des flèches se fait avec les charges non pondérées.

**Plan y-y**

$$G_x = 32.62 \text{ Kg/ml}$$

$$N_x = 68.16 \text{ Kg/ml}$$

$$q_x = 100.78 \text{ Kg/ml}$$

**plan x-x**

$$G_y = 3.24 \text{ Kg/ml}$$

$$N_y = 6.8 \text{ Kg/ml}$$

$$q_y = 10.04 \text{ Kg/ml}$$

La flèche admissible  $\bar{f} = \frac{l}{200}$  ;  $\bar{f}_x = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$  ;  $\bar{f}_y = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$ .

$$f_x = \frac{5}{384} \frac{q_x l^4}{E I_x} = \frac{5}{384} \frac{100.78 \times 10^{-2} (600)^4}{2.1 \times 10^6 \times 413.4} = 1.958 \text{ cm} < \bar{f}_x = 3 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$f_y = 0.415 f_0 = 0.415 \times \frac{5}{384} \frac{10.04 \times 10^{-2} (300)^4}{2.1 \times 10^6 \times 158.8} = 0.013 \text{ cm} < \bar{f}_y = 1.5 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

### 2.2.3 Déversement [3]

Les efforts de soulèvement dû au vent entraînent pratiquement dans tous les cas efforts de compression dans membrure inférieure des pannes (flexion de la panne).

Il en résulte un flambement latéral que l'on appelle phénomène de déversement.

L'or examinât la condition de fixation et de maintien des pannes ; on peut facilement admettre que la panne est maintenue latéralement à la membrure supérieure par la fixation de la couverture ; empêche tout déplacement latéral de cette membrure sous l'effet du vent ascendant.

Notre pièce est sollicitée en flexion dérivée ; alors pour notre cas il n'est pas nécessaire de tenir compte du moment  $M_x$  qui comprime la semelle inférieure.

On doit vérifier que

$$K_d \sigma_{fx}^{max} \leq \sigma_{en}$$

- **Détermination de la contrainte de non déversement [3]**

$$\sigma_d = 40000 \frac{I_y}{I_x} \frac{h^2}{lf^2} \text{ (D-1). B.C}$$

$$I_x = 413.4 \text{ cm}^4$$

$$lf = 600 \text{ cm}$$

$$I_y = 158.8 \text{ cm}^4$$

$$h = 10.9 \text{ cm}$$

$$J = 2.78 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des coefficients :**

**Coefficient D :** fonctions des démentions de la pièce. [3]

$$D = \sqrt{1 + 0.156 \frac{Jl^2}{I_y h^2}} = \sqrt{1 + 0.156 \times \frac{2.78 \times 600^2}{158.8 \times (10.9)^2}} = 3.045$$

$$D = 3.045$$

**Coefficient C :** fonctions de la répartition des charges et du mode d'appui on a une panne qui repose sur appui simple ; et charge uniformément répartie alors C = 1.132.

**Coefficient B :** fonction du niveau d'application des charges appliquée au niveau de la membrure inferieure.

$$B = \sqrt{1 + (0.405 \frac{\beta C}{D})^2} - 0.405 \frac{\beta C}{D}$$

Avec  $\beta=1$  (fonction de la répartition des charges et mode d'appui)

$$B = \sqrt{1 + (0.405 \frac{1 \times 1.132}{3.045})^2} - 0.405 \frac{1 \times 1.132}{3.045} = 0.860$$

$$B = 0.860$$

La contrainte de non déversement sera :

$$\sigma_d = 4 \times 10^4 \times \frac{158.8}{413.4} \times \frac{10.9^2}{600^2} (3.045-1) \times 0.860 \times 1.132 = 10.095 \text{ Kg/mm}^2$$

$\sigma_d < \sigma_{en} \rightarrow$  il y a un risque de déversement.

On effectue un calcul au déversement.

- Calcul de l'élanement  $\lambda_0$

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4 I_x}{B.C.I_y}} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_{en}}\right) = \frac{600}{10.9} \sqrt{\frac{4 \times 413.4}{0.860 \times 1.132 \times 158.8}} \left(1 - \frac{10.095}{24}\right)$$

$$\lambda_0 = 104.30$$

$$k_0 = \left(0.5 + 0.65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right) + \sqrt{\left(0.5 + 0.65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right)^2 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}} ; \sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 1903.31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k_0 = \left(0.5 + 0.65 \frac{2400}{1903.31}\right) + \sqrt{\left(0.5 + 0.65 \frac{2400}{1903.31}\right)^2 \frac{2400}{1903.31}}$$

$$k_0 = 2.8$$

Coefficient de déversement  $k_d$  :  $k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e}(k_0 - 1)} = \frac{2.8}{1 + \frac{10.095}{24}(2.8 - 1)}$

$$k_d = 1.59$$

Vérification : on vérifie que  $k_d \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_{en}$  ;  $q_x = 189.08 \text{ Kg/ml}$

$$k_d \frac{q_x \cdot l^2}{8w_x} \leq \sigma_{en} \rightarrow 1.59 \left( \frac{189.08 \times 6^2 \times 10^2}{8 \times 75.85} \right) = 17783.6 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

→ Donc pas de risque de déversement

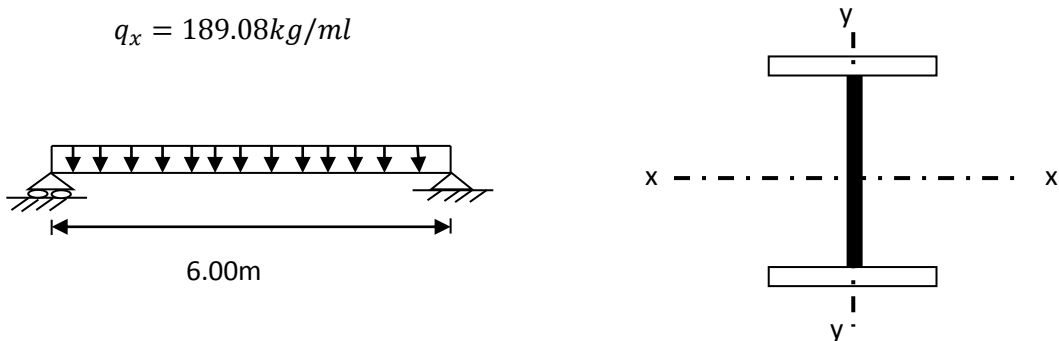
### 2.2.4 Cisaillement

La contrainte de cisaillement est donnée par  $\tau = \frac{T.S}{eaI}$

On doit vérifier que  $\tau = \sup(\tau_x, \tau_y) \leq \frac{\sigma_{en}}{1.54}$

Plan y-y

$$q_x = 189.08 \text{ kg/ml}$$



Puisque on a le rapport des sections  $\frac{A_{semelles}}{A_{totale}} = \frac{0.55 \times 12}{18.6} = 35.48\% > 5\%$

Alors on admet que  $\frac{s}{eaI} < \frac{1}{A_{\hat{a}me}}$  donc la contrainte de cisaillement sera

$$\tau_x = \frac{T_x}{A_{\hat{a}me}}$$

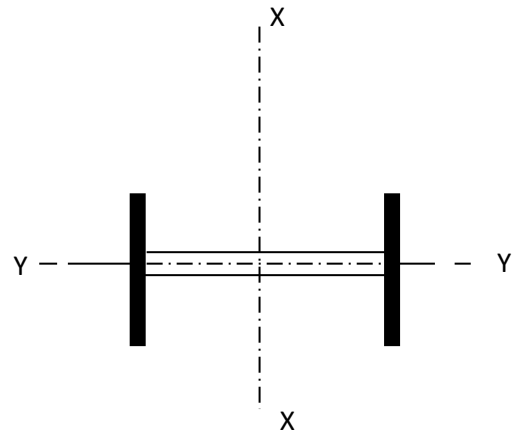
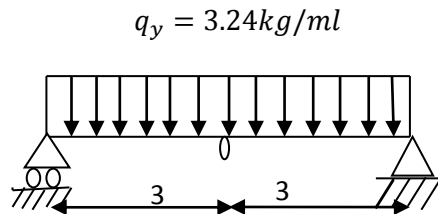
$$A_{\hat{a}me} = A_T - 2A_{Semelle} = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$t_x = \frac{q_x l}{2} = \frac{189.081 \times 6}{2} = 567.24 \text{ Kg}$$

$$\tau_x = \frac{t_x}{A_{\hat{a}me}} = \frac{567.24}{5.4} = 105.04 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_x = 105.04 \text{ Kg/cm}^2$$

Plan x-x



L'effort tranchant max est à l'appui central ;

$$T_y^{max} = 1.25 q_y \frac{l}{2} = 1.25 \times 3.24 \times \frac{6}{2} = 12.15 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \tau_y^{max} &= \frac{T_y s}{2es I_y} = T_y \frac{2[es(\frac{b-ea}{2})(\frac{b-ea}{4} + \frac{ea}{2})]}{2es I_y} \\ &= 12.15 \frac{2[0.55(\frac{12-0.42}{2})(\frac{12-0.42}{4} + \frac{0.42}{2})]}{2 \times 0.55 \times 158.8} = 1.37 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\tau_y = 1.37 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \sup(\tau_x, \tau_y) = 105.04 \text{ Kg/cm}^2 \ll \frac{\sigma_{en}}{1.54} = \frac{2400}{1.54} = 1558.4 \text{ Kg/cm}^2$$

→ Pas de risque de cisaillement

## II.2 Vérification de la panne de rive

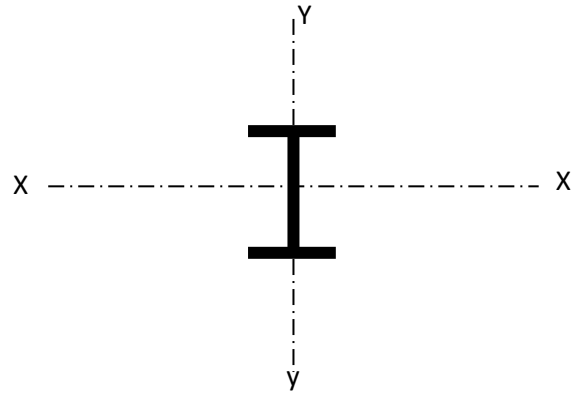
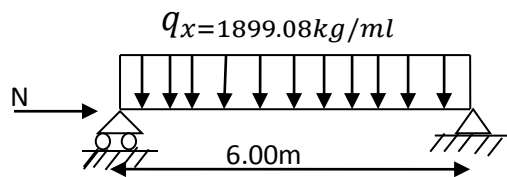
Les pannes de rive sont soumises à un effort de compression N du au vent perpendiculaire au pignon

Alors elles sont sollicitées en flexion composée déviée

Donc la vérification à faire est : [3]

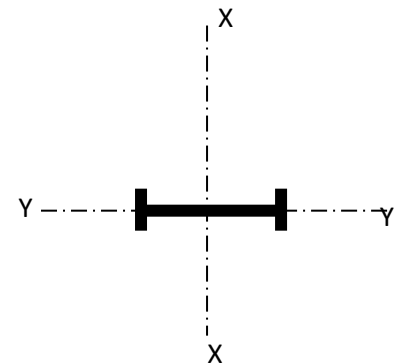
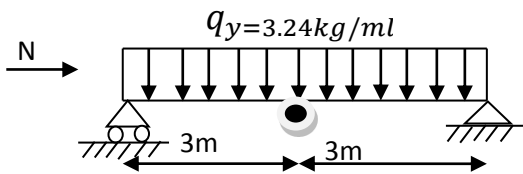
$$\text{Sup} (k_{1x}, k_{1y}) \sigma + K_{fx} \sigma_{fx} + K_{fy} \sigma_{fy} \leq \sigma_{en}$$

On garde toujours le même profil HEB 120



$$M_x = \frac{q_x l^2}{8} = 850.86 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Contrainte de flexion } \sigma_{fx} : \sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{850.86 \times 10^2}{75.85} = 1121.77 \text{ Kg/cm}^2$$



$$M_y = \frac{-q_y l^2}{8} = \frac{3.24 \times (3)^2}{8} = -3.645 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Contraint de flexion } \sigma_{fy} : \sigma_{fy} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{3.645 \times 10^2}{26.47} = 13.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{La contraint de compression } \sigma = \frac{N}{A} = \frac{2252.77}{18.6} = 121.12 \text{ Kg/cm}^2$$

Avec N = 2252.77 Kg (déjà calculée dans le contreventement)

### Recherche du plan de flambement

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{600}{4.72} = 127.12$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{0.7 \times 300}{2.93} = 71.67$$

$\lambda_x > \lambda_y \rightarrow$  le fermement est craindre dans le plan (y-y)



**Détermination du coefficient : Kf**

$$k_{fx} = \frac{u_x + 0.03}{u_x - 1.3} \quad \text{avec } u_x = \frac{\sigma_c}{\sigma} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2 x} \frac{A}{N} = 10.58$$

$$k_{fx} = \frac{10.58 + 0.03}{10.58 - 1.3} = 1.14$$

$$k_{fy} = \frac{u_y + 0.03}{u_y - 1.3} \quad \text{avec } u_y = \frac{\sigma_c}{\sigma} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2 y} \frac{A}{N} = 33.28$$

$$k_{fy} = \frac{33.28 + 0.03}{33.28 - 1.3} = 1.04$$

**Détermination du coefficient K<sub>1</sub>**

$$k_{1x} = \frac{\mu_x - 1}{\mu_x - 1.3} = \frac{10.58 - 1}{10.58 - 1.3} = 1.03$$

$$k_{1y} = \frac{\mu_y - 1}{\mu_y - 1.3} = \frac{33.28 - 1}{33.28 - 1.3} = 1.01$$

**Vérification**

$$k_{1x} \sigma + k_{fx} \sigma_{fx} + k_{fy} \sigma_{fy} \leq \sigma_{en}$$

$$1.03 \times 121.12 + 1.14 \times 1121.77 + 1.04 \times 13.77 = 1417.89 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

→ Condition vérifiée

<b>Pannes HEB 120</b>
-----------------------

**II.1.2 Selon le CCM 97**

**1. Combinaisons des charges et actions**

$$Q_{sd1} = 1.35 G + 1.5 Q_{eq} = (1.35 \times 0.129 \times 1.25) + (1.5 \times 0.45) = 0.89 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sd2} = 1.35 G + 1.5 S = (1.35 \times 0.129 \times 1.25) + (1.5 \times 0.313) = 0.69 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sd3} = 1.35 G + 1.5 V = (1.35 \times 0.129 \times 1.25) + (1.5 (-1.1824)) = -1.45 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{sd3}) = 0.89 \text{ KN/m pour } (5.71^\circ)$$

**2. Dimensionnement de la panne**

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

$$M_{sd} = M_{max} = \frac{0.89 \times 6^2}{8}$$

$$M_{sd} = 4.005 \text{ KN/m}$$

Supposant le profilé est de classe 1 ou 2 :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{sd} \leq \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow W_{pl} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} \rightarrow W_{pl} \geq \frac{40.005 \times 1.1 \times 10^6}{235}$$

$$W_{pl} = 18746.81 \text{ cm}^2$$

Par tâtonnement on choisit **HE 120**  $W_{pl} = 16.52 \text{ cm}^2$

### Résistance en section

$$Q_{sd} = 0.89 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = 5.71^\circ$$

$$\cos 5.71^\circ = 0.995$$

$$\sin 5.71^\circ = 0.094$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cos \alpha = 0.886 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \sin \alpha = 0.084 \text{ KN/m}$$

$$M_{y_{sd}} = \frac{Q_{zsd} \times l^2}{8} = \frac{0.886 \times 6^2}{8} = 3.987 \text{ KN/m}$$

$$M_{z_{sd}} = \frac{Q_{ysd} \times (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{0.886 \times 3^2}{8} = 0.0945 \text{ N/m}$$

## 3. Vérification

### 3.1 Vérification a ELU

#### 3.1.1 Flexion [4]

Calcul en plasticité (sections de classe 1 et 2)

$$\left(\frac{M_{y_{sd}}}{M_{p_{ly},rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z_{sd}}}{M_{p_{lz},rd}}\right)^\beta \leq 1.0$$

#### Classe de section

$$\text{Classe de la semelle} \quad \frac{c}{t_f} = \frac{bf/2}{Af} \leq 10 \rightarrow \varepsilon = \frac{120/2}{5.5} \leq 1 \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{1}} = 1 \quad [4]$$

$$\frac{bf/2}{t_f} = \frac{120/2}{5.5} \leq 11 \quad (\text{semelle de classe 2})$$

Classe de l'âme (fléchie)

$$\frac{d}{t_w} = \frac{98}{4.2} = 23.33 \leq 38\varepsilon \quad (\text{l'âme de classe 2})$$

La section est de classe 2

Sections de classe 1 et 2

$$\left(\frac{M_{y\text{sd}}}{M_{\text{ply.rd}}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z\text{sd}}}{M_{\text{plz.rd}}}\right)^\beta \leq 1.0$$

$\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes

Pour les sections en H  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n \geq 1$  avec  $n = \frac{N_{\text{sd}}}{N_{\text{pl.Rd}}}$

Dans notre cas, l'effort normal ( $N_{\text{sd}} = 0$ )  $\beta = 1$

$I_y (cm^4)$	$I_z (cm^4)$	$W_{ely} (cm^3)$	$W_{elz} (cm^3)$	$W_{ply} (cm^3)$	$W_{plz} (cm^3)$
$41.34 \times 10^3$	$15.88 \times 10^3$	$75.85 \times 10^3$	$26.47 \times 10^3$	$84.12 \times 10^3$	$40.62 \times 10^3$

**Tableau IV.2 : Caractéristiques géométriques de HEB 120**

$$M_{\text{ply.Rd}} = \frac{w_{\text{ply}} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{84.12 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1797.11 \text{ dan.m} = 17.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{plz.Rd}} = \frac{w_{\text{plz}} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{40.62 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 867.79 \text{ dan.m} = 8.68 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\left(\frac{M_{y\text{sd}}}{M_{\text{ply.rd}}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z\text{sd}}}{M_{\text{plz.rd}}}\right)^\beta = \left(\frac{3.987}{17.97}\right)^2 + \left(\frac{0.0945}{8.68}\right)^1 = 0.06 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### 3.1.2 Cisaillements [4]

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_z \leq V_{\text{plz.Rd}} \text{ et } V_{\text{plz.Rd}} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_y \leq V_{\text{ply.Rd}} \text{ et } V_{\text{ply.Rd}} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

HEB 120 :

$$A_{vz} = 8.90 \text{ cm}^2 \quad \{\text{tab de profile en I}\}$$

$$A_{vy} = 2b_{\text{tft}} = 2 \times 1.2 \times 0.55 = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$V_{z\text{sd}} = \frac{Q_{z\text{sd}} \times 1}{2} = \frac{0.886 \times 6}{2} = 2.658 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{sd}} = \frac{Q_{y\text{sd}} \times \left(\frac{1}{2}\right)}{2} = \frac{0.625 \times 0.084}{2} = 0.026 \text{ KN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{Avz.(fy/\sqrt{3})}{\gamma M0} = \frac{8.9.(\frac{2350}{\sqrt{3}})}{1.1} = 10977.52 \text{ dan} = 109.77 \text{ KN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{Avy.(fy/\sqrt{3})}{\gamma M0} = \frac{1.32.(\frac{2350}{\sqrt{3}})}{1.1} = 1628.12 \text{ dan} = 16.28 \text{ KN}$$

$$V_{zsd} = 2.658 \text{ KN} < V_{plz.Rd} = 109.77 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{ysd} = 0.026 \text{ KN} < V_{ply.Rd} = 16.28 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### 3.1.3 Déversement [4]

$$\frac{M_{ysd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1$$

Calcul du moment ultime  $M_{zsd}$

$$Q_{zsd} = G \cdot \cos \alpha - 1.5V$$

$$Q_{ysd} = G \cdot \sin \alpha$$

Avec le point propre de la panne 12.9 kg/m

$$G = 0.12 \times 1.25 + 0.129 = 0.279 \text{ KN/m}$$

$$Q_{zsd} = 0.279 \times (0.995) - 1.5 \times (-1.182) = 2.05 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ysd} = 1.35 \times 0.279 \times 0.094 = 0.035 \text{ KN/m}$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{ysd} \cdot l^2}{8} = \frac{0.035 \times 6^2}{8} = 0.158 \text{ KN/m}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \cdot (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{2.05 \cdot 3^2}{8} = 2.36 \text{ KN/m}$$

Calcul du moment résistant au déversement  $M_{b, Rd}$  [4]

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \times B_W \times \frac{W_{plz.fy}}{\gamma M1}$$

Avec  $B_W = 1$  pour section de classe 2

$\chi_{LT}$ : Est le facteur de réduction pour le déversement [4]

$$\text{Calcul } \chi_{LT} \rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \bar{\lambda}^2}}$$

$$\text{Calcul } \phi \rightarrow \phi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

L'élancement réduit

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{Bw \times Wply \times fy}{Mcr}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{Bw}$$

$$\text{Où : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{fy}} = 93\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93.1 \times 1 = 93.1$$

Pour les poutres à section constante et doublement symétriques tel notre cas, le profilé à un élancement : [4]

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C1 \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{L}{\frac{iz}{h}} \right)^2 \right]^{1/4}}$$

Pour un HE 120

$$iz = 2.43 \text{ cm}$$

$$h = 10.9 \text{ cm}$$

$$es \text{ ou } tf = 0.55 \text{ cm}$$

Pour une poutre simplement appuyée avec lierne à mi-travée : L= 3 m longueurs libre Entre appuis latéraux.

$$C1 = 1.88 - 1.40\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7 \text{ par majoration en prend } C1 = 1.88$$

$$\lambda_{LT} = \frac{300/2.43}{(1.88)^{1/2} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{300}{\frac{2.43}{10.9}} \right)^2 \right]^{1/4}} = 68.76$$

$$\lambda_{LT \text{ réduit}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [Bw]^{1/2} = \frac{68.76}{93.3} = 0.73$$

### 3.2 Vérification à l'ELS

#### 3.2.1 La flèche

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (Non pondérées).

$$f \leq f_{ad} \text{ avec :}$$

$$f = \frac{Qzsd \times L^4}{E \times I_y}$$

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

**1. Combinaisons d'action**

- Action vers le bas :

$$Qsd1 = G + Peq = 0.129 + 0.45 = 0,579\text{KN/ml}$$

$$Qsd2 = G + N = 0.129 + 0.313 = 0.442 \text{ KN/ml}$$

- Action vers le haut :

$$Qsd2 = G \cos \alpha - V = 0.129 \cos (5.14) - 1.879 = 1.053\text{KN /ml}$$

$$Qsd2 = G \sin \alpha = 0.129 \sin (5.14) = 0.01\text{KN/ml}$$

La combinaison la plus défavorable nous donne

$$Qsd = 1.053 \text{ KN/ml}$$

$$Qzsd = Qsd \cos \alpha = 1.053 \cos (5,14) = 1.048\text{KN/ml}$$

$$Qysd = Qsd \sin \alpha = 1.053 \sin (5.14) = 0.094 \text{ KN/ml}$$

**Fleche vertical suivant (z -z) Sur deux appuis**

$$f = \frac{5}{84} \times \frac{Qzsd \times L^4}{E \times I_y} = \frac{5}{84} \times \frac{1.084 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 413.4} = 0.09 \text{ cm} < f_{ad} \text{ Condition vérifiée}$$

**Fleche latérale suivant (y- y) sur trois appuis**

$$f_{ad} = \frac{L/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$F_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Qysd \times \left(\frac{L}{2}\right)^4}{E \times I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{0.094 \times (300)^4}{2.1 \times 10^6 \times 15.88} = 0.12 < F_{ad} \text{ Condition vérifiée}$$

<b>Pannes HEB 120</b>
-----------------------

## IV.2 Calcul des liernes

### I. Définition

Les liernes sont des barres rondes ou plates placées deux par deux dans le plan du versant pour éviter le flambement des pannes

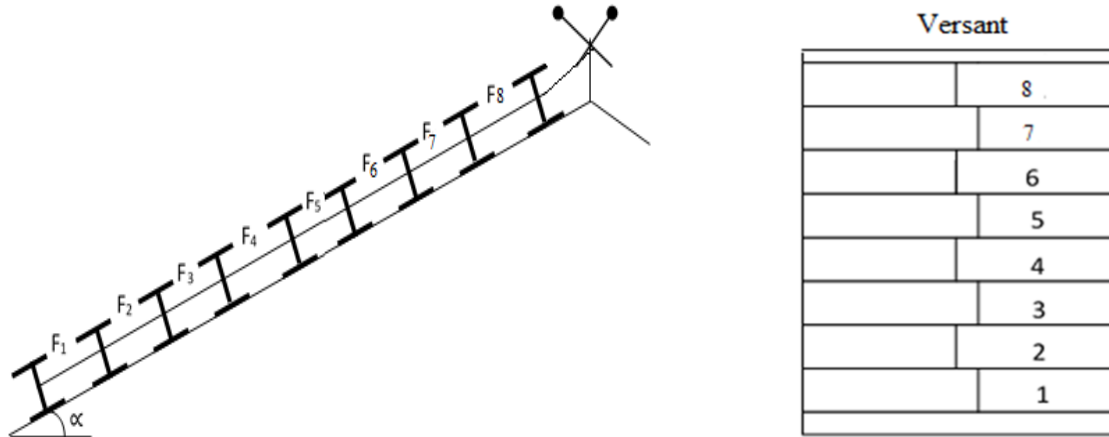


Figure IV.3 : La disposition des liernes sur les pannes

### II. Mode du calcul

Les liernes agissent comme des appuis dans le plan du versant ; elles doivent donc reprendre la réaction d'appuis intérieures des pannes l'effort appliqué sur le lierne N= 0 1 est

$$R_1 = 1.25 \cdot q_y \cdot \frac{l}{2} = 1.25 \times 3.24 \times \frac{6}{2} = 12.15 \text{ Kg}$$

Le lierne N = 0 8 est la plus sollicitée

$$F_8 = 8R_1 = 97.2 \text{ Kg}$$

Les liernes sont sollicités en traction

$$\sigma = \frac{F_8}{A} \leq \sigma_{en} \quad A \geq \frac{F_8}{\sigma_{en}} = \frac{97.2}{2400} = 0.0405 \text{ cm}^2$$

On choisit des tiges circulaires de diamètre

$$\varnothing \text{ Talque } \frac{\pi \varnothing^2}{4} \geq 0.0405 \quad \varnothing \geq 0.227 \text{ cm}$$

Pour des raisons constructives on choisit des liernes de diamètre 12 mm

**Liernes  $\varnothing$  12**

### IV.3 Calcul de l'échantignole

#### I. Conception

Deux cas de calcul se présentent :

- 1- Si la couverture est fixée par crochets ; la panne ne possède de ce fait une résistance à la torsion suffisante dans a cas et avec un effort de soulèvement ; l'échantignole se déforme en entrainant la panne qui n'offrira aucune résistance dans le plan de déformation.
- 2- La couverture est vissée sur les pannes offrant ainsi en cas d'effort de soulèvement une résistance suffisante pour que l'échantignole permettent uniquement un déplacement vertical de la panne.

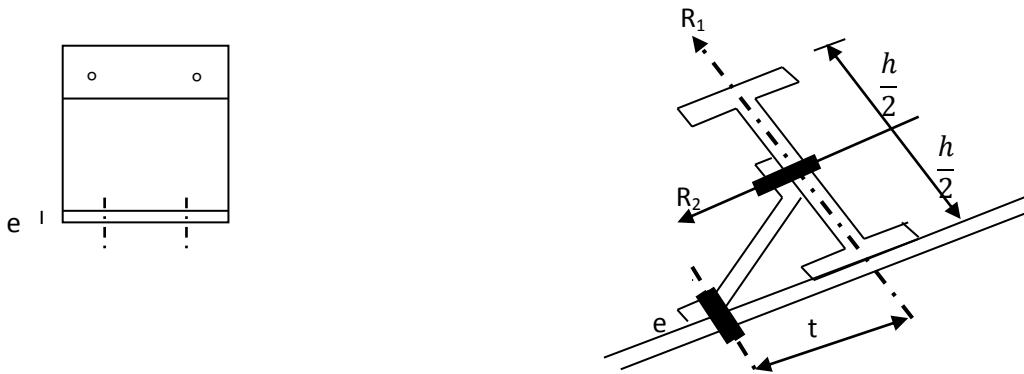


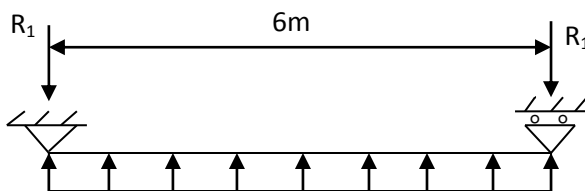
Figure IV.4 : Liaison panne-traverse par l'échantignole

#### II. Calcul

Le principal effort de résistance de l'échantignole est le moment de reversement du au chargement sur tout avec l'effet du soulèvement du vent.

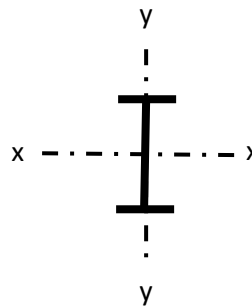
$$M_{(A)} = R_1 \cdot t + R_2 \cdot \frac{h}{2}$$

Avec :  $h = 10.9 \text{ cm}$      $t = 8$

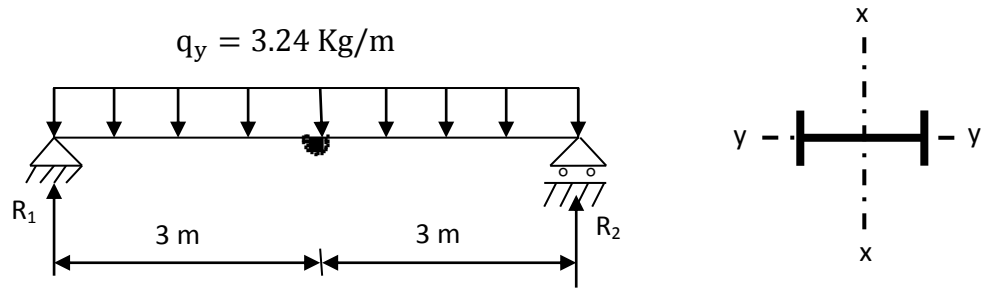


$$q_x = 189.08 \text{ Kg/ml}$$

$$R_1 = q_x \cdot \frac{l}{2} = 189.08 \cdot \frac{6}{2} = 567.24 \text{ Kg}$$







$$R_2 = 0,375 \cdot q_y \cdot \frac{l}{2} = 0,375 \times 3,24 \times \frac{6}{2} = 3,645 \text{ Kg}$$

$$M_{(A)} = R_1 \cdot t + R_2 \cdot \frac{h}{2} = 567,24 \times 83,645 \times \frac{10,9}{2} = 4557,78 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$W_{ech} = \frac{I_{ech}}{v} = \frac{\frac{b \cdot e^3}{12}}{\frac{e}{2}} = \frac{b \cdot e^2}{6} = \frac{15}{6} e^2 = 3,33 e^2$$

On doit vérifier que  $\frac{M_{(A)}}{W_{ech}} \leq \sigma_e \rightarrow \frac{4557,78}{3,33 e^2} \leq 2400$

$$\rightarrow e = \sqrt{\frac{4557,78}{3,33 \times 2400}} = 0,755 \text{ cm}$$

On choisit des échantignoles d'ep = 10 mm

**Echantignole Ep 10 mm**

## IV.4 Calcul des lisses

### I. Conception

Les lisses travaillent en flexion déviée ; elles reposent sur les potelets ; et sont sollicitée par :

- Une charge horizontale due à la pression du vent.
- Une charge verticale due au poids propre de la lisse et celui du bardage.

#### Lisses du long pan

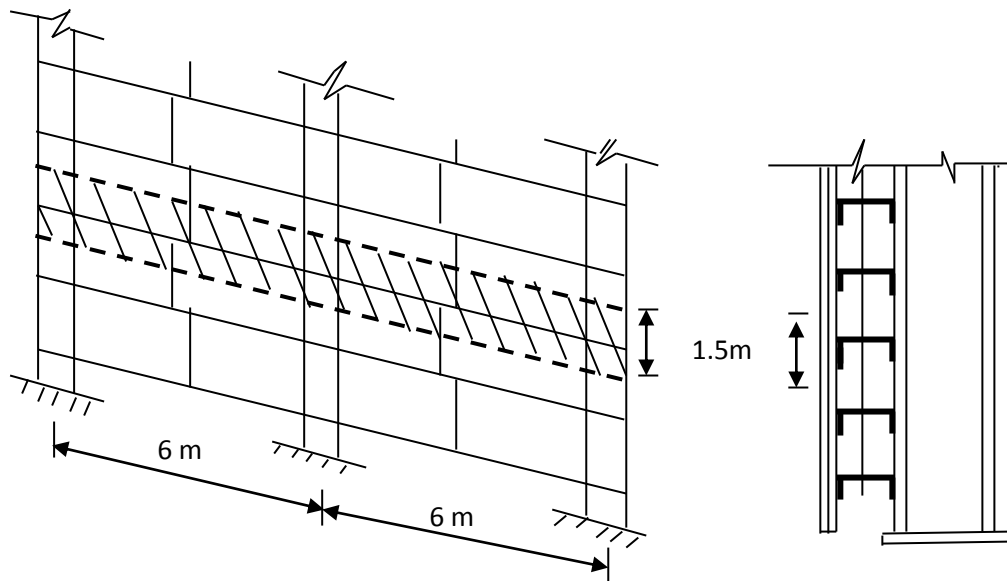


Figure IV.5 : Disposition des lisses du long pan

Long pan comporte des lisses sur 2 appuis de portée 6 m.

#### Lisses du pignon

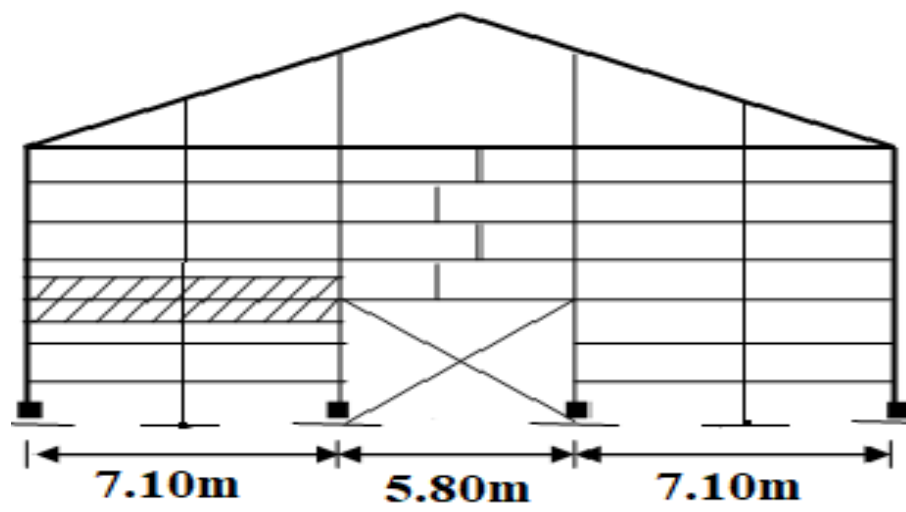


Figure IV.6 : disposition des lisses du pignon

Le pignon comporte des lisses de différentes longueurs

- Lisses sur 2 appuis de partie 5.8 m
- Lisses sur 3 appuis de partie 7.10 m

## II. Calcul

### II.1 Lisses cote long pan

Les lisses sont sollicitées en flexion déviée

#### II.1.1 Evaluation des charges

- Bardage en panneau sandwich  $12.9 \text{ Kg/m}^2 \times 1.50 = 19.35 \text{ Kg/ml}$
- Lisses UPN  $= 16 \text{ Kg/m}$

---

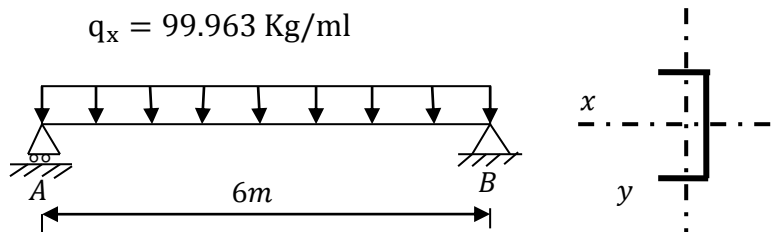

$$= 35.35 \text{ Kg/m}$$

$$q_y = \frac{4}{3}(35.35) = 47.13 \text{ Kg/ml}$$

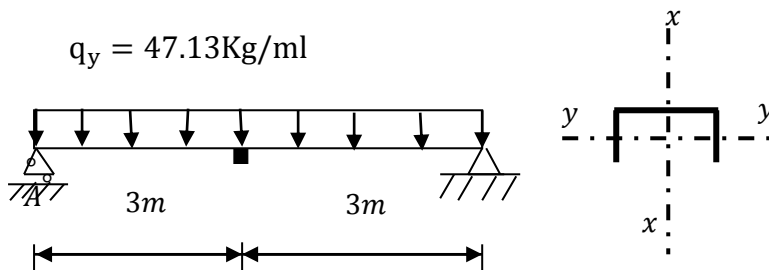
Pression du vent  $q_x = v_e = 66.642 \times d$

(d: espacement entre lisses 1.5 m)

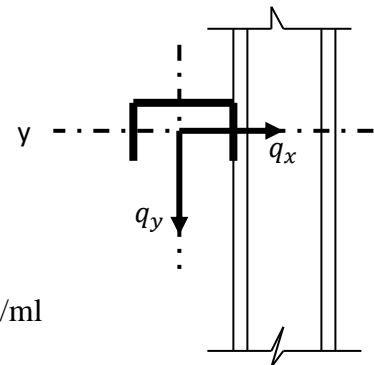
$$q_x = v_e = 66.642 \times 1.50 = 99.963 \text{ Kg/ml}$$



$$M_{\max}^x = \frac{q_x \cdot l^2}{8} = 449.83 \text{ Kg. m}$$



$$M_{\max}^y = -\frac{q_y l^2}{8} = -53.02 \text{ Kg. m}$$



## II.1.2 Predimensionnement

$$W_X \geq \frac{M_{\max}^x + \eta M_{\max}^y}{\sigma_{en}} \quad \text{pour un UPN } \eta \text{ varie de 5 à 8 on prend } \eta = 7$$

$$W_x \geq \frac{(449.83 + 7 \times 53.02)10^2}{2400} = 34.21 \text{ cm}^3$$

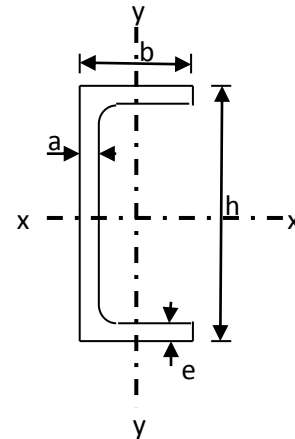
On prend un UPN 140

$$A = 20.40 \text{ cm}^2 \quad I_x = 605 \text{ cm}^4 \quad I_y = 62.7 \text{ cm}^4$$

$$h = 140 \text{ mm} \quad i_x = 5.45 \text{ cm} \quad i_y = 1.75 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ mm} \quad W_x = 86.4 \text{ cm}^3 \quad W_y = 14.8 \text{ cm}^3$$

$$a = 7 \text{ mm} \quad P = 16 \text{ Kg/ml} \quad e = 10 \text{ mm}$$



## II.1.3 Verification

### 1. Contraintes

On doit verifier que  $\sigma_f = \sigma_{f_x} + \sigma_{f_y} \leq \sigma_{en}$

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}^x}{W_y} + \frac{M_{\max}^y}{W_x} = \left( \frac{449.83}{86.4} + \frac{53.02}{14.8} \right) \times 10^2 = 878.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \sigma_{f_x} + \sigma_{f_y} = 878.87 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{condition verifiee}$$

### 2. Fleches

La fleche admissible est  $\bar{f} = \frac{l}{200}$   $\bar{f}_x = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$   $\bar{f}_y = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$

$$f_x = \frac{5q_x l^4}{384 E I_x} = \frac{5 \times 99.963 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 605} = 1.32 \text{ cm} < \bar{f}_x = 3 \text{ cm} \quad \text{condition verifiee}$$

$$f_y = \frac{0,0054 q_y l^4}{E I_y} = \frac{0,0054 \times 35.35 \times 3^4}{2.1 \times 62.7} = 0,11 \text{ cm} < \bar{f}_y = 1.5 \text{ cm} \quad \text{condition verifiee}$$

→ Les flèches sont vérifiées

### 3. Cisaillement

La contrainte de cisaillement est  $\tau = \frac{T.S}{e a l}$

Plan Y - Y

$$\tau_x = \frac{T_x}{A_{ame}}$$

$$T_x = R_A^{\max} = q_x \frac{l}{2} = \frac{99.963 \times 6}{2} = 299.88 \text{ Kg}$$

$$A_{ame} = h_1 \times a = 12 \times 0,7 = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$\tau_x = \frac{T_x}{A_{ame}} = \frac{299.88}{8.4} = 35.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_x = 35.7 \text{ Kg/cm}^2$$

Plan x - x

$$\tau_y = \frac{T_y \cdot S}{2 \text{ es } I_y}$$

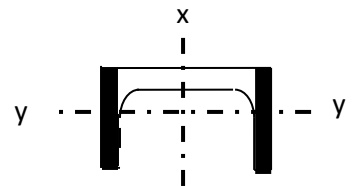
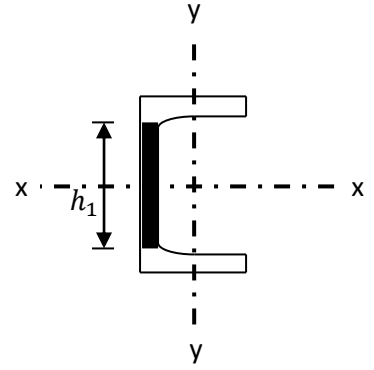
$$T_y^{\max} = R_c^y = 1,25 q_y \frac{l}{2} = 1,25 \times \frac{47.13 \times 6}{2} = 176.73 \text{ Kg}$$

$$\tau_y = \frac{T_y \cdot S}{2 \text{ es } I_y} = \frac{176.73 \times 2(6 \times 0,1 \times 3)}{2 \times 0,1 \times 62.7} = 50.73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_y = 50.73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \sup(\tau_x; \tau_y) = 50.73 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \ll \frac{\sigma_{en}}{1,54} = 1558,4 \text{ Kg/cm}^2$$

→ La contrainte de cisaillement est vérifiée



## II.2 Lisses cote pignon

### II.2.1 Evaluation des charges

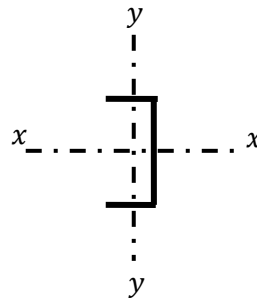
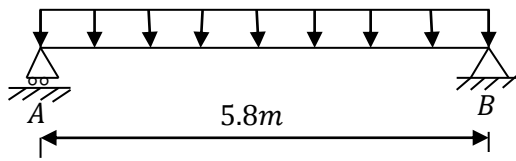
- Bardage en panneau sandwich  $12,9 \text{ Kg/m}^2 \times 1,50 = 19,35 \text{ Kg/ml}$
  - Lisses UPN  $\underline{= 16 \text{ Kg/ml}}$
- $= 35.35 \text{ Kg/ml}$

$$q_y = \frac{4}{3} (35.35) = 47.13 \text{ Kg/ml}$$

Pression du vent  $q_x = v_e = 71.973 \times d$

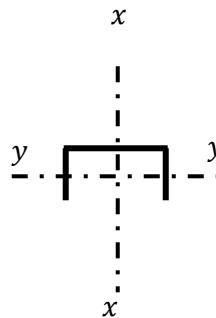
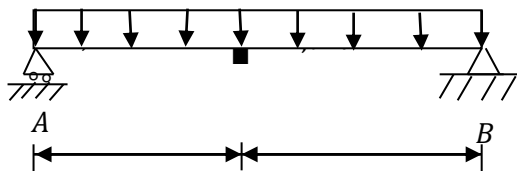
$$q_x = v_e = 71.973 \times 1.50 = 107.95 \text{ Kg/ml}$$

$$q_x = 107.95 \text{ Kg/ml}$$



$$M_{max}^x = \frac{q_x \cdot l^2}{8} = 453.92 \text{ Kg.m}$$

$$q_y = 47.13 \text{ Kg/ml}$$



$$M_{max}^y = -\frac{q_y l^2}{8} = -49.54 \text{ Kg.m}$$

## II.2.2 Prdimensionnement

$$W_x \geq \frac{M_{max}^x + \eta M_{max}^y}{\sigma_{en}} \quad \text{pour un UPN } \eta \text{ varie de 5 à 8 on prend } \eta = 7$$

$$W_x \geq \frac{(453.92 + 7 \times 49.54) 10^2}{2400} = 33.36 \text{ cm}^3$$

On prend le meme profile **UPN 140**

## II.2.3 Verification

### 1. Contrainte

On doit verifier que  $\sigma_f = \sigma_{f_x} + \sigma_{f_y} \leq \sigma_{en}$

$$\sigma_f = \frac{M_{max}^x}{W_y} + \frac{M_{max}^y}{W_x} = \left( \frac{453.92}{86.4} + \frac{49.54}{14.8} \right) \times 10^2 = 860.10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \sigma_{f_x} + \sigma_{f_y} = 860.10 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{condition veriffee}$$

### 2. Flaches

la fleche admissible est  $\bar{f} = \frac{1}{200} \quad \bar{f}_x = \frac{580}{200} = 2.9 \text{ cm}$

$$\bar{f}_y = \frac{290}{200} = 1.45 \text{ cm}$$

$$f_x = \frac{5q_x l^4}{384 E I_x} = \frac{5 \times 107.95 \times 5.8^4}{384 \times 2.1 \times 605} = 1,25 \text{ cm} < \bar{f}_x = 2.9 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vireefee}$$

$$f_y = \frac{0,0054 q_y l^4}{E I_y} = \frac{0,0054 \times 35.35 \times 2,9^4}{2.1 \times 62.7} = 0,10 \text{ cm} < \bar{f}_y = 1.45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vireefee}$$

**Les flèches sont vérifiées**

**3. Cisaillement**

La contrainte de cisaillement est  $\tau = \frac{T.S}{e a l}$

Plan Y – Y

$$\tau_x = \frac{T_x}{A_{ame}}$$

$$T_x = R_A^{max} = q_x \frac{l}{2} = \frac{107.95 \times 5.8}{2} = 313.05 \text{ Kg}$$

$$A_{ame} = h_1 \times a = 12 \times 0.7 = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$\tau_x = \frac{T_x}{A_{ame}} = \frac{313.05}{8.4} = 37.26 \text{ Kg/cm}^2$$

Plan x – x

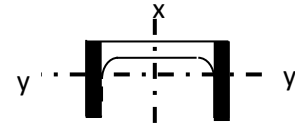
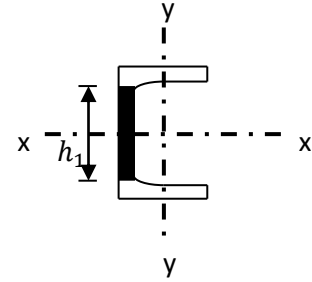
$$\tau_y = \frac{T_y.S}{2 es I_y}$$

$$T_y^{max} = R_c^y = 1.25 q_y \frac{l}{2} = 1.25 \times \frac{47.13 \times 5.8}{2} = 170.84 \text{ Kg}$$

$$\tau_y = \frac{T_y.S}{2 es I_y} = \frac{170.84 \times 2(6 \times 0,1 \times 3)}{2 \times 0,1 \times 62.7} = 49.04 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \sup(\tau_x; \tau_y) = 49.04 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \ll \frac{\sigma_{en}}{1,54} = 1558.4 \text{ Kg/cm}^2$$

**La contrainte de cisaillement est vérifiée**



**Lisses UPN140**

### IV.5 Calcul des liernes

Les lisses sont reunies entre elles par des liernes(tiges en acier)

Dont le calcul est le même que celle des liernes des pannes.

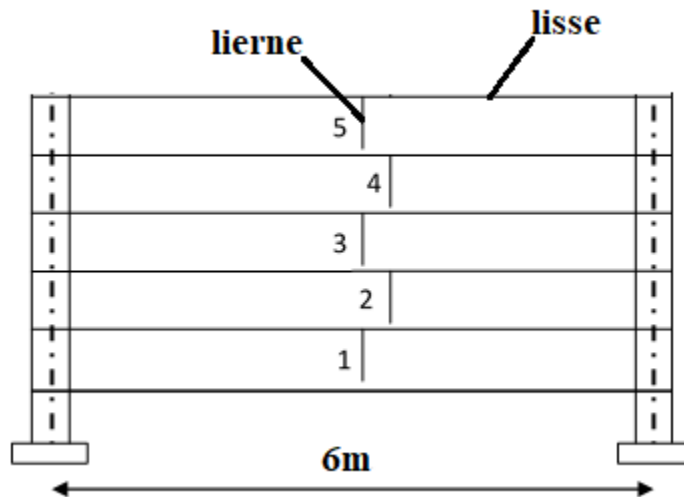


Figure IV.7 : Schémas de suspentes

$$F_1 = R_c^y = 1.25q_y \frac{l}{2} = 176.73 \text{ Kg}$$

La lierne n :5 est la plus sollicitée  $F_5 = 5F_1 = 883.65 \text{ Kg}$

$$\frac{F_5}{A} \leq \sigma_{en} \quad \rightarrow \quad A \geq \frac{F_5}{\sigma_{en}} = \frac{883.65}{2400} = 0.368 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\pi \phi^2}{4} \geq 0.368 \quad \rightarrow \quad \phi \geq 0.68 \text{ cm}$$

Pour des raisons constructives et securitaires on prend des liernes de  $\phi 12$

**Liernes Ø12**



## IV.6 Calcul des Potelets

### I. Conception

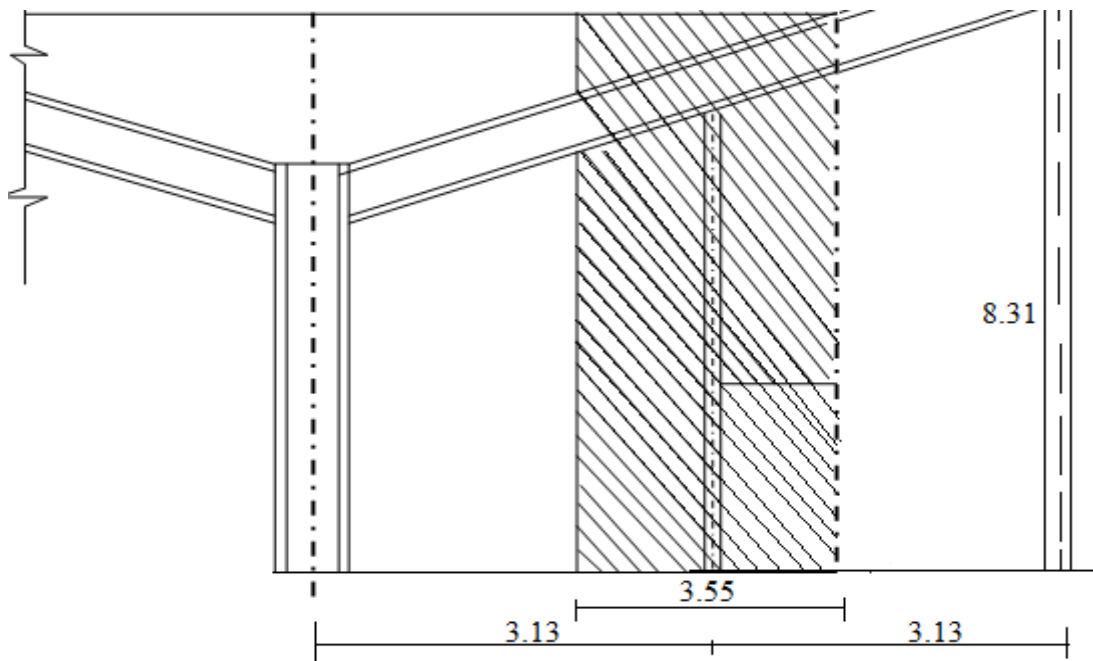


Figure IV.8 : disposition des potelets

La surface reprise par le potelet est  $S = 3.55 \times 9 = 31.95 \text{ m}^2$

### II. Calcul

#### II.1 Potelets du pignon

On calcule le potelet comme une poutre isostatique appuyée simplement le potelet est soumis :

- Au pression du vent la surface qu'il reprend ; qui engendre une flexion
- Les charges permanentes qui engendrent une compression.

Donc le potelet est calculé en flexion composée.

D'où la vérification s'écrit  $\sup(\mathbf{k}_x, \mathbf{k}_y)\sigma + \mathbf{K}_f\sigma_f \leq \sigma_{en}$

Comme on peut se dispenser de cette vérification si on a :

$$\frac{9}{8}(\mathbf{K} \cdot \sigma + \sigma_f) \leq \sigma_{en}$$

#### ➤ Effort normal

- |                           |                                               |
|---------------------------|-----------------------------------------------|
| - Poids propre du bardage | $12.9 \times 31.95 = 412.16 \text{ Kg}$       |
| - Poids des lisses        | $8 \times 16 \times 3.55 = 340.80 \text{ Kg}$ |
| - Poids du potelet        | $42.2 \times 8.31 = 350.80 \text{ Kg}$        |
|                           | <u>1103.75 Kg</u>                             |

L'effort normal repris par le potelet est :  $N = 1103.75 \text{ Kg}$

➤ **Pression du vent** : la charge horizontale due à la pression du vent

$$q_{xn} = 71.973 \times 3.55 = 255.50 \text{ Kg/ml}$$

$$q_{xn} = 255.50 \text{ Kg/ml}$$

### II.1.1 Pré dimensionnement

On dimensionne notre potelet par la condition de flèche

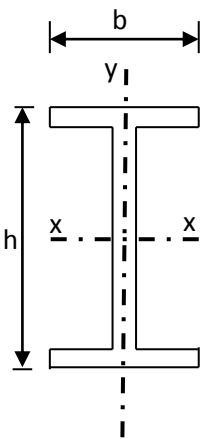
$$\bar{f} = \frac{h}{200} = \frac{831}{200} = 4.16 \text{ cm}$$

$$f_0 = \frac{5q_{xn}l^4}{384 E I_x} = \frac{5 \times 255.50 (8.31)^4}{384 \times 2,1 \times I_x} = \frac{7554.66}{I_x}$$

$$f_0 \leq \bar{f} \rightarrow \frac{7554.66}{I_x} \leq 4.16 \rightarrow I_x \geq \frac{54040.68}{4.16} = 1816.02 \text{ cm}^4$$

On choisit un **HEA 180**

<b>HEA 180</b>		
$h = 171 \text{ mm}$	$I_x = 2510 \text{ cm}^4$	$I_y = 925 \text{ cm}^4$
$b = 180 \text{ mm}$	$W_x = 294 \text{ cm}^3$	$W_y = 103 \text{ cm}^3$
$a = 6 \text{ mm}$	$i_x = 7.45 \text{ cm}$	$i_y = 4.52 \text{ cm}$
$e = 9.5 \text{ mm}$	$p = 35.5 \text{ Kg}$	$j = 14.2 \text{ cm}^4$
$A = 45.3 \text{ cm}^2$		



### II.1.2 Verification

#### 1. Contraintes

- Contrainte de flexion  $\sigma_{f_x} = \frac{M_x}{W_x}$

$$M_x = \frac{q_x e h^2}{8} = \frac{255.5 \times (8.31)^2}{8} = 2205.48 \text{ Kg. m}$$

$$\sigma_{f_x} = \frac{2205.48 \times 10^2}{294} = 750.16 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contrainte de compression

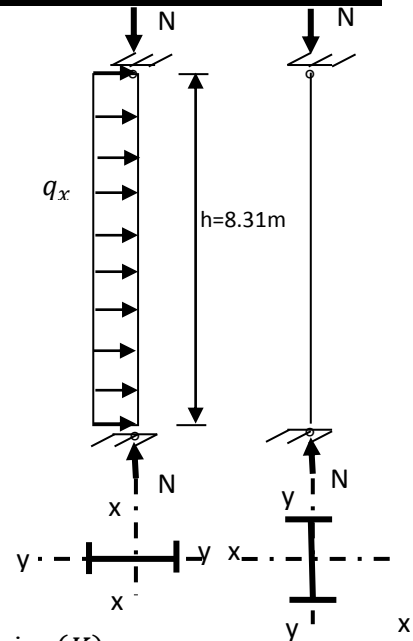
$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{1103.75}{45.3} = 24.36 \text{ Kg/cm}^2$$

- Plan de flambement

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{l_0}{i_x} = \frac{831}{7.45} = 111.54$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{l_0}{i_y} = \frac{831}{4.52} = 183.85$$

$\lambda_y > \lambda_x \rightarrow$  Risque de Flambement dans le plan (x-x)



Calcul du coefficient d'amplification de la contrainte de compression (K)

$$\lambda_{\max} = \lambda_y = 183.85 \rightarrow K = 5.33 \text{ (CM 66 page 211)}$$

Donc on vérifie que  $\frac{9}{8} (K\sigma + \sigma_{fx}) \leq \sigma_{en}$

$$\frac{9}{8} (5.33 \times 24.36 + 750.16) = 989.99 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{en} = 2400 \text{Kg/cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Note :** pour la vérification de la flèche : c'est vérifié d'après le pré dimensionnement

## 2. Déversement

On doit vérifier uniquement la semelle intérieure au déversement ; car l'effet de la pression comprime la semelle intérieure à l'il y a risque de déversement

$$q_x = -255.50 \text{ Kg/ml}$$

- Contrainte flexion

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} ; M_x = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{255.50 \times 8.31^2}{8} = 2205.48 \text{ Kg.m}$$

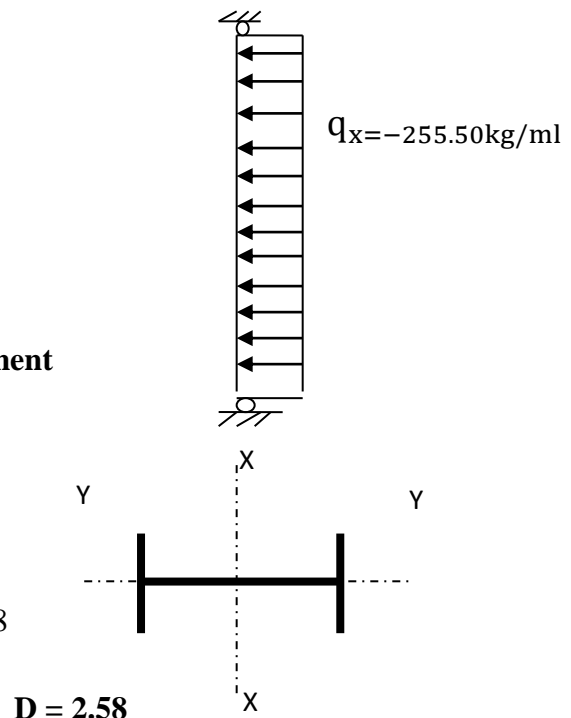
$$\sigma_{fy} = \frac{2205.48 \times 10^2}{294} = 750.16 \text{ Kg/cm}^2$$

- Détermination du contrainte de non déversement

$$\sigma_d = 4 \times 10^4 \cdot \frac{I_y}{I_x} \frac{h^2}{l^2} \text{ (D-1). B.C}$$

**Coefficient D**

$$D = \sqrt{1 + 0.156 \frac{j l^2}{I_y h^2}} = \sqrt{1 + 0.156 \cdot \frac{14.2 \times (831)^2}{925 \times 17.1^2}} = 2.58$$



**Coefficient C**

C = 1.132 charge uniformément répartie

**C = 1.132**

**Coefficient B**

$$B = \sqrt{1 + (0.405 \frac{B.C}{D})^2} - 0.405 \frac{B.C}{D}$$

β=1 charge répartie

$$B = \sqrt{1 + (0.405 \cdot \frac{1 \times 1.132}{2.58})^2} - 0.405 \cdot \frac{1 \times 1.132}{2.58} = 0.84 \quad \mathbf{B = 0.84}$$

$$\sigma_d = 4.10^2 \cdot \frac{925}{2510} \cdot \frac{(17.1)^2}{(831)^2} (2.58-1) (0.84) (1.132)$$

$$\sigma_d = 9.38 \text{ Kg/mm}^2 < \sigma_{en} = 24 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\sigma_d = 9.38 \text{ Kg/mm}^2 < \sigma_{en} = 24 \text{ Kg/mm}^2 \text{ il y a risque de déversement.}$$

Alors on effectue une vérification au déversement l'élancement λ<sub>0</sub>

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4Ix}{B.C.Iy} \cdot (1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_{en}})} = \frac{831}{17.1} \sqrt{\frac{4 \times 2510}{0.84 \times 1.132 \times 925} (1 - \frac{9.38}{24})} = 128.15$$

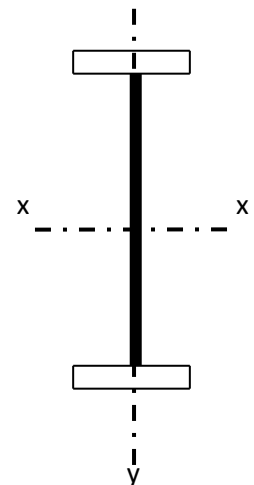
$$\lambda_0 = 128.15 \rightarrow k_0 = 2.78$$

$$k_d = \frac{k_0}{1 + (k_0 - 1) \frac{\sigma_d}{\sigma_{en}}} = \frac{2.78}{1 + (2.78 - 1) \frac{9.38}{24}} = 1.64 \quad \mathbf{k_d = 1.64}$$

Donc on vérifie que

$$\mathbf{k_d \sigma_{fx} \leq \sigma_{en}} \rightarrow 1.64 \times 750.16 = 1230.26 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{en}$$

→ **Il n'y a pas risque de déversement**



**3. Cisaillement**

La contrainte de cisaillement est  $\tau_x = \frac{T_x^{max}}{A_{\hat{a}me}} \leq \bar{\tau} = \frac{\sigma_{en}}{1.54} = 1558. \text{Kg/cm}^2$

$$T_x^{max} = \frac{q_x l}{2} = \frac{255.5 \times 8.31}{2} = 1061.60 \text{ Kg}$$

$$A_{\hat{a}me} = 45.3 - 2(0.95 \times 18) = 11.1 \text{ cm}^2$$

$$\tau_x = \frac{1061.60}{11.1} = 95.63 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 1558.4 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \mathbf{Condition \text{ v\u00e9rifi\u00e9e}}$$

## **II.2 Potelés coté long pan**

Les potelés du coté long pan sont moins sollicitées que celles du pignon. Alors pour des raisons de conception et constructives on adapte les mêmes potelets pour 2 cotés.

**Potelés HEA 180**

## IV.7 Calcul des acrotères

### I. Conception

L'acrotère se comporte comme une console encastrée au poteau à son pied ; et l'autre extrémité libre soumise principalement à la pression du vent et son poids propre.

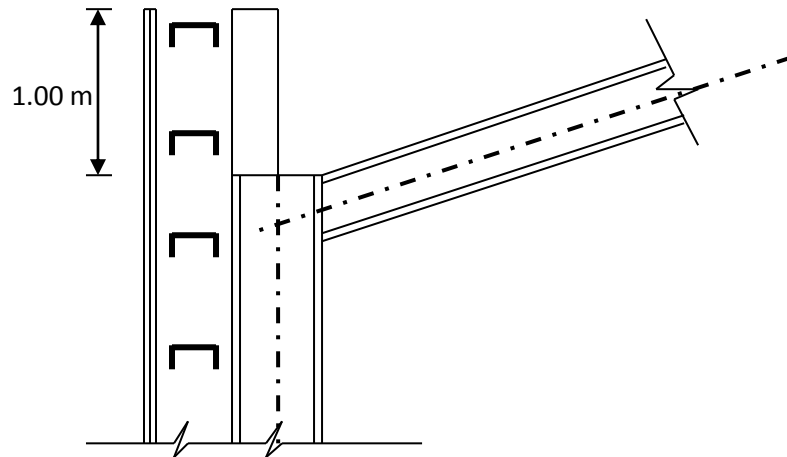


Figure IV.9 : schéma de l'acrotère

### II. Calcul

#### II.1 Les charges

##### 1. Charges verticales

- Poids propre de l'acrotère (HEA100)  $16.7 \times 1 = 16.7 \text{ kg}$
  - Poids du bardage  $12.9 \times 6 \times 1 = 77.4 \text{ kg}$
  - Poids des lisses (UPN140)  $2 \times 16 \times 6 = 192 \text{ kg}$
- 
- $N = 286.1 \text{ kg}$

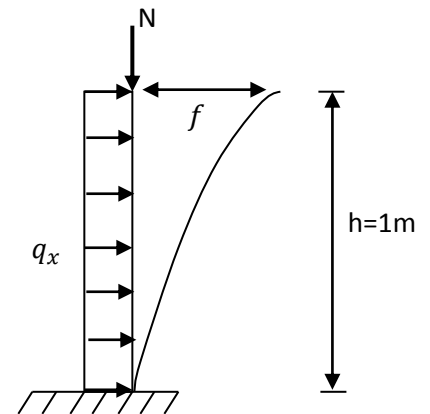
##### 2. Charges horizontales

La pression du vent est  $q_x = q \cdot d$

$$q_x = 118.243 \times 6 = 709.45 \text{ Kg /ml}$$

$$M_{\max}^x = \frac{q_x h^2}{2} = \frac{709.45 \times 1^2}{2} = 354.72 \text{ Kg. m}$$

$$T_{\max} = q_x L = 709.45 \times 1 = 709.45 \text{ Kg}$$



On choisit un <b>HEA 100</b>			
$h = 96\text{mm}$	$I_x = 349\text{cm}^4$	$i_y = 134\text{cm}^4$	
$b = 100\text{mm}$	$w_x = 73\text{cm}^3$	$w_y = 27\text{cm}^3$	
$a = 5\text{mm}$	$i_x = 4.06\text{cm}$	$i_y = 2.51\text{cm}$	
$e = 8\text{mm}$	$p = 16.7\text{ kg/ml}$	$J = 4.69\text{cm}^4$	
$A = 21.2\text{ cm}^2$			

## II.2 Vérification

### 1. Contraintes

On doit vérifier que  $\frac{9}{8} (\mathbf{k}\sigma + \mathbf{k}_d \sigma_{fx}) < \sigma_{en}$

- La contrainte de flexion  $\sigma_{fx} = \frac{M_{max}^x}{w_x} = \frac{354.72 \times 10^2}{73} = 485.91\text{ Kg/cm}^2$
- La contrainte de compression  $\sigma = \frac{N}{A} = \frac{286.1}{21.2} = 13.49\text{ Kg/cm}^2$
- Plan de flambement

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{2 l_0}{i_x} = \frac{200}{4.06} = 49.26$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{2 l_0}{i_y} = \frac{200}{2.51} = 79.68$$

$\lambda_y > \lambda_x \rightarrow$  risque de flambement dans le plan (x-x)

$$\lambda_{max} = \lambda_y = 79.68 \rightarrow k = 1.29$$

- Calcule du coefficient  $k_d$

Contrainte de non déversement  $\sigma_d = 40000 \frac{I_y}{I_x} \frac{h^2}{l_f^2}$  (D-1).B.C

$$D = \sqrt{1 + 0.156 \frac{J}{I_y} \frac{l_f^2}{h^2}} = \sqrt{1 + 0.156 \frac{4.69(2 \times 100)^2}{134(96)^2}} = 1.83$$

$C = 4.93$  (CM66 page 93) [3]

$$B = \sqrt{1 + (0.405 \frac{BC}{D})^2} + 0.405 \frac{BC}{D} \text{ avec } B=1 \text{ pour une charge répartie}$$

$$B = \sqrt{1 + (0.405 \frac{1 \times 4.93}{1.83})^2} + 0.405 \frac{1 \times 4.93}{1.83} = 2.57$$

La contrainte de non déversement sera

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{134}{394} \cdot \frac{(9.6)^2}{(200)^2} (1.83-1) (2.57) (4.93) = 329.62 \text{ Kg/mm}^2 > \sigma_{en}$$

Puisque  $\sigma_d > \sigma_{en}$  donc pas de risque de déversement ; on prend le coefficient de déversement  $k_d = 1$

**Vérification**

$$\frac{9}{8} (K\sigma + k_d \sigma_{fx}) = \frac{9}{8} (1.29 \times 13.49 + 485.91) = 566.23 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_e \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

**2. Flèche**

La flèche limite est  $\bar{f} = \frac{h}{200} = \frac{100}{200} = 0.5 \text{ cm}$

$$f = \frac{q_x h^4}{8 E I_x}; \text{ avec } q_x = 709.45 \text{ K/ml}$$

$$f = \frac{709.45 \times (1)^4}{8 \times 2.1 \times 349} = 0.12 \text{ cm}$$

$f = 0.12 < \bar{f} = 0.5 \text{ cm} \rightarrow$  La flèche est vérifiée

**3. Cisaillement**

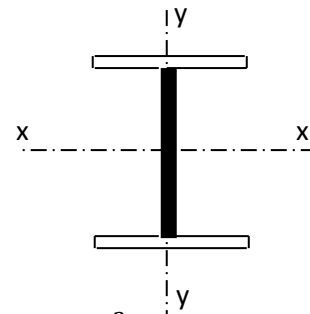
La contraint de cisaillement est donnée par  $\tau_x = \frac{T_{\max}}{A_{\text{âme}}}$

Avec  $T_{\max} = q_x h = 709.45 \text{ Kg}$

$$A_{\text{âme}} = 21.2 - 2(0.8 \times 10) = 5.2 \text{ cm}^2$$

$$\tau_x = \frac{T_{\max}}{A_{\text{âme}}} = \frac{709.45}{5.2} = 136.43 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau} \frac{\sigma_{en}}{1.54} = 1558 \text{ Kg/cm}^2$$

$\rightarrow$  Pas de risque de cisaillement



**Acrotères HEA 100**



## IV.8 Calcul des pannes sablières

### I. Conception

On calcule à la sablière intermédiaire car c'est la plus sollicitée l'effort du au vent sur le pignon est transmis directement par la sablière aux palées de stabilités.

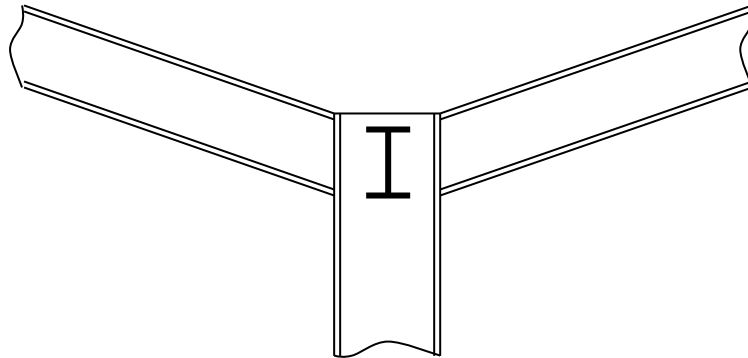


Figure IV.10 : Position du panne sablières

### II. Calcul

L'effort dû à la poutre au vent  $H_1$  est appliqué au niveau de la semelle supérieur de la sablière d'où on aura une excentricité de  $h/2$  par rapport au centre de gravité.

#### II.1 Pré dimensionnement

$$H_1 = 13948.40 \text{ Kg}$$

$$\text{L'excentricité } e = \frac{h}{2}$$

$$C = H_1 \cdot e$$

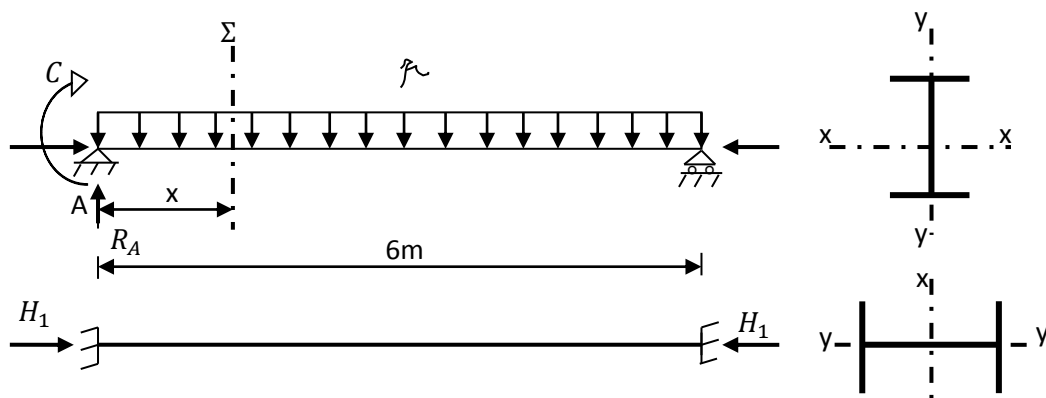
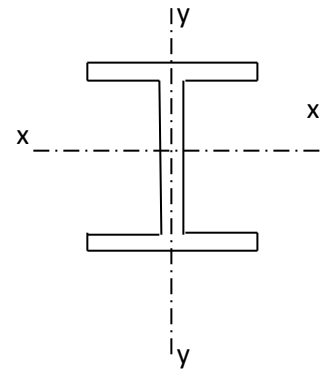


Figure IV.11 : sécha statique du panne sablière

On choisit un profil **HEB 160**

$h = 160 \text{ mm}$	$I_x = 2492 \text{ cm}^4$	$I_y = 889 \text{ cm}^4$
$b = 160 \text{ mm}$	$w_x = 311 \text{ cm}^3$	$w_y = 111 \text{ cm}^3$
$a = 8 \text{ mm}$	$i_x = 6.78 \text{ cm}$	$i_y = 4.05 \text{ cm}$
$e = 13 \text{ mm}$	$P = 42.6 \text{ kg/ml}$	$J = 32.2 \text{ cm}^4$
	$A = 54.3 \text{ cm}^2$	



$$e = \frac{h}{2} = \frac{160}{2} = 80 \text{ mm} \quad c = H_1 \times e = 13948.40 \times 0.08 = 1115.87 \text{ kg.m}$$

**Calcul du moment max**

$$M_{(x)} = R_A \cdot X - \frac{px^2}{2} + C$$

$$\text{Pour } x=l \rightarrow M(l) = 0 \rightarrow R_A \cdot l - \frac{Pl^2}{2} + c = 0$$

$$R_A \cdot 6 - 42.6 \times \frac{36}{2} + 1115.87 = 0 \rightarrow R_A = -58.18 \text{ kg}$$

$$T_{(x)} = 0 \rightarrow R_A - P_x = 0 \rightarrow x = \frac{R_A}{P} = \frac{58.18}{42.6} = 1.37 \text{ m}$$

$$M_{max}^t = R_A \times 1.37 - P \frac{(1.37)^2}{2} + c = -58.18 \times 1.37 - 42.6 \frac{(1.37)^2}{2} + 1115.87 = 996.19 \text{ Kg}$$

Le moment max se trouve à l'appui  $M_{max} = 1115.87 \text{ Kg.m}$

Le moment max en travée est égale à  $M_{max}^t = 996.19 \text{ Kg.m}$

### II.3 Vérification

La stabilité est sollicitée en flexion composée ; alors la vérification de stabilité de sablière est

$$\frac{9}{8} (k\sigma + kd\sigma_{fx} + \sigma_{fy}) < \sigma_{en} \quad [3]$$

( $\sigma_{fx} = 0$  pas de chargement suivant le plan x-x)

**La contrainte de flexion**

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{max}}{w_x} = \frac{1115.87 \times 10^2}{311} = 358.80 \text{ Kg/cm}^2$$

**La contrainte de compression**

$$\sigma = \frac{H_1}{A} = \frac{13948.4}{54.3} = 256.88 \text{ Kg/cm}^2$$

**Plan de flambement**

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{10}{i_x} = \frac{600}{6.78} = 88.50$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{0.510}{i_y} = \frac{300}{4.05} = 74.07$$

$\lambda_x > \lambda_y \rightarrow$  le flambement est à craindre dans le plan (y-y)

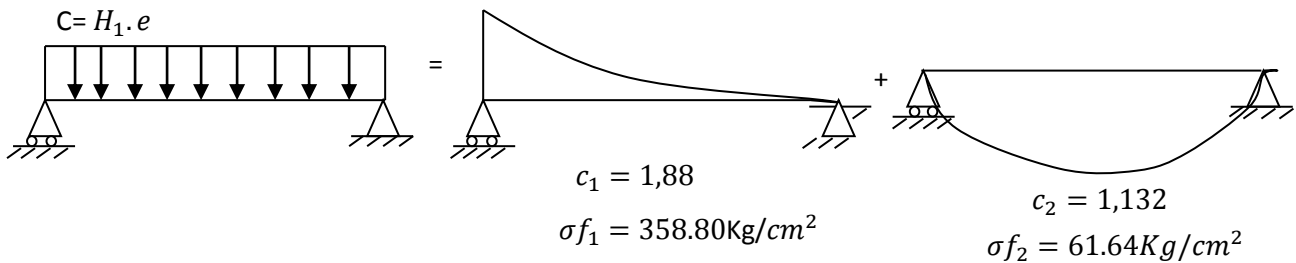
$$\lambda_{max} = \lambda_x = 88.50 \rightarrow \mathbf{k = 1.619}$$

**Calcul du coefficient Kd**

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{Jl^2}{I_y h^2}} = \sqrt{1 + 0.156 \frac{32,2(600)^2}{889(16)^2}} = 2.99 \rightarrow \mathbf{D = 2.99}$$

**C = ?**

$$C = H_1 \cdot e$$



**Figure IV.12:** schema statique des charges sur la panne sablière

$$\frac{\sigma_{f1} + \sigma_{f2}}{C} = \frac{\sigma_{f1}}{C_1} + \frac{\sigma_{f2}}{C_2} \rightarrow C = \frac{\sigma_{f1} + \sigma_{f2}}{\frac{\sigma_{f1}}{c_1} + \frac{\sigma_{f2}}{c_2}} = \frac{358.8 + 61.64}{\frac{358.8}{1.88} + \frac{61.64}{1.132}} = 1.714 \rightarrow \mathbf{C = 1.714}$$

$$B = \sqrt{1 + (0.405 \frac{\beta C}{D})^2} - 0.405 \frac{\beta C}{D} = \sqrt{1 + (0.405 \frac{1.714}{2.99})^2} - 0.405 \frac{1.714}{2.99} = 0.79$$

Avec :  $\beta = 1 \rightarrow \mathbf{B = 0.79}$

La contrainte de non déversement est

$$\sigma_d = 4.10^4 \frac{I_y}{I_x} \frac{h^2}{l^2} (D-1) B \cdot C = 4 \times 10^4 \frac{889}{2492} \times \frac{16^2}{600^2} (2.99-1) \times 0.79 \times 1.714$$

$$\sigma_d = 27.34 \text{ Kg/mm}^2 > \sigma_{en} = 24 \text{ Kg/mm}^2$$

Le déversement n'est pas à craindre ; alors on prend **kd=1**

$$\text{Vérification : } \frac{9}{8} (1.619 \times 256.88 + 358.8) = 871.52 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

**La stabilité de la sablière est vérifiée**

**Sablières HEB 160**

## IV.9 Poutre de freinage

### I. Conception

Sous l'effet du freinage longitudinal ; les poteaux sont très sollicités par torsion.

Pour éviter cette mauvaise conception on dispose d'une poutre de freinage au niveau des roulants.

La poutre de freinage transmet l'effort longitudinal de freinage directement aux palées de stabilités verticales.

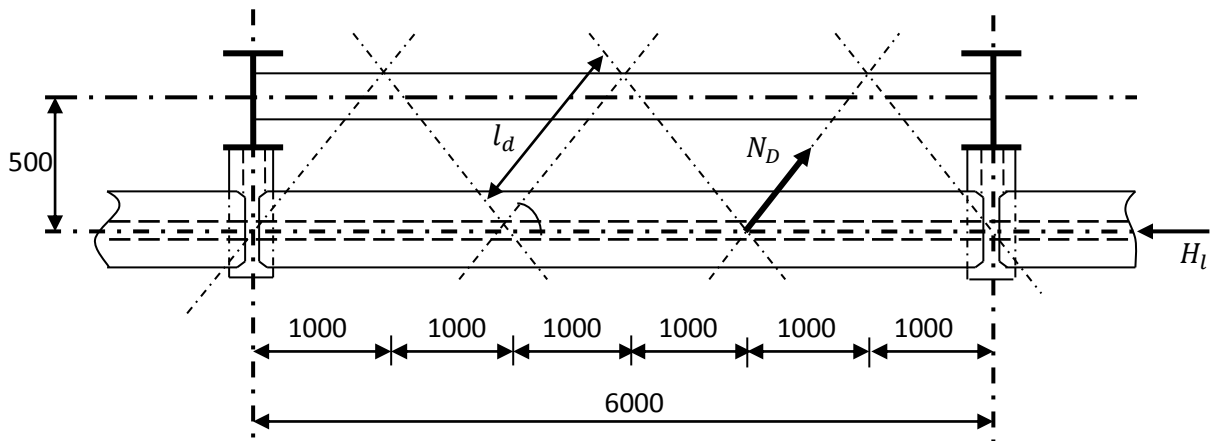


Figure IV.13 : Disposition de la poutre de freinage

### II. Calcul

La poutre de freinage est une poutre en treillis, constituée des cornières assemblées entre la poutre de roulement et le montant horizontale des palées de stabilités.

$$H_l = 1.41 \text{ t}$$

On tient compte du coefficient du choc qui égale à 1.1

$$H_l = 1.41 \times 1.1 = 1.551 \text{ t} = 1551 \text{ Kg.}$$

$$\text{Longueur des diagonales } l_d = \sqrt{100^2 + 50^2} = 111.80 \text{ cm}$$

$$\text{L'effort dans les barres tendues } N_D = \frac{H_l}{\cos \alpha}$$

$$\text{Avec } \alpha = 45.57 \text{ } \cos \alpha = \frac{100}{l_d} = \frac{100}{111.80} = 0.89 \rightarrow \alpha = 26.56^\circ$$

$$N_D = \frac{1551}{0.89} = 1742.70 \text{ Kg}$$

$$N_D = 1742.70 \text{ Kg}$$

### III. Dimensionnement des barres tendues

$$A_{\text{nette}} \geq \frac{N_D}{\sigma_{\text{en}}} = \frac{1742.70}{2400} = 0.726 \text{ cm}^2$$

Et on doit limite l'élanement des barres tendues à ( $\lambda = 400$ )

$$\lambda_{\text{max}} = \frac{l_f}{i_{\text{min}}} \leq 400 \rightarrow i_{\text{min}} \geq \frac{l_f}{400} = \frac{111.80}{400} = 0.279 \text{ cm}$$

Alors on choisit des cornières à ailes égale de 30×30×3

#### Remarque

La poutre de freinage sera placée dans chaque palée de stabilité afin de permettre la transmission correcte des efforts sans création des moments parasites.

#### Conclusion

**Cornières 30×30×3**

## IV.10 Supporte du chemin de roulement

### I. Conception

La console est calculée de tel façon à ce qu'elle puisse transmettre l'effort tranchant total dû à la charge concentrée et le poids propre du dispositif de roulement.

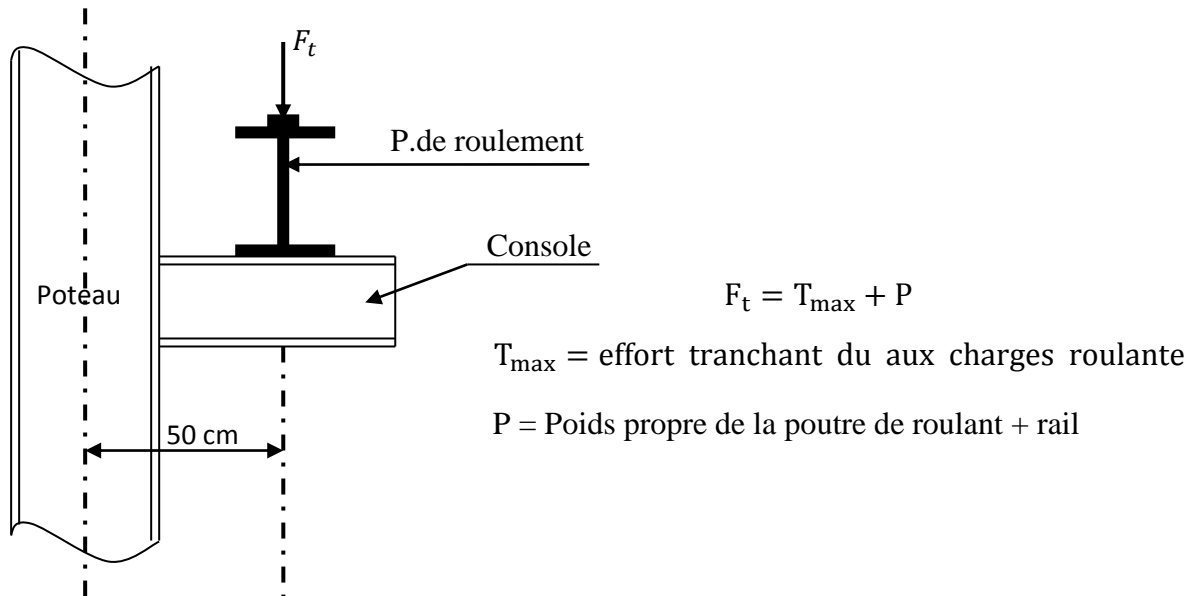


Figure IV.14 : Disposition de la console

### II. Calcul

$$T_{\max} = \varphi_2 R_{\max} \left(2 - \frac{e}{l}\right) = 1.05 \times 7.05 \left(2 - \frac{3.5}{6}\right) = 10.49 \text{ t}$$

$$P = \left[(19.63 + 97.6 \times \frac{6}{2}) \times 2\right] = 703.38 \text{ Kg}$$

$$F_t = 10490 + 703.38 = 11193.38 \text{ Kg}$$

$$F_t = 11193.38 \text{ Kg}$$

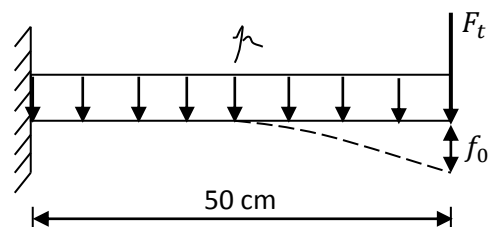
#### II.1 Dimensionnement

P = poids propre de la console

$$f_0 = \frac{F_t l^3}{3EI_x} \leq \bar{f}_{ad} = \frac{1}{750} = \frac{50}{750} = 0.066 \text{ cm}$$

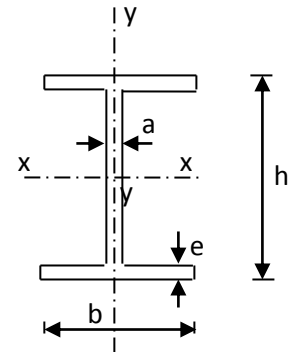
$$I_x \geq \frac{f_t l^3}{3E \times 0.066} = \frac{11193.38 \times 50^3}{3 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.066} = 3365.01 \text{ cm}^4$$

$$I_x \geq 3365.01 \text{ cm}^4$$



On choisit un **HEA200** dont les caractéristiques sont

$h = 190 \text{ mm}$	$I_x = 3692 \text{ cm}^4$	$I_y = 1336 \text{ cm}^4$
$b = 200 \text{ mm}$	$W_x = 389 \text{ cm}^3$	$W_y = 134 \text{ cm}^3$
$a = 6.5 \text{ mm}$	$i_x = 8.28 \text{ cm}$	$i_y = 4.98 \text{ cm}$
$e = 10 \text{ mm}$	$p = 42.3 \text{ Kg/ml}$	$j = 18.6 \text{ cm}^4$
	$A = 53.8 \text{ cm}^2$	



## II.2 Vérification

### 1. Contrainte de flexion

$$M = F_t \times l + p \frac{l^2}{2} = 11193.38 \times 0.5 + 42.3 \times \frac{0.5^2}{2} = 5601.97 \text{ Kg. m}$$

$$\sigma_f = \frac{M}{w_x} = \frac{5601.97 \times 10^2}{389} = 1440.09 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 2. Contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement est  $\tau = \frac{T}{ea ha}$

T = effort tranchant max

$$T = F_t + pl = 11193.38 + 42.3 \times 0.5 = 11214.53 \text{ Kg.}$$

$$\tau = \frac{11214.53}{0.65 \times 17} = 1014.88 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{ad} = \frac{\sigma_e}{1.54} = 1558.44 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 3. Flèche

La flèche max est  $f_{\max} = \frac{F_t l^3}{3E I_x} + \frac{P L^4}{8EI_x}$

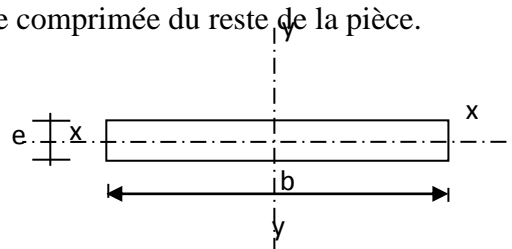
$$f_{\max} = \frac{11193.38 \times 50^3}{3 \times 2.1 \times 10^6 \times 3692} + \frac{42.3 \times 50^4 \times 10^{-2}}{8 \times 2.1 \times 10^6 \times 3692} = 0.06 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0.06 < \bar{f}_{ad} = 0.066 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 4. Déversement

On fait une vérification préliminaire en isolant la membrure comprimée du reste de la pièce.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad I_Y = \frac{esb^3}{12}; A = es b$$



$$i_y = \frac{b}{\sqrt{12}} = \frac{20}{\sqrt{12}} = 5.77$$

$$L'élancement \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{2 \times 50}{5.77} = 17.33 \rightarrow K=1.01$$

La membrure est soumise à la contrainte de flexion  $\sigma_f$

$$\sigma_f = \frac{M}{W_x} = \frac{5601.97 \times 10^2}{389} = 1440.09 \text{ Kg/cm}^2$$

On vérifie que  $K\sigma_f \leq \sigma_{en}$

$$1.01 \times 1440.09 = 1454.49 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La membrure résiste au flambement latéral ; donc pas de risque de déversement.

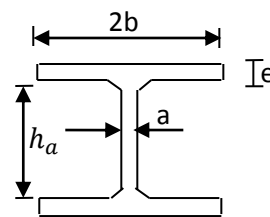
### 5. Voilement

**Semelle :** la condition de non voilement de la semelle est donnée par (CM 66)

$$b \leq 15 e \sqrt{\frac{24}{\sigma_{en}}}$$

Avec  $b = 10 \text{ cm}$     $e = 1 \text{ cm}$

$$b = 10 \text{ cm} < 15 \times 1 \sqrt{\frac{24}{24}} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



**Âme :** si la condition suivante est vérifiée ; on peut se dispenser de mettre des raidisseurs.

$$\left(\frac{\sigma}{7}\right)^2 + \tau^2 \leq 0.015 \left(\frac{1000 a}{h_a}\right)^4$$

$$\left(\frac{14.40}{7}\right)^2 + (10.14)^2 = 107.0539 \ll 0.015 \left(\frac{1000 \times 6.5}{170}\right)^4 = 32058.92 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Consoles HEA 200**



---

# **Chapitre V :**

# **Pont Roulant**

---

### V.1 Conception

Le pont roulant qui est utilisé par ECOMEWA est pont à « Mono poutre » avec palans électrique type « SEPA » posé à une hauteur de 6 m.

Pour notre bâtiment on a seul pont roulant de capacité de levage ; la charge nominale relative de pont est de 5tonnes

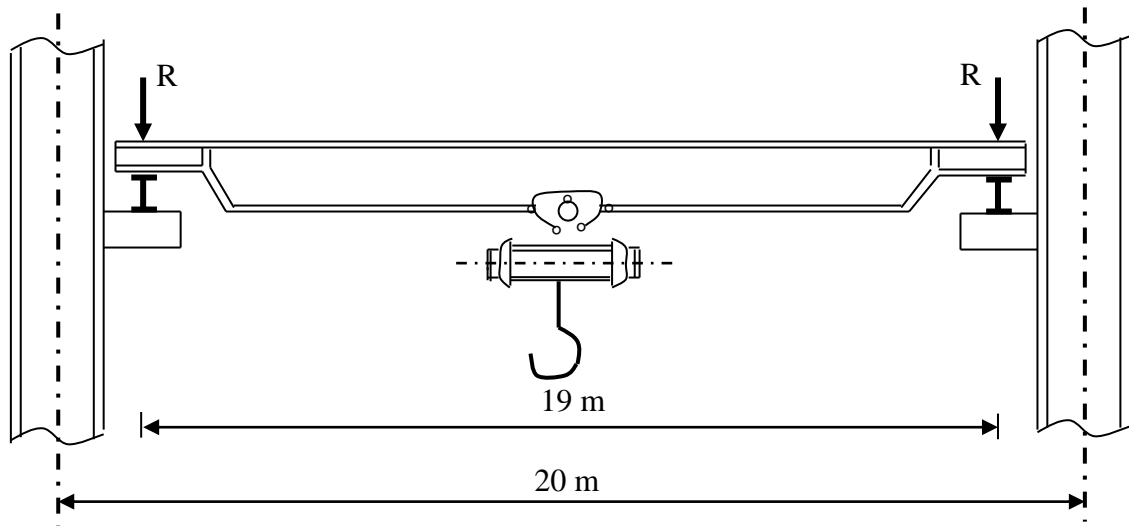


Figure V.1 : pont roulant

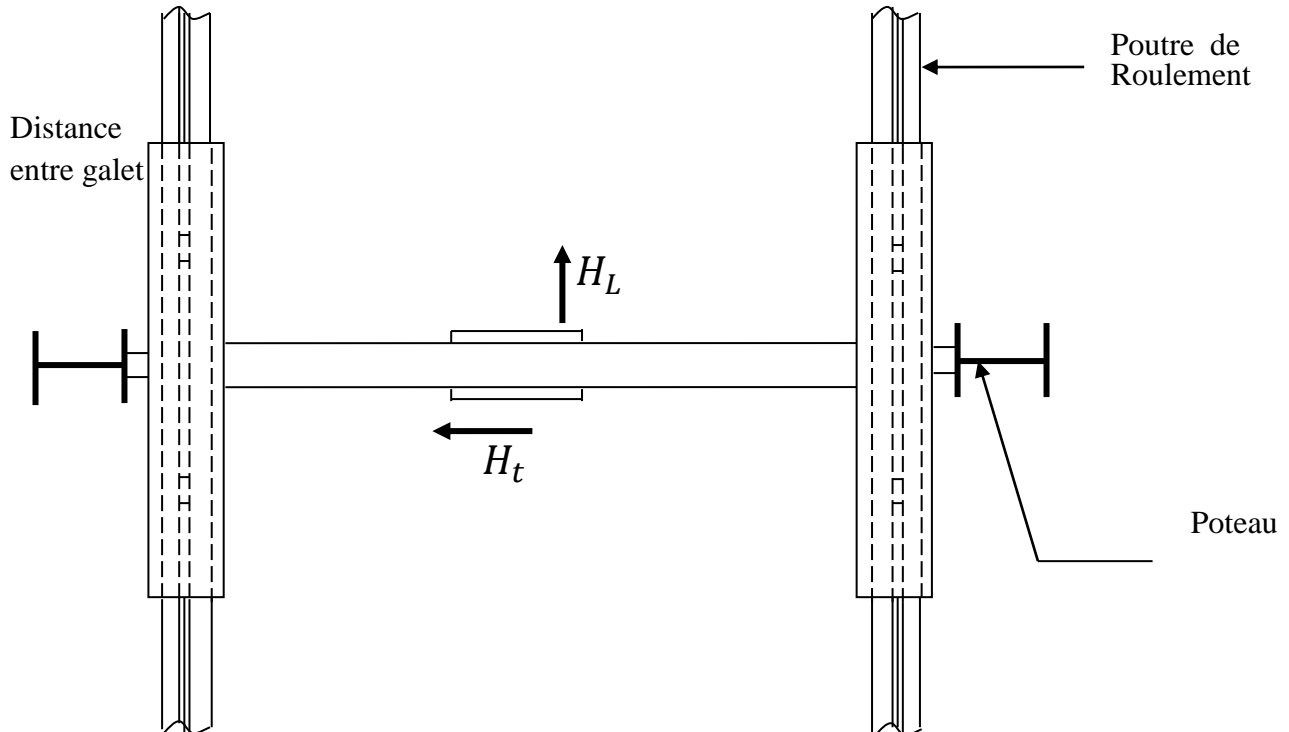


Figure V.2 : réactions de pont roulant

### V.1.1 Caractéristiques du pont [7]

Les caractéristiques techniques de pont roulant est définie par le constructeur :

- Pont de 5 t
- Pont roulant d'atelier courant à crochet.
- Groupe d'appareil II
- Charge variable ; service intermittent.
- Les coefficients d'effets dynamiques verticaux :
  - Pour le chemin de roulement  $\varphi_1 = 1.15$
  - Pour support du chemin  $\varphi_2 = 1.05$

### V.1.2 Données pour le calcul de chemins de roulement [7]

La puissance du pont  $N = 5 t$

- Portée réelle entre axe des poutres de roulement  $L = 19 m$
- Vitesses :
  - ✓ Vitesse de levage 7 m/mm
  - ✓ Vitesse de direction 30 m/mm
  - ✓ Vitesse de translation 94 m/mm
- Poids du pont et de son équipement  $B = 11.9 t$
- Poids du chariot et de son équipement  $K = 3.5 t$
- Dimensions du pont :

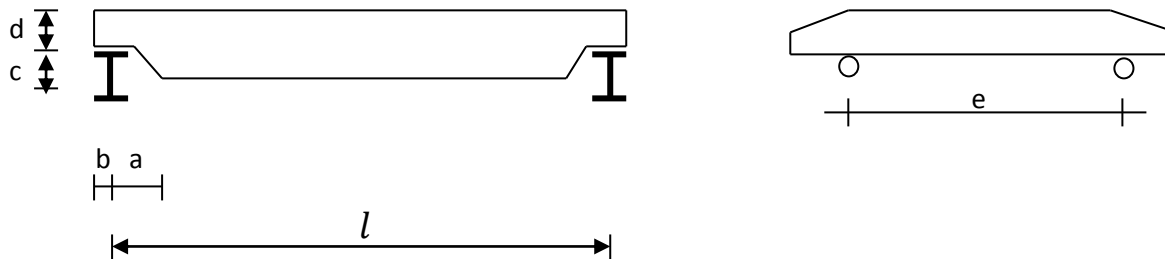


Figure IV.3 : Dimensions du pont

$l = 19 m$	$a = 0.80 m$	$b = 0.25 m$
$c = 0.50 m$	$d = 1.80 m$	$e = 3.50 m$

### V.2 Chemin de roulement

Les chemins de roulements sont soumis par la circulation de pont à des sollicitations complexes des réactions verticales, horizontales et longitudinales. Par suite pour résister à ces divers efforts ; la section à prévoir varie suivant l'importance du pont roulant (puissance, vitesse de levage...) et de la portée du chemin de roulement.

Pour notre cas on aura une poutre de roulement indépendante posée sur chaque travée de 6 m

Notre poutre de roulement sera calculée comme une poutre isostatique appuyée simplement sur les consoles des poteaux.

Pour éviter dans les chemins de roulement des efforts de torsion qui peuvent déterminer des contraintes importantes.

Donc il faut rouiller à ce que l'assemblage au niveau de l'appui ne soit pas rigide et créer une certaine souplesse afin de permettre des rotations libres ; pour éviter la localisation des efforts aux extrémités.

### V.3 Charges à considérer

Les charges appliquées à un chemin de roulement sont les suivantes :

➤ **Charge permanentes**

Elle Comprend tous les éléments constituant le chemin de roulement (rail, poutre de roulement...)

➤ **Charges roulantes**

Elles sont constituées par les réactions verticales et horizontales des galets ; ces réactions sont fonction de :

- Poids du pont roulant, du chariot et de la charge à lever
- Effets dynamiques.

➤ **Calcul des réactions**

Pour une partie  $L = 19\text{ m}$  et une capacité de 5 t du pont ; on détermine les différentes réactions.

-les réactions verticales statiques par galet sont données directement par (CTICM) comme on peut les calculer par les formules suivantes :

$$R_{\max} = \frac{1}{2} \left[ \frac{B}{2} + \frac{(K+N)(l-a_{\min})}{1} \right] = 7.05\text{ t}$$

$$R_{\min} = \frac{1}{2} \left[ \frac{B}{2} + \frac{K(a_{\min})}{1} \right] = 3.05\text{ t}$$

B = poids du pont            (= 11.9 t)

K = poids du chariot        (= 3.5 t)

N = puissance du pont    (5 t)

- Les réactions verticales dynamiques sont :

$$R_{1_{\max}} = \varphi_1 R_{\max} = 1.15 \times 7.05 = 8.11\text{t}$$

**$R_M = 7.05\text{t}$**   
 **$R_m = 3.05\text{t}$**

**$R_{1M} = 8.11\text{t}$**   
 **$R_{1m} = 3.51\text{t}$**

$$R_{1_{\min}} = \varphi_1 R_{\min} = 1.15 \times 3.05 = 3.51t$$

- Les réactions horizontales  $H_t$  agissant transversalement à la voie du roulement et qui sont dues :
  - À l'accélération et freinage du chariot
  - Au levage oblique de la charge
  - À la marche en crabe du pont roulant

On admet que les charges horizontales  $H_t$  sont de l'ordre de 10% des charges verticales maximales  $H_t = 0,10 R_{\max}$

$H_t = 0.705 t$
-----------------

- Les réactions horizontales  $H_l$  agissant longitudinalement à la voie du roulement et qui sont dues :
  - À l'accélération et au freinage du pont roulant.
  - Au levage oblique de la charge.
  - Au choc des tampons sur les butoirs.

Les recommandations CTICM préconisent  $H_l = C R_{\max}$

C : coefficient d'adhérence ( $C = 0,2$ ) c'est une valeur limite au de là il y'aura glissement.  
 $H_l = C R_{\max} = 0.2 \times 7.05 = 1.41t$

$H_l = 1.41t$
---------------

## V.4 Rails

### V.4.1 Choix des rails

Les rails de roulement sont couramment constitués soit par des profilée carrés ; soit par des profils spéciaux pour ponts roulants.

Le choix du rail à adopter dépend de l'importance du pont roulant pour des puissances inférieurs à 5 tonnes en emploi couramment des carrés de 40 à 50 mm de côté.

Pour notre cas on adapte des rails carrés de 50× 50 ( mm)

### V.4.2 Fixation du rail

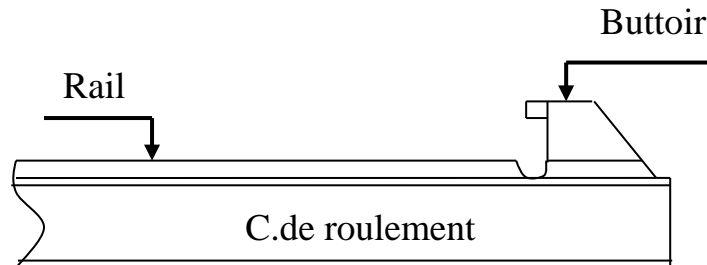
Les rails sont soit soudés directement sur la poutre de roulement ; soit de préférence sur des plaquâtes intermédiaires boulonnée sur la poutre.

Pour notre cas on choisit le 2 type de fixation car il permet le réglage duraille faciliter son remplacement en cas d'usure et supprimé les risques des fissurations au droit des soudures.

## Remarque

Les extrémités du chemin de roulement doivent être munies d'un dispositif destinés à limiter la course du pont roulant.

Les réactions correspondant au choc du pont roulant sur les butoirs sont fonction de la vitesse de translation et de l'élasticité des butées.



## V.5 Calcul du chemin de roulement

### V.5.1 Efforts dus aux surcharges

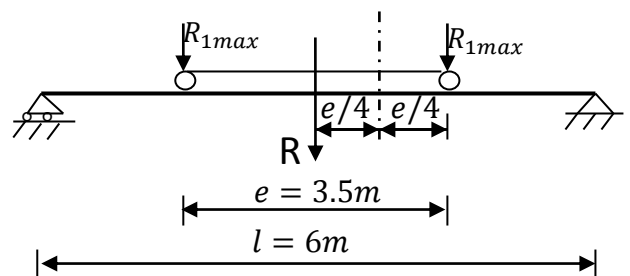
#### 1. Moment fléchissant

Le moment max est donné par la position des galets la plus défavorable suivante.

(D'après le théorème de Barré)

$$M_{\max} = \frac{R_{1\max}(2l-e)^2}{8l}$$

$$M_{\max} = \frac{8.11(2 \times 7 - 3.5)^2}{8 \times 6} = 12.21t.m$$



#### 2. Effort tranchant max

L'effort tranchant est max lorsque l'une des réactions ( $R_{\max}$ ) est sur l'appui

$$T_{\max} = R_{1\max} + R_{1\max} \left( \frac{l-e}{l} \right) = R_{1\max} \left( 2 - \frac{e}{l} \right)$$

$$T_{\max} = 8.11 \left( 2 - \frac{3.50}{6} \right) = 11.49t$$

$M_{\max} = 12.21t.m$ $T_{\max} = 11.49t$
----------------------------------------------

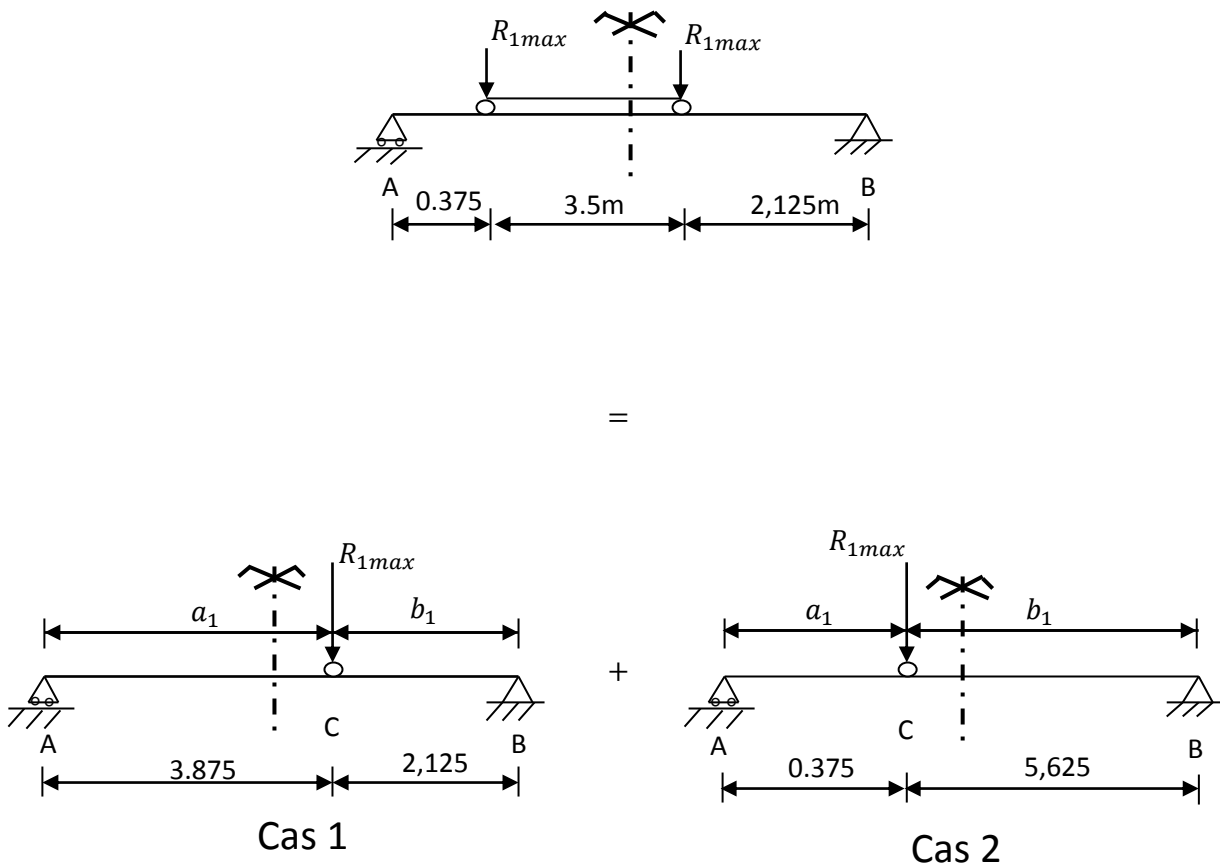
## V.6 Pré dimensionnement

Pour recommandations du CTICM limitent les flèches verticales et horizontales à  $\frac{1}{750}$  de la portée des poutres.

Alors la flèche admissible est  $\bar{f} = \frac{600}{750} = 0.8 \text{ cm}$        $\bar{f}_{adm} = 0.8 \text{ cm}$

### 1. Calcul de la flèche

Pour trouver la flèche(max) dans la poutre de roulement on fait la superposition des 2 cas :



**Cas 1** l'équation de la déformée entre (A - C)

$$y_{1(x)} = \frac{R_{max} b_1 x}{6EI_x} (l^2 - b_1 - x^2) \text{ Ou } x \text{ représente l'abscisse de la flèche.}$$

**Cas 2** déformée entre (C - B)

$$y_2(x) = \frac{R_{max} (l-x) a_2 l}{6EI_x} \left( 1 - \frac{a_1^2}{l^2} - \frac{(l-x)^2}{l^2} \right)$$

La déformée pour les 2 cas ensemble c'est  $y_1 + y_2$

$$(y_1 + y_2)(x) = \frac{R_{\max} l}{6EI} \left[ b_1 x \left( 1 - \frac{b_1^2}{l^2} - \frac{x^2}{l^2} \right) + a_2 (1-x) \left( 1 - \frac{a_1^2}{l^2} - \frac{(1-x)^2}{l^2} \right) \right]$$

De même les équations des rotations des cas sont les suivantes :

$$\varphi_1(x) = \frac{R_{\max} b_1 l}{6EI} \left( 1 - \frac{b_1^2}{l^2} - \frac{3x^2}{l^2} \right)$$

$$\varphi_2(x) = \frac{la_2}{6EI} \left[ 1 - \frac{a_2^2}{l^2} - \frac{3(1-x)^2}{l^2} \right]$$

L'équation totale des rotations est  $(\varphi_1 + \varphi_2)(x)$

$$(\varphi_1 + \varphi_2)(x) = \frac{R_{\max} l}{6EI} \left[ - \left( \frac{3b_1}{l^2} + \frac{3a_1}{l^2} \right) x^2 + \frac{ba_1}{l} x + \left( b_1 - \frac{b_1^3}{l^2} + a_2 - \frac{a_1^3}{l^2} - 3a_2 \right) \right]$$

Alors la flèche (max) est obtenue lorsque  $(\varphi_1 + \varphi_2)(x) = 0$

Lorsque le pont est à cette position  $a_1 = 387.5\text{cm}$  ;  $a_2 = 37.5\text{cm}$

$b_1 = 212.5\text{cm}$  ;  $b_2 = 562.5\text{cm}$

$(\varphi_1 \varphi_2)(x) = 0 \rightarrow$  La flèche est max à la distance  $x=335.68\text{cm}$

La flèche max  $f_{\max} = (y_1 + y_2)(335.68) = 48009.28 \frac{R_{\max} l}{6EI_x}$

Condition de flèche  $f_{\max} \leq 0,8$

$$48009.28 \frac{R_{\max} l}{6EI_x} \leq 0,8 \rightarrow I_x \geq \frac{R_{\max} l 48009.28}{0,8 \times 6 \times E} = 20146.75 \text{ cm}^4$$

Soit  $I_x \geq 20146.75 \text{ cm}^4$

On choisit un **HEA 320**

$h = 310 \text{ mm}$

$$I_x = 22930 \text{ cm}^4$$

$b = 300 \text{ mm}$

$$W_x = 1480 \text{ cm}^3$$

$a = 9 \text{ mm}$

$$i_x = 13.6 \text{ cm} \quad J = 102 \text{ cm}^4$$

$e = 15.5 \text{ mm}$

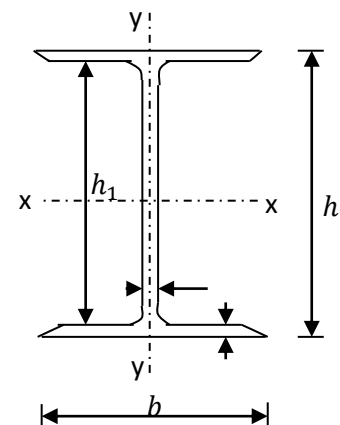
$$I_y = 6985 \text{ cm}^4$$

$A = 124.4 \text{ cm}^2$

$$W_y = 466 \text{ cm}^3$$

$P = 97.6 \text{ Kg/ml}$

$$i_y = 7.49 \text{ cm}$$





## V.7 Evaluation des contraintes

$\sigma_p, \tau_p$ : Contraintes dues aux charges permanentes.

$\sigma_{s_1}^v, \tau_{s_1}^v$ : Contraintes dues surcharges verticales.

$\sigma_{s_2}^H, \tau_{s_2}^H$ : Contraintes dues surcharges horizontales transversales.

$\sigma_{s_3}^H, \tau_{s_3}^H$ : Contraintes dues surcharges horizontales longitudinales.

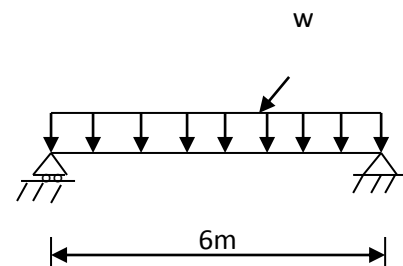
### V.7.1 Contraintes principales

#### 1. Contraintes dues aux charges verticales

##### Charges permanentes

- Poids du rail  $(0.05 \times 0.05) \times 7850 = 19.63 \text{ Kg/ml}$
- Poids propre de la poutre (**HEA 320**)  $97.6 \text{ Kg/ml}$

$$W = 117.23 \text{ Kg/ml}$$



$$M_{\max} = \frac{Wl^2}{8} = \frac{117.23 \times 6^2}{8} = 527.54 \text{ Kg. m}$$

- La contrainte normale due à charges permanentes  $\sigma_p = \frac{M_{\max}}{W_x}$

$$\sigma_p = \frac{527.54 \times 10^2}{1480} = 35.64 \text{ Kg/cm}^2$$

- La contrainte tangentielle due aux charges permanentes  $\tau_p = \frac{T_{\max}}{a.h_1}$

$$\text{Avec : } T_{\max} = \frac{wl}{2} = \frac{117.23 \times 6}{2} = 351.69 \text{ Kg}$$

$$a = 0.9 \text{ cm (ep: de l\^ame)}$$

$$h_1 = 22.5 \text{ cm (partie droite de l\^ame)}$$

$$\tau_p = \frac{351.69}{0.9 \times 22.5} = 17.37 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_p = 35.64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_p = 17.37 \text{ Kg/cm}^2$$

##### Surcharges verticales

On a déjà calculé pour la position la plus défavorable du chargement les sollicitations internes  $M_{\max}$  et  $T_{\max}$

$$M_{\max} = R_{1\max} \frac{(2l-e)^2}{8l} = 12.21 \text{ t. m}$$

$$T_{\max} = R_{1\max} \left(2 - \frac{e}{l}\right) = 11.49 \text{ t}$$

$$\sigma_{s_1}^v = 8251 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{s_1}^v = 567.41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{S_1}^V = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{12.21 \times 10^5}{1480} = 825 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{S_1}^V = \frac{T_{\max}}{a h_1} = \frac{11.49 \times 10^3}{0.9 \times 22.5} = 567.41 \text{ Kg/cm}^2$$

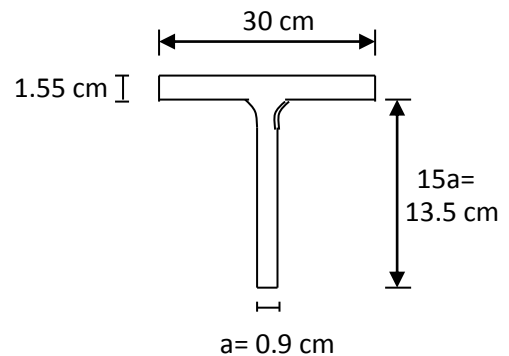
## 2. Contraintes dues aux charges longitudinales

Soit Hl l'action longitudinale ; les recommandations CTICM préconise que

$$Hl = C R_{\max} = 1.41t \quad \text{avec: } C = 0.2$$

On suppose que la section  $(A_s + 15a^2)$  qui résiste à ces sollicitations la contrainte est donnée par :

$$\sigma = \frac{Hl}{A_s + 15a^2} = \frac{1.41 \times 10^3}{30 \times 1.55 + 13.5 \times 0.9} = 24.04 \text{ Kg/cm}^2$$



Sous l'effet de Hl la pièce risque de flamber suivant le plan  $(y - y)$  alors on tient compte du coefficient d'amplification des contraintes de compression ; donc on aura alors :  $\sigma_{S_3}^H = K \sigma$

$$\text{Talque } \lambda_x = \frac{l f_x}{i_x} = \frac{l_0}{i_x} \quad i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_s + 15a^2}} = \sqrt{\frac{22930}{58.65}} = 19.77 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{600}{19.77} = 30.34 \rightarrow (k = 1.035) \text{ Coefficient de flambement}$$

$$\sigma_{S_3}^H = 1.035 \times 24.04 = 24.88 \text{ Kg/cm}^2$$

La contrainte de cisaillement  $\tau_{S_3}^H$  est nulle

### Remarque

Généralement ces contraintes sont faibles et on les néglige assez souvent.

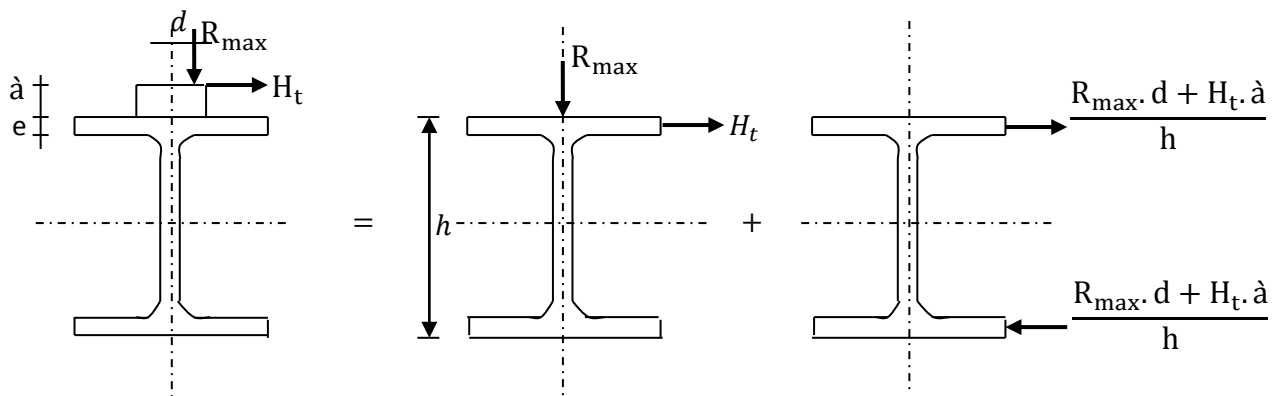
$$\sigma_{S_3}^H = 24.88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{S_3}^H = 0$$

### 3. Contraintes dues aux charges transversales

Pour l'évaluation de cette contrainte ; il faut prévoir une excentricité de la réaction maximale verticale après une usure du rail sous l'effet des frottements des galets après une grande période d'utilisation.

Donc on aura une torsion dans la poutre qui va nous engendrer un couple créant des forces de cisaillement au niveau des ailes qui vont s'ajouter aux forces de freinage transversales du chariot.



$$d = \frac{\hat{a}}{4} \quad \text{Avec } \hat{a} = ep: \text{ du rail } (= 50\text{mm})$$

$$d = \frac{50}{4} = 12.4\text{mm}$$

L'effort sollicitant la semelle  $H_T = H_t + \frac{R_{\max} \cdot d + H_t \cdot \hat{a}}{h}$

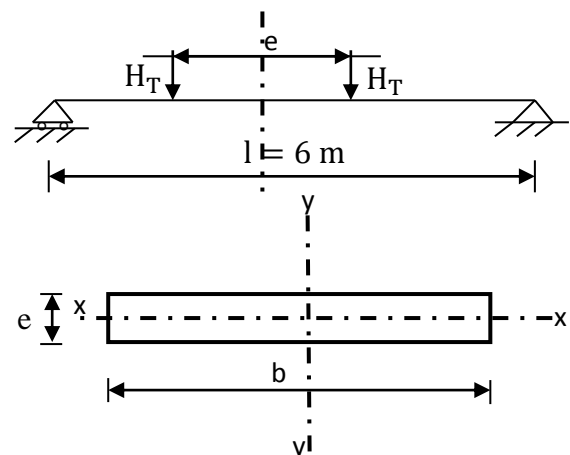
$$H_T = 705 + \frac{8.11 \times 10^3 \times 1,25 + 705 \times 0,5}{31} = 1145.73$$

**$H_T = 1145.73 \text{ Kg}$**

Appliquons le théorème de barré pour calculer le moment (max) sollicitant la semelle de la poutre

$$M_{\max} = \frac{H_T(2l-e)^2}{8l} = 1724.56 \text{ Kg.m}$$

$$T_{\max} = H_T \left(2 - \frac{e}{l}\right) = 1623.11 \text{ Kg}$$



Caractéristiques de la section résistante

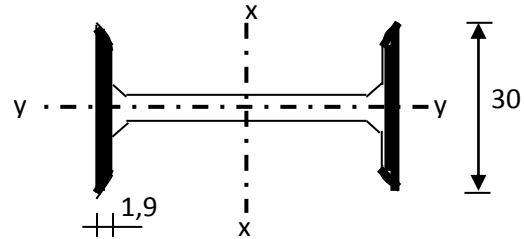
$$I_y = \frac{e b^3}{12} = \frac{1.55 \times 30^3}{12} = 3487.5 \text{ cm}^4$$

$$W_y = \frac{I_y}{v_y} = \frac{I_y}{b/2} = 232.5 \text{ cm}^3$$

La contrainte normale  $\sigma_{s1}^H = \frac{M_{\max}}{W_y} = \frac{1724.56 \times 10^2}{232.5} = 741.74 \text{ Kg/cm}^2$

La contrainte de cisaillement  $\tau_{s2}^H = \frac{T_{\max} \cdot S_y}{e_s \cdot \Sigma I_y}$

$$\tau_{s2}^H = \frac{1623.11 \left( 1.55 \times \frac{30}{2} \right) \left( \frac{15}{2} \right) \times 2}{2 \times 1.55 \times 3487.5} = 52.36 \text{ Kg/cm}^2$$



$$\sigma_{s2}^H = 741.74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{s2}^H = 52.36 \text{ Kg/cm}^2$$

## V.7.2 Contraintes secondaires

### 1. Contrainte dues à la pression locale

Plus des contraintes principales il y'aura une autre contrainte due à des phénomènes secondaires locaux talque la pression locale sous les galets on pratique ; on pourra appliquer des formules simples couramment utilisées dont les résultats sont assez proches de ceux des calcule théoriques les recommandations (C T I C M) donnent.

$$\sigma_y = \varphi_f \frac{R_{1\max}}{Z e a}$$

$$Z = 2h + a \quad \text{avec } a = 50 \text{ mm}$$

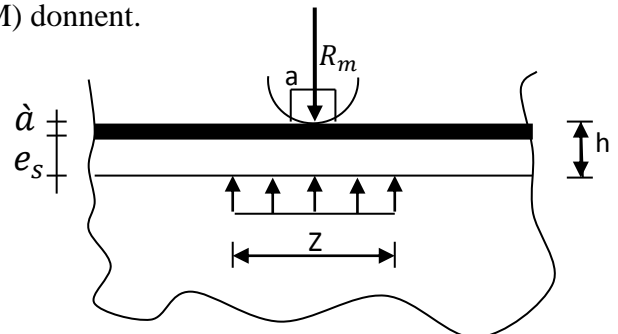
(Surface de contact de galet)

$$h = e_s + a$$

$$Z = 2(50 + 15.5) + 50 = 181 \text{ mm} = 18.1 \text{ cm}$$

$\varphi_f$ : Coefficient de la fatigue  $\varphi_f = 1,10$

$$\sigma_y = 1.10 \frac{8.11 \times 10^3}{18.1 \times 0.9} = 547.63 \text{ Kg/cm}^2$$



$$\sigma_y = 547.63 \text{ Kg/cm}^2$$

## V.8 Vérifications des contraintes

La vérification des contraintes normales et tangentielles se fait selon les recommandations (CTICM) pour un pont en service normal et abrité du vent.

### 1. Contraintes normales

Il faut vérifier que :

$$1) 1.3 \sigma_p + 1.5 \varphi \sigma_{s_1}^v \leq \sigma_{en} \quad \varphi: \text{coefficient de majoration dynamique}$$

$$1.3(35.64) + 1.5(825) = 1283.83 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) 1.3 \sigma_p + 1.5(\sigma_{s_1}^v + \sigma_{s_2}^H + \sigma_{s_3}^H) \leq \sigma_{en}$$

$$1.3(35.64) + 1.5(567.41 + 741.74 + 24.88) = \frac{2054.54 \text{Kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{en} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Les contraintes normales sont vérifiées**

### 2. Contraintes tangentielles

Il faut vérifier que :

$$1) 1.3 \tau_p + 1.5 \varphi \tau_{s_1}^v \leq \bar{\tau} = \frac{\sigma_{en}}{1.54}$$

$$1.3(17.37) + 1.5(567.41) = 877.17 \text{Kg/cm}^2 < \frac{2400}{1.54} = 1558 \text{Kg/cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) 1.3 \tau_p + 1.5(\tau_{s_1}^v + \tau_{s_2}^H + \tau_{s_3}^H) \leq \frac{\sigma_{en}}{1.54}$$

$$1.3 (17.37) + 1.5(567.41 + 52.36 + 0) = 952.22 \text{ Kg/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1.54} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Les contraintes tangentielles sont vérifiées**

## V.9 Vérification spéciale à la fatigue

### 1. Contraintes normales

$$\sigma_p + \varphi_f \sigma_{s_1}^v + \sigma_{s_2}^H + \sigma_{s_3}^H \leq \sigma_f$$

$\varphi_f$ : Coefficient de majoration de fatigue (=1.10)

$\sigma_f$ : Cette contrainte est donnée par tableau en fonction de la classe et du groupage ; et le nombre de passage du pont.

Effort répétés  $\mu = 0$  (en compression)  $\rightarrow \sigma_f = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

$$35.64 + 1.10(567.41) + 741.74 + 24.88 = 1426.41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1426.41 \text{Kg/cm}^2 < \sigma_f = 1600 \text{Kg/cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## 2. Contrainte équivalente

$$\sigma_c \leq \sigma_f \quad \text{avec} \quad \sigma_f = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \sqrt{(\sigma_y^2 + \sigma_2^2 - \sigma_y \sigma_2 + 3\tau^2)}$$

$$\tau = \tau_y = \tau_p + \varphi_f \tau_{s_1} = 659.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_p + \varphi_f \sigma_{s_1}^v + \sigma_{s_2}^H + \sigma_{s_3}^H = 1426.41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_y = 547.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \sqrt{[(547.63)^2 + (1426.41)^2 - 547.63 \times 1426.41 + 3(659.79)^2]}$$

$$\sigma_c = 497.42 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_f = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## 3. Contraintes tangentielles

On doit vérifier que  $\tau_p + \varphi_f \cdot \tau_{s_1}^v + \tau_{s_2} + \tau_{s_3} \leq \frac{\sigma_f}{1.54}$

$$17.37 + 1.10(567.41) + 52.30 + 0 = 641.52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$641.52 \text{ Kg/cm}^2 < \frac{1600}{1.54} = 1039 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les contraintes de fatigue sont vérifiées

## V.10 Vérification des déformations

### 1. Flèche verticale

- Charges permanentes :  $f_{1\max} = \frac{5pl^4}{384EI_x}$  avec p: (poids + rail)

$$P = 117.23 \text{ Kg/ml}$$

$$f_{1\max} = \frac{5 \times 117.23 \times 600^4 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 22930} = 0,041 \text{ cm} \quad f_1 = 0.041 \text{ cm}$$

- Charges roulantes : la flèche max déjà calculé dans le pré dimensionnement.

$$f_{2\max} = 48009.28 \frac{R_{\max} \cdot l}{6EI_x} = 48009.28 \times \frac{7.05 \times 600 \times 10^3}{6 \times 2.1 \times 10^6 \times 22930} = 0.702 \text{ cm}$$

La flèche (max) totale est  $f_t = f_1 + f_2 = 0.041 + 0.702 = 0.743 \text{ cm}$

$$f_t = 0.743 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{750} = \frac{600}{750} = 0.8 \text{ cm} \rightarrow \text{La flèche verticale est vérifiée}$$

### 2. Flèche horizontale

Sous l'effet de  $H_T$

$$f_{\max} = 48009.28 \frac{H_T l}{6EI_y} = 48009.28 \frac{1145.73 \times 600}{6 \times 2.1 \times 10^6 \times 6985} = 0.374 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0.374 \text{ cm} < f = \frac{l}{750} = 0.8 \text{ cm} \rightarrow \text{La flèche horizontale est vérifiée}$$

### V.11 Vérification au déversement

On n'a pas de poutre de raidissement, donc aucun entretoisement

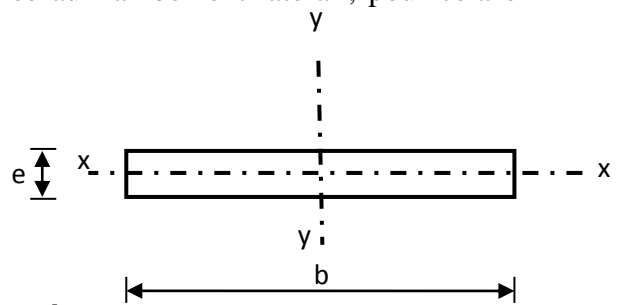
De la semelle comprimée de la poutre de roulement n'est assuré ; donc il y a risque de déversement.

Vérification de la résistance de la semelle comprimée au flambement latéral ; pour cela on isole la semelle supérieure

$$I_y = \frac{e b^3}{12} = \frac{1.55 \times 30^3}{12} = 3487.5 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_s}} = \sqrt{\frac{3487.5}{1.55 \times 30}} = 8.66 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l f_y}{i_y} = \frac{l}{i_y} = \frac{600}{8.66} = 69.28 \quad \lambda_y = 69.28 \quad k = 1.292$$



On doit vérifier que  $k \sigma_f < \sigma_{en}$

La section de la semelle est soumise à  $\sigma_f^{\max} = 1283.83 \text{ Kg/cm}^2$

$$k \sigma_f = 1,292 \times 1283.83 = 1658.70 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Il n'est y a pas risque de déversement**

### V.12 Vérification au voilement

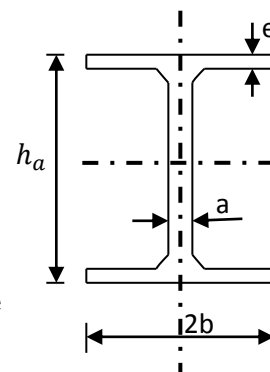
Semelles la condition de non voilement est donnée par le CM66

$$b \leq 15 e \sqrt{\frac{24}{\sigma_{en}}}$$

$$e = 1.55 \text{ cm}$$

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$15 \text{ cm} < 15 \times 1.55 \sqrt{\frac{24}{24}} \quad 15 < 23.25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



**L'âme**

On peut se dispenser de mettre des raidisseurs intermédiaires si dans toute section droite de la poutre les valeurs  $\sigma$  et  $\tau$  satisfont à

$$\left(\frac{\sigma}{7}\right)^2 + \tau^2 \leq 0.015 \left(\frac{1000 e_a}{h_a}\right)^4$$

$\sigma$  : Contrainte normale pondérée sur la fibre la plus comprimée de l'âme en (Kg/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma = 1.3\sigma_p + 1.5 \varphi \sigma_{s_1}^v = 1283.83\text{Kg/cm}^2 = 12.83 \text{ Kg/mm}^2$$

$\tau$  : Contrainte tangentielle.

$$\tau = 1.3\tau_p + 1.5 \varphi \tau_{s_1}^v = 8.77\text{Kg/mm}^2$$

$e_a$  : épaisseur de l'âme (qui devrait être  $e_a \geq 0,006 h_a$ )

$h_a$  : Profondeur de l'âme  $h_a = 22.5 \text{ cm}$

$$e_a = 0.9 \geq 0.006 \times 22.5 \rightarrow 0.9 > 0.135 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{12.83}{7}\right)^2 + (8.77)^2 = 80.27$$

$$0,015 \left(\frac{1000 \times 0.9}{22.5}\right)^4 = 38400 \rightarrow 80.27 \ll 38400 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de voilement et les raidisseurs ne sont pas nécessaires.

**Poutre de roulement**

**HEA 320**



---

---

**Chapitre VI :**  
**Stabilités et Contreventements**

---

---

## VI.1 Conception

Les stabilités et les contreventements ont pour fonction de transmettre aux fondations des efforts dus aux forces horizontales sollicitant l'ouvrage ; ainsi que d'empêcher la grande déformation sous ces mêmes sollicitations horizontales.

Les principaux efforts horizontaux sont :

- Les efforts dus au vent.
- Les efforts dus au pont roulant.
- Les efforts dus au séisme.

Les principales fonctions des stabilités et contreventements sont :

- D'assurer la stabilité statique et de maintenir une bonne position des éléments en place.
- De limiter les déformations de l'ouvrage pour respecter la réglementation.
- D'assurer la construction d'ensemble spéciale comme par exemple les poutres horizontales et des chemins de roulement.

### Stabilité horizontale

D'une manière générale on ne compte pas sur la résistance propre des éléments de la couverture dans son plan pour assurer le contreventement des versants.

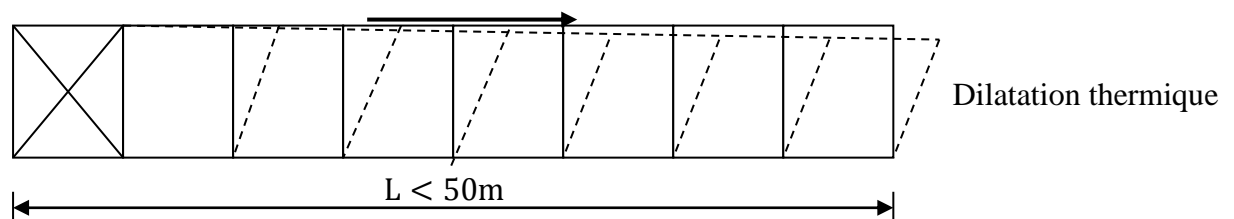
Pour notre cas on a des blocs dont les longueurs dépassent 50 m ; alors on doit prévoir des poutres de contreventement aux deux extrémités de chaque bloc (voir la figure ci-après).

### Stabilité verticale

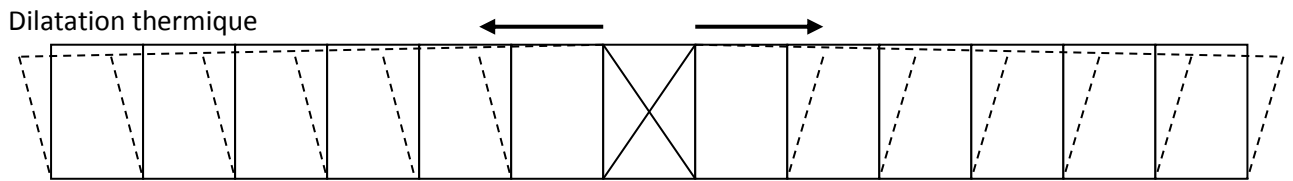
L'ensemble des plans horizontaux d'une ossature étant par définition stabilisés ; la somme des efforts horizontaux résultant doit être transmise à des points fixes qui sont les fondations par des ensembles de stabilités verticales.

La disposition courante des stabilités verticales est :

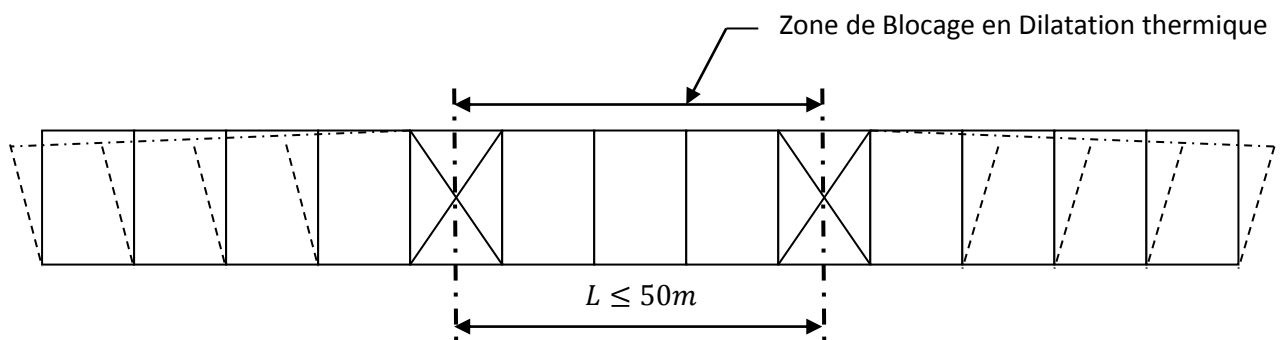
- 1- Disposition d'une stabilité unique à une extrémité ; généralement adoptée pour les bâtiments de longueur totale inférieure à 50m.



- 2- Disposition d'une stabilité unique au plus près de l'axe du bâtiment ; cette disposition permettant d'éliminer les joints de dilatation dans les ossatures de grande longueur ; peut aller jusqu' au 100m.



- 3- Disposition de plusieurs stabilités dans la longueur de l'ossature ; tout en limitant l'espacement maximal entre les stabilités à moins de 50m et on tiendra compte des efforts thermiques dans la zone de dilatation thermique empêchée.



-Notre bâtiment est divisé en 2 blocs dont les longueurs sont 60 m et 66 m supérieures à 50 m ; alors on prévoit une stabilité à l'ave de chaque bloc afin de ne pas empêcher les dilatations thermiques, et les disposes pour chaque file de poteaux.

Les stabilités verticales peuvent être de formes très variées on fonction du mode de résistance ; de la conception et des impératifs dimensionnes.

Pour notre cas on adopte les stabilités à diagonales en V qui affèrent l'avantage d'avoir des longueurs de flambement plus faible et de ne pas gêner la circulation à l'intérieur du bâtiment.

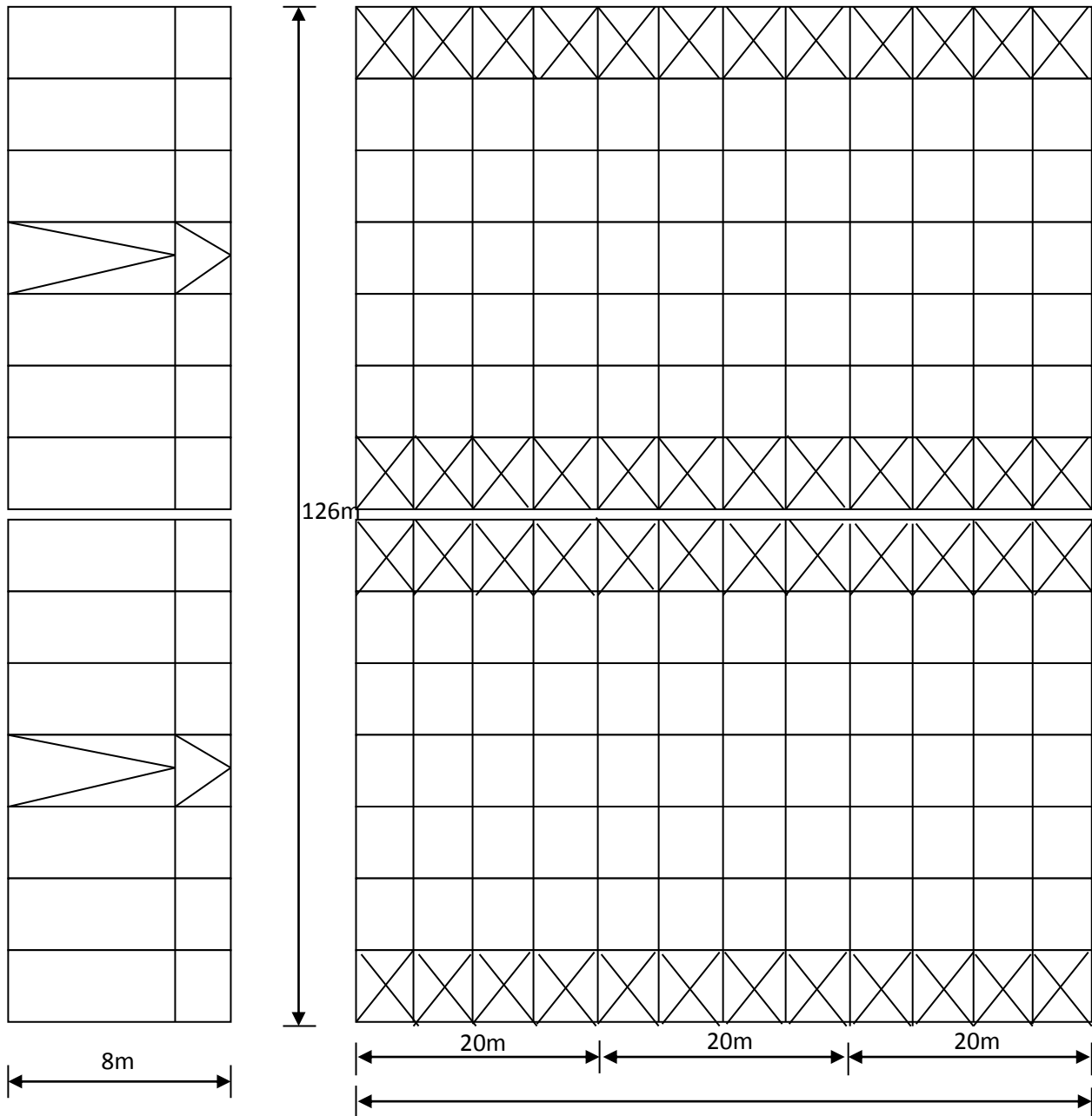


Figure V.1 : La vue en plan de la Stabilité horizontale et verticale

## VI.2 Calcul

### VI.2.1 Stabilité horizontale

Les différentes charges qui agissent sur la poutre au vent sont :

- La force d'entérinement (voir chapitre étude au vent) la force d'entérinement Appliquée à chaque nœud est  $F_e = 3375.55 \text{ Kg}$
- La force de contact : c'est la réaction(R) du potelet sous l'effet du vent.

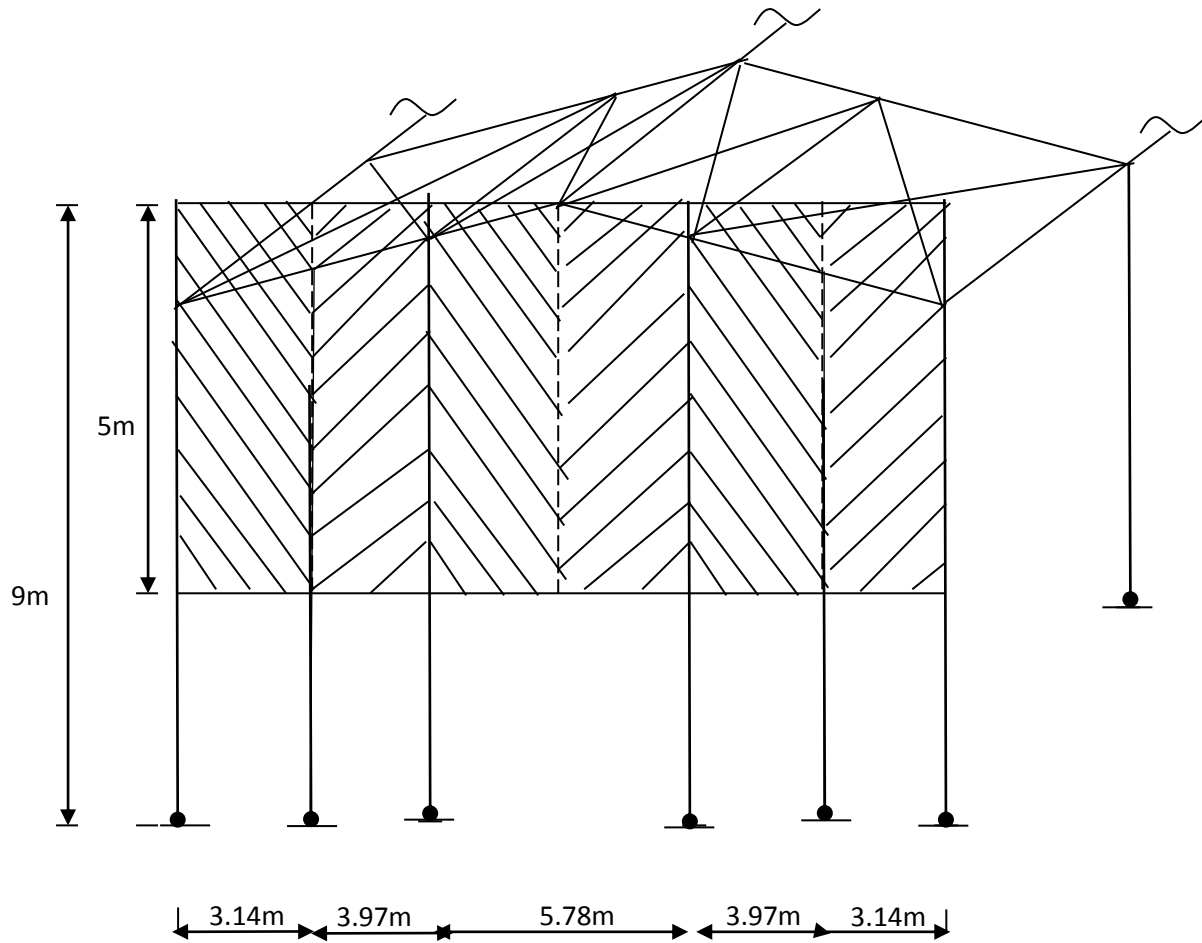


Figure VI.2 : Les surfaces d'application des efforts horizontaux

Le schéma statique de la poutre au vent est :

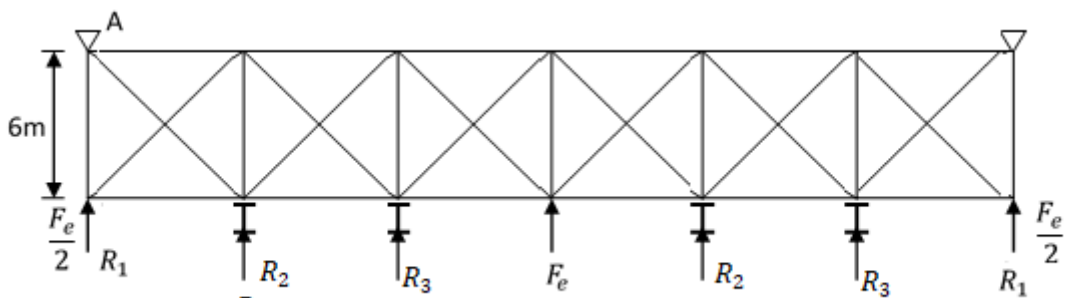


Figure VI.3 : Le schéma statique de la poutre au vent

La pression du vent est  $q_e = 71.973 \text{ Kg/m}^2$

$$R_1 = 71.973 \times 5 \times 1.57 = 564.99 \text{ Kg}$$

$$R_2 = 71.973 \times 5 \times 3.56 = 1281.12 \text{ Kg}$$

$$R_3 = 71.973 \times 5 \times 4.87 = 1752.54 \text{ Kg}$$

La poutre au vent sera calculée comme une poutre en treille aux nœuds les barres sont sollicitée soit en traction ou en compression ; mais les barres comprimées ne sont pas prises en compte pour le dimensionnement.

$$R_A = R_B = 6974.20 \text{ Kg}$$

La barre la plus sollicitée en traction est celle de rive.  $R_A = 6974.20 \text{ Kg}$

Longueur de la diagonale

$$l_d = \sqrt{(6^2 + 3.14^2)} = 6.77 \text{ m}$$

$$\cos \alpha = \frac{R}{N_t} \rightarrow N_t = \frac{R}{\cos \alpha}$$

Avec  $R = 6974.20 - 2252.77 = 4721.43 \text{ Kg}$

$$\cos \alpha = \frac{6}{6.77} = 0.886$$

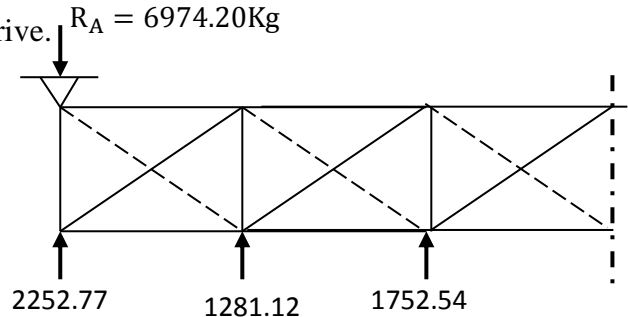
$$N_t = \frac{4721.43}{0.886} = 5328.93 \text{ Kg}$$

D'où la section nette  $A \geq \frac{N_t}{\sigma_{en}} = \frac{5328.93}{2400} = 2.88 \text{ cm}^2$

Ainsi qu'on doit vérifier la condition de l'élanement  $\lambda$  ( $\lambda_{\max} \leq 400$ )

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{l_0}{i_{\min}} \leq 400 \rightarrow i_{\min} \geq \frac{l_0}{400} = \frac{677}{400} = 1.69 \text{ cm}$$

Alors on choisit des cornières à ailes égales



**Cornières 60 × 60 × 6**

### VI.2.2 Stabilité verticale

Les stabilités verticales sont principalement sollicitées par les efforts horizontaux suivant :

- Réaction de la poutre au vent  $H_1$
- La force de freinage du pont roulant  $H_2$
- Éventuellement effet du séisme.

Pour les calculs on prend une stabilité intermédiaire qui est la plus sollicitée

Puisque on a une stabilité pour chaque bloc on aura :

- La réaction de la poutre au vent  $H_1 = 2R_B = 2 \times 6974.20 = 13948.40 \text{ Kg}$ .
- La force de freinage du pont roulant  $H_2 = 2Hl = 2 \times 1410 = 2820 \text{ Kg}$ .

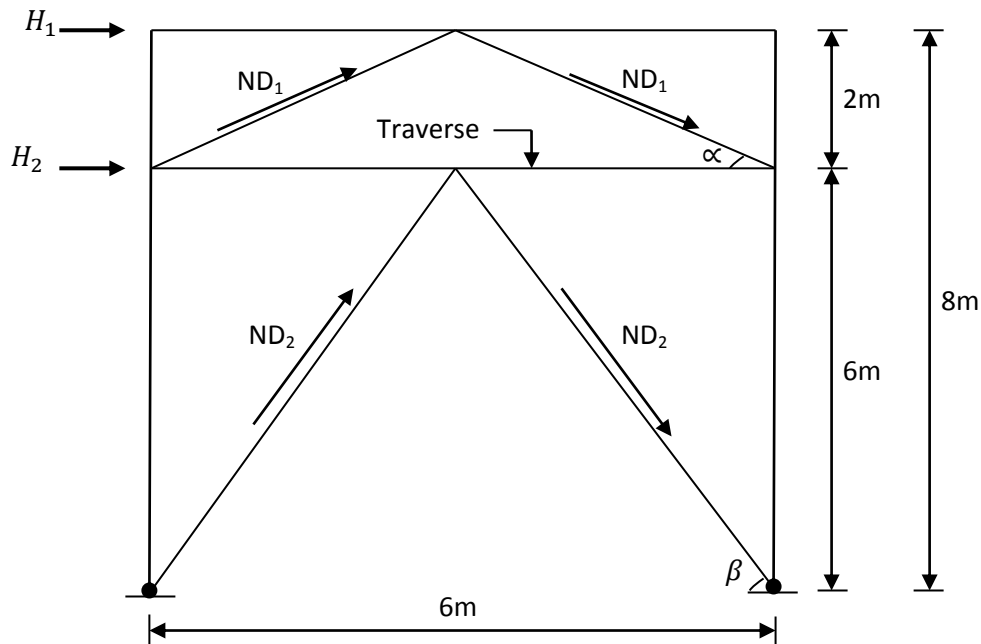


Figure VI.4 : Schéma statique des palées de stabilité

Longueur de la diagonale  $D_1 \rightarrow D_1 = \sqrt{(3^2 + 2^2)} = 3.60 \text{ m}$

Longueur de la diagonale  $D_2 \rightarrow D_2 = \sqrt{(3^2 + 6^2)} = 6.71 \text{ m}$

$$\cos \alpha = \frac{3}{3.60} = 0,83$$

$$\cos \beta = \frac{3}{6.71} = 0,44$$

L'effort dans la diagonale

$$D_1 \rightarrow ND_1 = \frac{H_1}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{13948.4}{2 \times 0,83} = 8402.65 \text{ kg}$$

L'effort dans la diagonale

$$D_2 \rightarrow ND_2 = \frac{H_1 + H_2}{2 \cos \beta} = \frac{13948.4 + 2820}{2 \times 0,44} = 19055 \text{ Kg}$$

### 1. Calcul des sections

$$A_1 \geq \frac{ND_1}{\sigma_{en}} = \frac{8402.65}{2400} = 3.50 \text{ cm}^2$$

$$A_2 \geq \frac{ND_2}{\sigma_{en}} = \frac{19055}{2400} = 7.94 \text{ cm}^2$$

Et on doit vérifier que l'élanement  $\lambda < 350$

(D'après les recommandations du CTC)

$$i_{1\min} \geq \frac{l_{f1}}{\lambda} = \frac{360}{350} = 1,03 \text{ cm}$$

$$i_{2\min} \geq \frac{l_{f2}}{\lambda} = \frac{671}{350} = 1.92 \text{ cm}$$

On choisit des cornières 80 × 80 × 8

**Cornières 80 × 80 × 8**

## 2. Calcul du déplacement horizontal de la palée de stabilité

Le déplacement horizontal  $\delta$  d'une palée de stabilité est donné par la formule suivante :

$$\delta = \sum \frac{N_i \bar{N}_i l_i}{E_i A_i}$$

D'après le théorème de maxwell

$N_i$ : Effort dans les barres dû aux forces réelles.

$\bar{N}_i$ : Effort dans les barres dû à la forces unitaire  $H^*$

$A_i$ : Aire de la section de la barre (i)

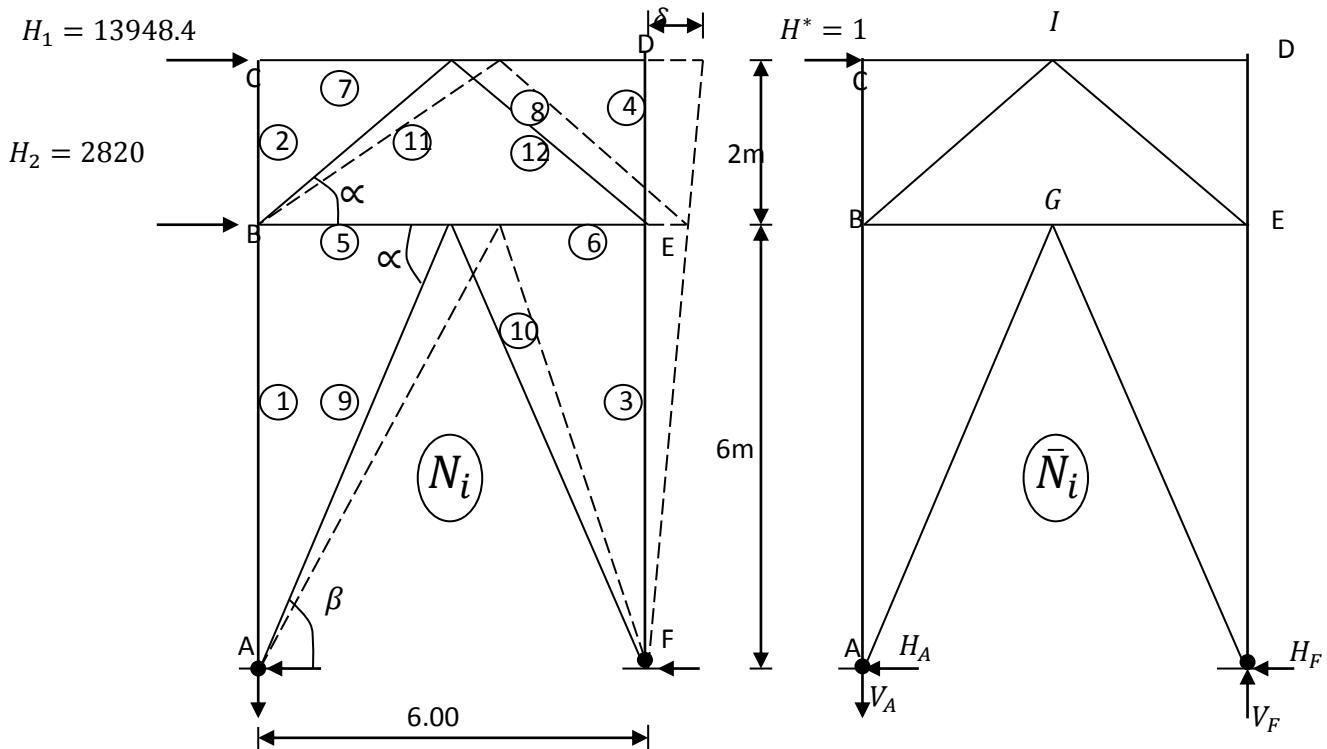


Figure IV.5 : Déplacement de palée de stabilité



$$\begin{cases} \cos \alpha = 0.83 \\ \cos \beta = 0.44 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 33.90^\circ \\ \beta = 63.89^\circ \end{cases}$$

**Longueur des barres**

$$l_1 = l_3 = 6\text{m} \quad l_2 = l_4 = 2\text{m} \quad l_5 = l_6 = 3\text{m}$$

$$l_7 = l_8 = 3\text{m} \quad l_9 = l_{10} = 6.71\text{m} \quad l_{11} = l_{12} = 3.6\text{m}$$

**Charges réelles**  $V_A = 21417.87 \text{ kg}$   $H_A = 8384.20\text{Kg}$

$$V_F = 21417.87\text{Kg} \quad H_F = 8384.20\text{Kg}$$

**Charges unitaires :**  $\bar{V}_A = 1.33$   $\bar{H}_A = 0.50$

$$\bar{V}_F = 1.33 \quad \bar{H}_F = 0.50$$

Pour le calcul des efforts dans les barres on utilise la méthode d'équilibre des nœuds.

Les efforts sont donnés dans le tableau ci-après.

(+) traction                      (-) compression

	$L_i$	$A_i$	$N_i$	$\bar{N}_i$	$\frac{N_i \bar{N}_i L_i}{A_i}$
1	600	197.8	4268.37	1,33	17220.22
2	200	197.8	0	0	0
3	600	197.8	-4268.37	-1,33	17220.22
4	200	197.8	0	0	0
5	300	21,2	-9146.33	-0,50	64714.60
6	300	21,2	+9146.33	+0,50	64714.60
7	300	54,3	-13948.4	-1,00	77062.98
8	300	54,3	0	0	0
9	671	12.27	+19055	+1,13	1177512.03
10	671	12.27	-19055	-1,13	1177512.03
11	360	12.27	+7622.09	0,60	134178.60
12	360	12.27	-7622.09	-0,60	134178.60
$\sum \frac{N_i \bar{N}_i L_i}{A_i}$					2864313.88

**Tableau VI.1 : Déplacement de palée de stabilité**

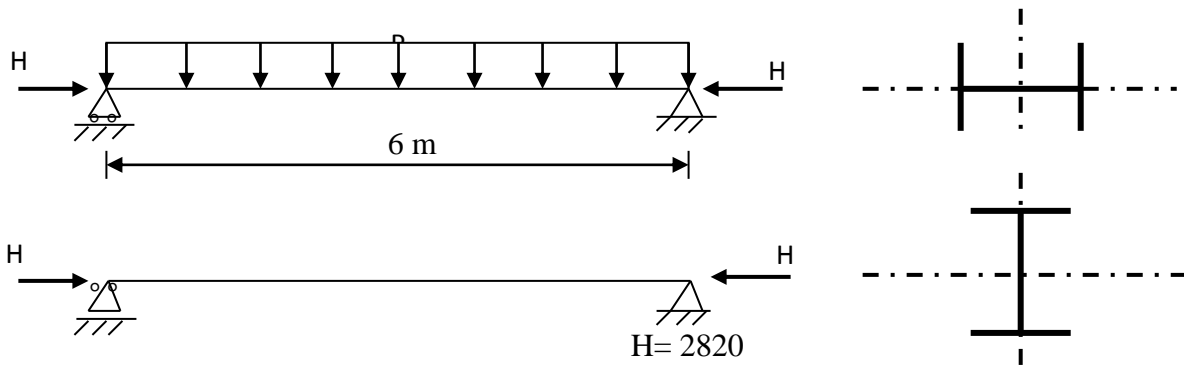
$$\delta = \frac{1}{E} \sum \frac{N_i N_i L_i}{A_i} = \frac{1}{21 \times 10^5} (2864313.88) = 1.36 \text{ cm}$$

On limitera cette déformation à la déformation admissible (donnée par ctc )

$$\delta_{ad} = \frac{H}{250} = \frac{800}{250} = 3.2 \text{ cm} \quad \delta = 1.36 \text{ cm} < \delta_{ad} = 3.2 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

### 3. Calcul de traverse du palée de stabilité

La traverse du palée de stabilité sera calculée sous l'effet de son poids propre et l'effort normal H ramené par la poutre de freinage



On choisit un **HEB 100**

h = 100 mm	$I_x = 450 \text{ cm}^4$	$I_y = 167 \text{ cm}^4$	
b = 100 mm	$W_x = 90 \text{ cm}^3$	$W_y = 33 \text{ cm}^3$	
a = 6 mm	$i_x = 4.16 \text{ cm}$	$I_y = 2.53 \text{ cm}^4$	
e = 10 mm	p = 20.4 Kg/ml	J = 9.05 cm <sup>4</sup>	
A = 26 cm <sup>2</sup>			

### Plan de flambement

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{600}{4.16} = 144.23$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{600}{2.53} = 237.15 \quad \lambda_y > \lambda_x \rightarrow \text{le flambement est la craindre dans le plan x-X}$$

$$\lambda_{max} = 237.15 \rightarrow K = 8.73$$

**Verification** on doit verifier que  $\frac{9}{8}(K\sigma + \sigma_{fy}) \leq \sigma_{en}$

$$\text{Avec } \sigma = \frac{H}{A} = \frac{2820}{26} = 108.46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M}{W_y} = \frac{pl^2}{8W_y} = \frac{20.4 \times 6^2 \times 10^2}{8(33)} = 278.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{9}{8}(K\sigma + \sigma_{fy}) = \frac{9}{8}(8.73 \times 108.46 + 278.18) = 1378.17 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{en} \text{ condition verifiée}$$

**Traverse HEB 100**

---

---

**Chapitre VII :**  
**Etude Du Portique**

---

---

## VII.1 Introduction

L'ensemble le plus important de l'ossature c'est le portique ; dont le rôle est de reprendre toutes les charges et surcharges verticales et horizontales transversales.

Notre portique se décompose d'éléments horizontaux ; qui sont les traverses (à l'arbalétrier) qui permes leurs appuis sur des poteaux.

Les différents charges et surcharges qui agissent sur le portique sont les suivantes : -charges permanentes (G)

- Charges climatiques
  - Surcharge de la neige (N)
  - Effets du vent (V)
- Effets de pont roulant
  - Réactions verticales ( $R_{max}; R_{min}$ )
- Réactions horizontales transversales ( $H_{max}; H_{min}$ )

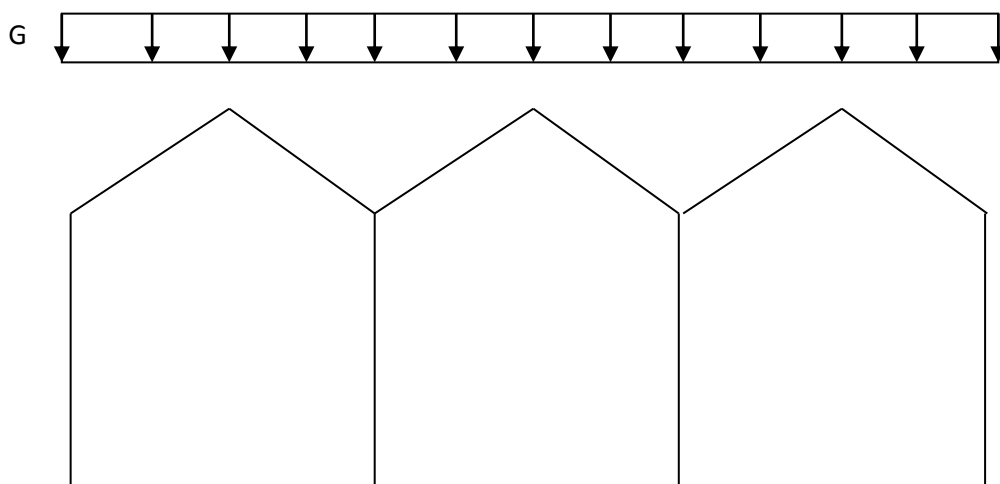
## VII.2 Evaluation des charges et surcharges

### VII.2.1 Charges permanentes (G)

- Pane **HEB 120** → 76.54 Kg/ml s
- traverses **IPE 400** → 66.3 Kg/ml
- p. sandwich (12,9 Kg/m<sup>2</sup>) → 77.4 Kg/ml

220.24 Kg/ml

**G = 220.24 Kg/ml**



**Figure VII.1 : Charge permanent**

VII.2.2 Charges climatiques

➤ Neige:(N) (voir chapitre étude à la neige)

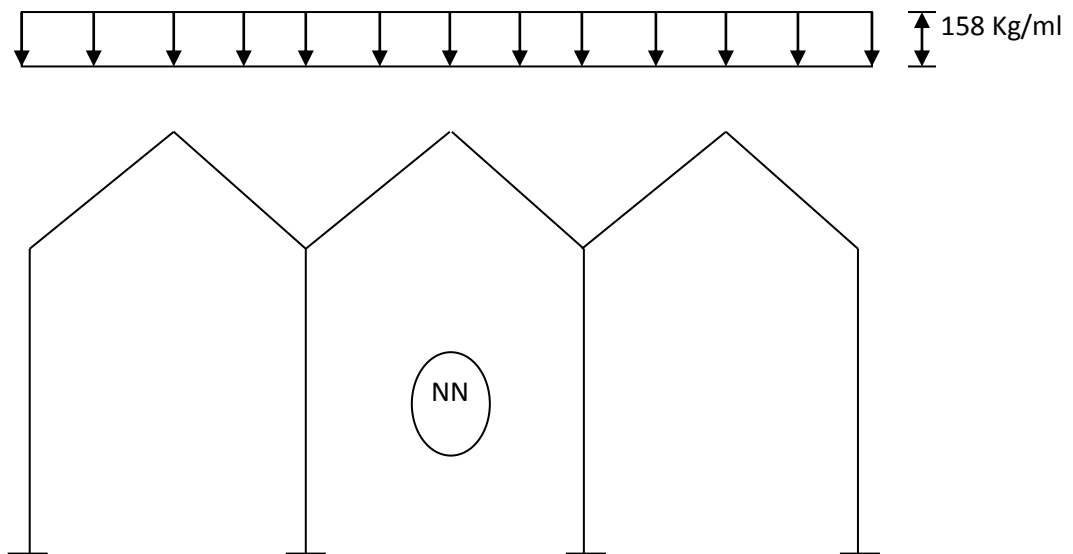


Figure VII.2 : La charge de la neige normale

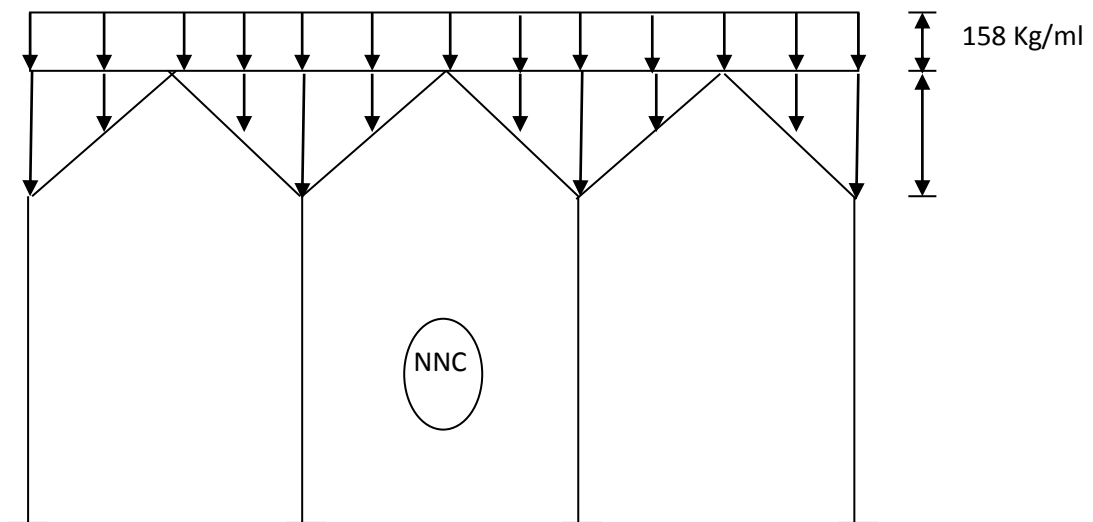


Figure VII.3 : La charge de la neige cumulée

➤ **Vent** : le cas le plus défavorable est déjà déterminé dans le chapitre (Calcul du vent)

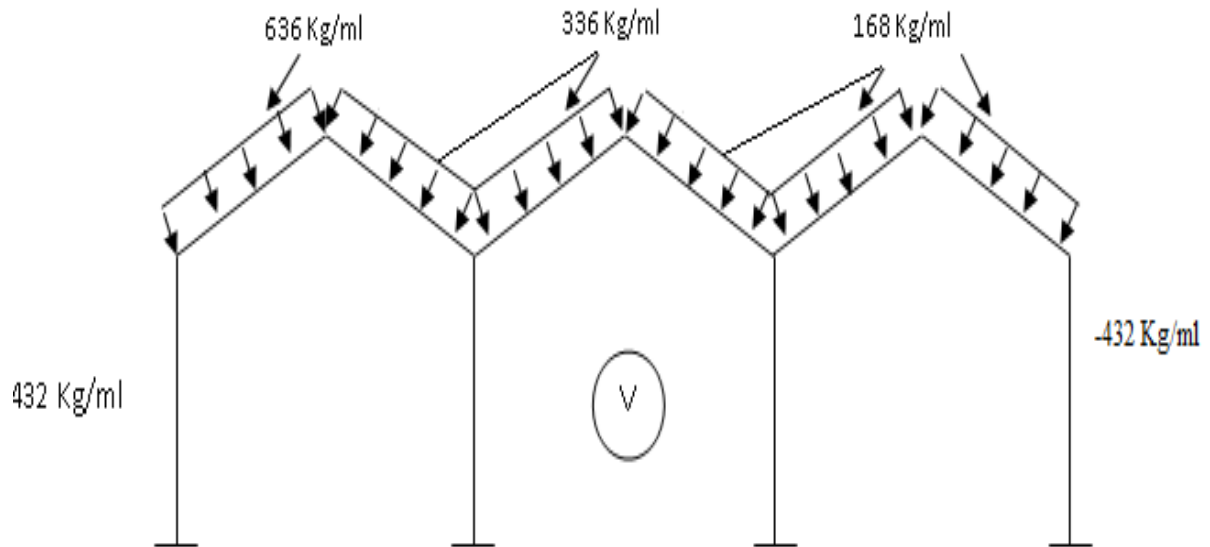


Figure VII.4 : la pression du vent

### VII.2.3 Effets des ponts roulants

➤ **Réactions verticales**

Les réactions  $R_{max}$  et  $R_{min}$  du pont roulant engendrent des réactions maximales et minimales sur le support du chemin de roulement ; liés au portique

$$\text{On à } \begin{cases} P_{max} = T_{max} + \\ P_{min} = T_{min} + \end{cases} \quad (\text{voir le calcul de console})$$

Avec :  $T_{min}^{max}$  : effort tranchant due aux charges roulantes  $R_{min}^{max}$

$p$  : le poids propre de la poutre de roulement + rail

$$T_{max} = \varphi_2 R_{max} \left( 2 - \frac{e}{l} \right) = 10.49 \text{ t}$$

$$T_{min} = \varphi_2 R_{min} \left( 2 - \frac{e}{l} \right) = 4.54 \text{ t}$$

$$p = 0.703 \text{ t}$$

$$P_{max} = 10.49 + 0.703 = 11.193 \text{ t} = 11193 \text{ Kg}$$

$$P_{min} = 4.54 + 0.703 = 5.243 \text{ t} = 5243 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} P_{max} &= 11193 \text{ Kg} \\ P_{min} &= 5243 \text{ Kg} \end{aligned}$$

➤ Réactions horizontales

(Vair chapitre étude du pont roulant)

$$H_{max} = \varphi_2 H_{t_{max}} \left( 2 - \frac{e}{l} \right) = 1148.56 \text{ Kg}$$

$$H_{min} = \varphi_1 H_{t_{min}} \left( 2 - \frac{e}{l} \right) = 496.89 \text{ Kg}$$

$$H_{max} = 1148.56 \text{ Kg}$$

$$H_{min} = 496.89 \text{ Kg}$$

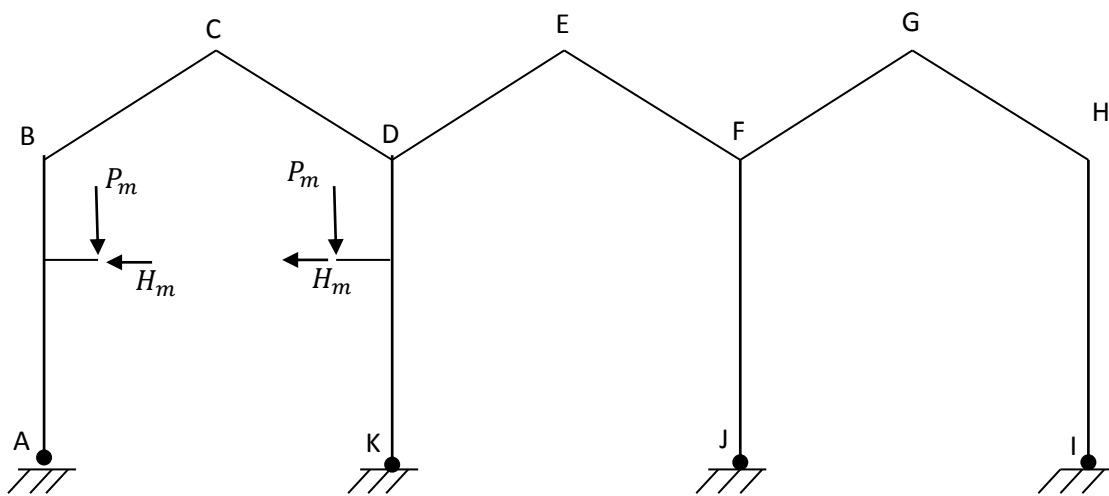


Figure VII.5 : Effets des ponts roulants

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de	Nature du cas	Définition
6 (C)	1.33G+1.5Pr	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.33+5*1.50
7 (C)	1.33 G+1.5Nn	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.33+2*1.50
8 (C)	G+1.5V	Combinaison linéaire	ELS	permanente	1*1.00+4*1.50
9 (C)	G+1.5V+0.65N <sub>c</sub>	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.00+4*1.50+3*0.65
10 (C)	G+Pr	Combinaison linéaire	ELS	permanente	(1+5)*1.00
11 (C)	G+V	Combinaison linéaire	ELS	permanente	(1+4)*1.00
12 (C)	G+Nn	Combinaison linéaire	ELS	permanente	(1+2)*1.00
13 (C)	G+V+0.43N <sub>c</sub>	Combinaison linéaire	ELS	permanente	(1+4)*1.00+3*0.43

Tableau VII.1: Les différentes combinaisons de calcul



### VII.3 Vérification des déplacements du portique

On vérifie les déplacements du portique sous les charges suivantes :

- Charge permanentes G
- Le vent
- Réaction des ponts roulants

Nœuds	Déplacements
2	3.50 cm
4	2.2 cm
6	2.1 cm
11	2.8 cm

**Tableau VI.2 :** Déplacements du portique

On remarque que le déplacement max est donné par le nœud 2

$$\Delta_{\max} = 3.50 \text{ cm}$$

Le déplacement max admissible est donné par  $\bar{\Delta}_{\text{adm}} = \frac{l}{200} = \frac{800}{200} = 4 \text{ cm}$

$$\Delta_{\max} = 3.50 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

Donc la déformation du portique est admissible ; par conséquent sa conception est bonne

### VII.4 Dimensionnement du portique

#### VII.4.1 Vérification des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux transmettant à la fondation les efforts horizontal et verticaux apportées par les combles le vent sur les parois verticaux aux long pan – pignon, le pont roulants.

Pour notre cas on a choisi un **HEB 400** en raison d'une inertie transversale du plus grands.

$h = 400 \text{ mm}$			
$b = 300 \text{ mm}$	$I_x = 57680 \text{ cm}^4$	$I_y = 10820 \text{ cm}^4$	
$a = 13.5 \text{ mm}$	$w_x = 2880 \text{ cm}^3$	$w_y = 721 \text{ cm}^3$	
$e = 24 \text{ mm}$	$i_x = 17.1 \text{ cm}$	$i_y = 7.40 \text{ cm}$	
$A = 197.8 \text{ cm}^2$	$p = 155 \text{ kg/ml}$	$J = 382 \text{ cm}^4$	

Les sollicitations les plus défavorables pour les poteaux sont :

$$M_{\max} = 20731 \text{ Kg. m}$$

$$M_{\text{cop}} = 20731 \text{ Kg. m}$$

$$N_{\text{cop}} = 5184 \text{ Kg}$$

$$N_{\max} = 5184 \text{ Kg}$$

$$T_{\max} = 3505 \text{ kg}$$

Calcul de l'élanement

$$l_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 8 = 5.6 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{560}{17.1} = 32.75$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{560}{7.40} = 75.68$$

$$\lambda_{\max} = 75.68 \rightarrow k = 1.39$$

### 1. Contrainte de non déversement

$$\sigma_d = 40000 \frac{I_y}{I_x} \frac{h^2}{l_f^2} (D - 1) B.C$$

$$\left. \begin{array}{l} C = 1 \\ B = 1 \end{array} \right\} \text{moment constant.}$$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{J.l^2}{I_y.h^2}} = \sqrt{1 + 0.156 \cdot \frac{382 \times 800^2}{10820 \times 40^2}} = 1.79$$

$$\sigma_d = 40000 \times \frac{10820}{57680} \frac{40^2}{560^2} (1.79 - 1) 1 \times 1 = 30.24 \text{ Kg/mm}^2 > \sigma_{en} = 24 \text{ Kg/mm}^2$$

Puisque  $\sigma_d > \sigma_{en}$  donc pas de risque de déversement ; on prend le coefficient de déversement  $K_d = 1$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{\max}}{w_x} = \frac{20731}{2880} = 740.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N_{\text{COP}}}{A} = \frac{5184}{197.8} = 26.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{9}{8} (k\sigma + k_d \sigma_{fx}) \leq \sigma_{en}$$

$$\frac{9}{8} (1.39 \times 26.21 + 1 \times 740.39) = 873.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$873.92 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Vérfiée}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{\text{cop}}}{w_x} = \frac{20731}{2880} = 740.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N_{max}}{A} + \frac{5184}{197.8} = 26.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{9}{8} (1.39 \times 26.21 + 1 \times 740.39) = 873.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$873.92 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

## 2. Cisaillement

La contrainte de cisaillement est  $\tau = \frac{T_{max}}{ea.l}$

$$\text{Si } A_s \geq 0.15 A_T \rightarrow \tau = \frac{T_{max}}{A_a}$$

$$A_s = 2.4 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$$

$$0.15 \times 197.8 = 29.67 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > 0,15 A_T$$

$$T_{max} = 3505 \text{ Kg} \quad A_a = A_T - 2A_s = 53.8 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{A_a} = \frac{3505}{53.8} = 65.15 \text{ Kg/cm}^2 < \frac{\sigma_e}{1.54} = 1558.44 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{vérifier}$$

## 3. Vérification du voilement

On doit vérifier que

$$\left(\frac{\sigma_f}{7}\right)^2 + \tau^2 \leq 0.015 \left(\frac{1000 ea}{ha}\right)^4$$

$$\tau = 53.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = 740.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left(\frac{7.40}{7}\right)^2 + (0.538)^2 = 1.41$$

$$0,015 \left(\frac{1000 \times 13.5}{352}\right)^4 = 32453.06$$

$$1.41 < 32453.06 \quad \text{Vérifier}$$

**Poteaux HEB 400**

## VII.4.2 Vérification des traverses

Pour les traverses on vérifie le profile HEB 400 sous les sollicitations suivantes :

$$M_{max} = 27354 \text{ Kg.m}$$

$$N_{cop} = 3717 \text{ Kg}$$

$$T_{max} = 7393 \text{ Kg}$$

Il s'agit de vérifier que  $\frac{9}{8} (\mathbf{K}\sigma + \mathbf{K}_d \sigma_{fx}) \leq \sigma_{en}$

L'élanement  $\lambda$

$$\lambda_x = \frac{lf_x}{ix} = \frac{0,5 \times 1005}{17,1} = 29,38$$

$$\lambda_y = \frac{lf_y}{iy} = \frac{0,5 \times 1005}{7,40} = 67,91$$

$\lambda_y > \lambda_x$  Risque de flambement dans le plan (x-x)

$$\lambda_{max} = 67,91 \rightarrow K = 1,47$$

Calcul de  $k_d$

### 1. Contrainte de non déversement

$$\sigma_d = 4 \times 10^4 \frac{I_y}{I_x} \frac{h^2}{lf^2} (D-1) B.c$$

$C = B = 1 \rightarrow$  moment constant.

$$D = \sqrt{1 + 0156 \frac{Jlf^2}{I_y h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{382 \times (0,5 \times 1005)^2}{10820 \times 40^2}} = 1,37$$

$$\sigma_d = 4 \times 10^4 \times \frac{10820}{57680} \frac{40^2}{[0,5 \times 1005]^2} (1,37-1) 1 \times 1 = 17,59$$

$$\sigma_d = 17,59 \text{ Kg/mm}^2$$

$\sigma_d < \sigma_e \rightarrow$  risque de déversement on doit effectuer l'opération suivantes :

$$\lambda_0 = \frac{1}{h} \sqrt{\frac{4 \times I_x}{B.C.I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_{en}}\right)} = \frac{0,5 \times 1005}{40} \sqrt{\frac{4 \times 57680}{1 \times 1 \times 10820} \left(1 - \frac{17,59}{24}\right)} = 29,98$$

$$\lambda_0 = 29,98 \rightarrow k_0 = 0,75$$

Puis on détermine le coefficient :  $k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_{en}}(k_0 - 1)}$

$$k_d = \frac{0,75}{1 + \frac{17,59}{24}(0,75 - 1)} = 0,92 \rightarrow k_d = 0,92$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M}{W_x} = \frac{27354}{2880} = 949,79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{3717}{197,8} = 18,79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{9}{8} (1,47 \times 18,79 + 0,92 \times 949,75) = 1014,07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1014,07 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

**vérifier**

## 2. Cisaillement

La contrainte de cisaillement est :  $\tau = \frac{T_{\max}}{A_{\text{âme}}}$

$$T_{\max} = 4838 \text{ Kg}$$

$$A_{\text{âme}} = A_T - 2 A_{\text{semelle}} = 197.8 - 2 (2.4 \times 30) = 53.8 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{4838}{53.8} = 89.93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = 89.93 \text{ Kg/cm}^2 < \frac{\sigma_e}{1.54} = 1558.44 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{vérifier}$$

## 3. Vérification au voilement

**Âme** : on doit vérifier que  $(\frac{\sigma_f}{7})^2 + \tau \leq 0,015 (\frac{1000 \times e_a}{h_a})^4$

La section la plus sollicitée  $\sigma_f = 949.79 \text{ Kg/cm}^2 = 9.49 \text{ Kg/mm}^2$

$$\tau = 89.93 \text{ Kg/cm}^2 = 0.89 \text{ Kg/mm}^2$$

$$(\frac{9.49}{7})^2 + (0.89)^2 = 2.63$$

$$0.015 \left( \frac{1000 \times 13.5}{352} \right)^4 = 32453.06$$

→ 2.63 < 32453.06 pas de risque de voilement

### Semelle

$$b \leq 15 e \sqrt{\frac{24}{\sigma_e}}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$15 \times 24 \sqrt{\frac{24}{24}} = 360 \text{ mm} \rightarrow 300 \text{ mm} < 360 \text{ mm}$$

Pas de risque de voilement.

Traverse HEB 400

---

# **Chapitre VIII :**

# **Calcul Des Assemblages**

---

## VIII.1 Attache des contreventements

### I. Poutre au vent

L'assemblage des diagonales de poutre au vent est soumis au cisaillement.

Soit  $N_t$  l'effort de cisaillement exercé sur chaque section cisillée des boulons

$$N_t = 5328.93 \text{ Kg} \quad (\text{ voir le calcul de la poutre au vent})$$

Si aucune précaution spéciale n'est exigée pour l'exécution ; on doit vérifier que

$$1.54 \frac{N_t}{A_r} \leq \sigma_{en}$$

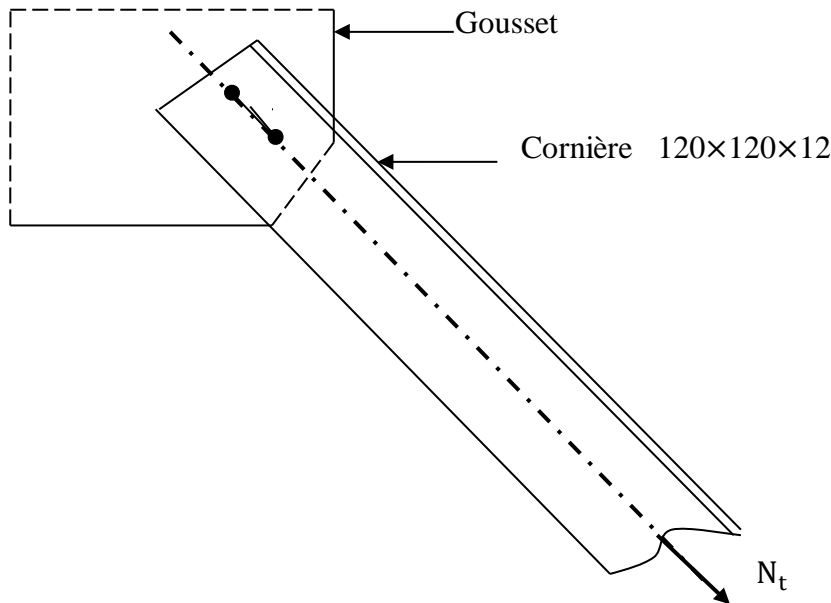
On choisit des boulons ordinaires de classe (6-6)

$$A_r \geq \frac{1.54 N_t}{\sigma_{en}} = \frac{1.54 \times 5328.93}{3500} = 2.3 \text{ cm}^2$$

Alors on choisit deux boulons ordinaires de diamètre = 18 mm

2 Ø18 ( $A_r = 3.84 \text{ cm}^2$ )

2 Ø18



### II. Stabilités verticales

Les cornières sont boulonnées sur un gousset qui soudé sur l'âme du poteau.

Les boulons sont sollicités au cisaillement ; alors

On vérifie que  $\frac{1.54 N_{D1}}{A_r} \leq \sigma_{er}$

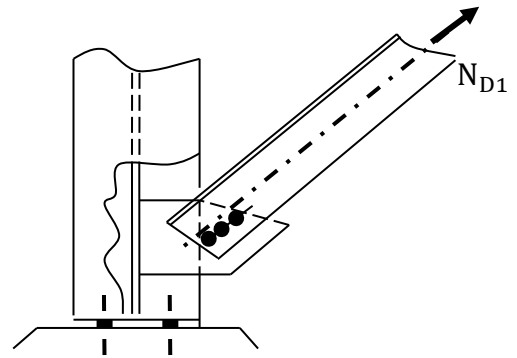
$$A_r \geq \frac{1.54 N_{D1}}{\sigma_{en}}$$

On choisit des boulons ordinaires de classe (6-6).

$$A_r \geq \frac{1.54 \times 8402.65}{3500} = 3.69 \text{ cm}^2$$

Alors on choisira des boulons ordinaires de diamètre  $\varnothing 18$

3  $\varnothing 18$  ( $A_r = 5.76 \text{ cm}^2$ )



**3  $\varnothing 18$**



## VIII.2 Assemblage Poteau Traverse

Les assemblages est réalisé par platine boulonnées a la semelle du poteau l'avantage de cet assemblage est la simplicité d'exécution tant au bureau d'étude a l'atelier qu'au montage

Mais son inconvénient ; il ne permet aucune possibilité de réglage réclame un usinage précis des éléments et une implantation rigoureuse des poteaux.

### I. Assemblage boulonné

#### I.1 Pré dimensionnement

La méthode de calcul du moment résistant ; est une méthode de vérification pour l'application il faudra déjà avoir choisi l'épaisseur de la plaque ; le diamètre et la qualité des boulons ainsi le nombre et leur disposition

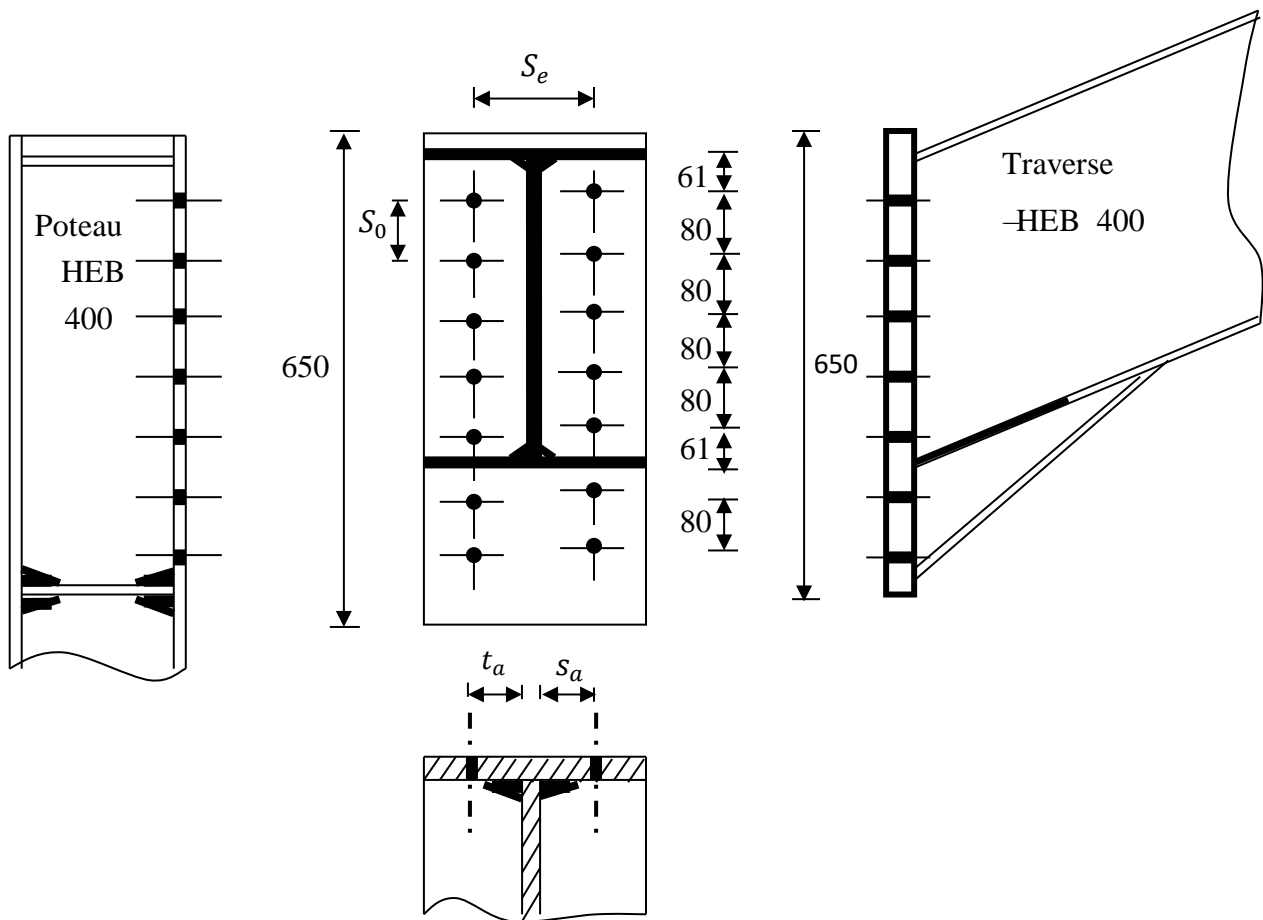


Figure VIII.1 Schéma d'assemblage (poteau-traverse)

Des essais systématiques ont montré que les boulons les plus sollicités sont toujours des boulons d'angle intérieur du coté tendu auras à résister à un moment ( $\alpha M$ )

Donc la force de traction  $F$  dans chacun de ces boulons est donnée par la formule suivante :

$$F = \frac{\alpha M}{1.8(h-2e_s)} \quad \text{Ou} \quad \alpha = \frac{38+n}{20+10n} \quad n = \text{le } n_{br} \text{ de boulons par file}$$

Cette formule nous permet de définir le diamètre et la qualité des boulons on choisit 7 boulons par file  $\rightarrow \alpha = 0.5$

Le moment M sollicitant l'assemblage est  $M = 27966,58 \text{ Kg}$

$$F = \frac{0.5 \times 24763}{1.8(0.65 - 2 \times 0.024)} = 11426.2 \text{ Kg}$$

On choisit des boulons HR<sub>10-9</sub>  $\varnothing 20$

L'effort de précontrainte du boulon  $N_0 = 0.8 \cdot \sigma \cdot A_r$

$$\sigma = \sigma(10 - 9) = 90 \text{ Kg/mm}^2 \quad A_r = \text{section résistante } (A_r = 245 \text{ mm}^2)$$

$$N_0 = 0.8 \times 90 \times 245 = 17640 > F = 11426.2 \text{ Kg} \quad \rightarrow \text{le choix est bon}$$

### ➤ Etude de l'attache

On prend une soudure de par tout puisque les profilés sont identiques alors les dimensions suivantes :

$$S_e = 140 \text{ mm} \quad C_a = 51.25 \text{ mm} \quad t_s = 61 \text{ mm}$$

$$S_a = 80 \text{ mm} \quad t_a = 63.25 \text{ mm} \quad c_s = 49 \text{ mm}$$

L'épaisseur e de la platine est donnée par la formule suivante :

$$e = \frac{F}{375 \left( \frac{t_a}{c_a} + \frac{t_s}{2c_s} \right)} = \frac{11426.2}{375 \left( \frac{63,25}{51,25} + \frac{61}{2 \times 49} \right)} = 17.64 \text{ mm}$$

On prend une platine d'épaisseur  $e = 18$

## I.2 Vérification

Pour tous les boulons autres que les plus voisins de la semelle comprimée on calcul la résistance locale de la platine tout fois ont limité ces valeurs

-soit à la traction admissible du boulon.

-soit à la moitié de la traction admissible apportée par l'âme pour une distance  $S_a (0,5 \cdot \sigma_e \cdot S_a \cdot e)$

Soit à la résistance locale (calculée suivant les mêmes principes) de l'autre plaque sur laquelle est fixée la platine semelle du poteau

Nous allons faire la vérification de la résistance de la platine ainsi que de la semelle du poteau.

### I.2.1 Resistance locale au droit des boulons

- **Boulons d'angle**

Résistance de la platine  $N_P = 375 \times e_p \left( \frac{t_a}{c_a} + \frac{t_s}{2c_s} \right)$

$$N_P = 375 \times 18 \left( \frac{63.25}{51.25} + \frac{61}{2 \times 49} \right) = 12532.02 \text{ Kg}$$

Résistance de la semelle di poteau  $N_S = 375 e_s \left( \frac{t_a}{c_a} + \frac{t_s}{2c_s} \right)$

$$N_S = 375 \times 24 \left( \frac{63.25}{51.25} + \frac{61}{2 \times 49} \right) = 12253.53 \text{ Kg}$$

La résistance sera limitée à 12253.53 Kg pour les boulons d'angle

- **Boulons centraux**

Resistance de la platine  $N_P = 375 e_p \left( \frac{t_a}{c_a} \cdot \frac{S_a}{S_a + t_a} \right)$

$$N_P = 375 \times 18 \left( \frac{63.25}{51.25} \cdot \frac{80}{80 + 63.25} \right) = 4894.24 \text{ Kg}$$

Resistance de la semelle du poteau :  $N_S = 375 e_s \frac{t_a}{c_a} \cdot \frac{S_a}{S_a + t_a}$

$$N_S = 375 \times 24 \frac{63.25}{51.25} \cdot \frac{80}{80 + 63.25} = 6203.63 \text{ Kg}$$

- **Effort admissible apportée par l'âme**

L'effort admissible apporté pour l'âme est  $N_a = 0.5 \cdot \sigma_e \cdot e_a \cdot S_a$

$$N_a = 0.5 \times 24 \times 13.5 \times 80 = 12960 \text{ Kg}$$

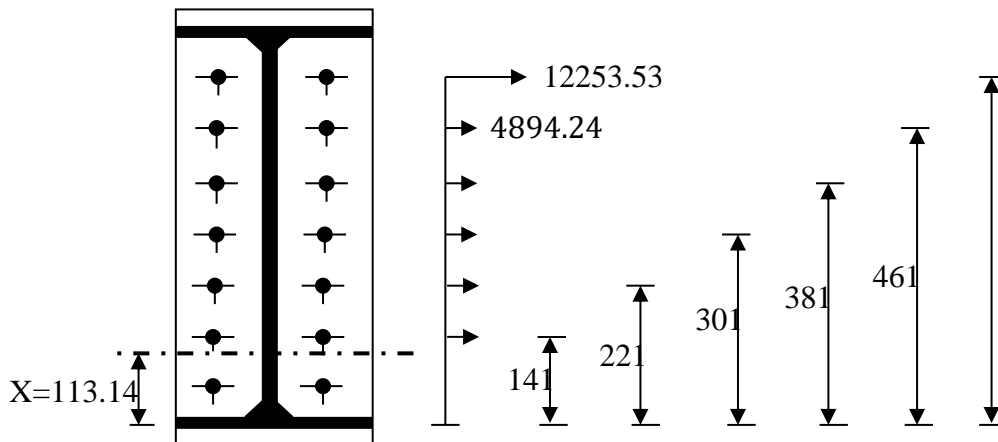
La résistance sera limitée à 6203.63 Kg pour les boulons centraux

### I.2.2 Position de la fibre neutre

La partie comprimée de l'assemblage est donnée par :

$$x = e_s \sqrt{\frac{b}{e_a}} = 28.00 \sqrt{\frac{300}{13.5}} = 113.14 \text{ mm}$$

Puisque  $x = 113.14 \text{ mm} \rightarrow$  le premier boulon du bas se trouve dans la partie comprimée. Alors il n'intervient pas dans les calculs des moments résistant.



### I.2.3 Calcul du moment résistant

On admet comme moment résistant de l'assemblage ; la somme des produits de la distance de chaque boulon à la force intérieure de la semelle comprimé par la résistance locale ainsi calculée (et éventuellement limitée)

$$M_r = 2[(19425 \times 0.541) + 721.56(0.461 + 0.381 + 0.301 + 0.221)]$$

$$M_r = 47102.01 \text{ Kg. m} > M = 24763 \text{ Kg. m}$$

Le moment résistant  $M_r$  est très supérieur au moment appliqué

**Remarque :** compte tenu du mode de détermination des résistances locales de la platine ; le moment ainsi calculé ne représente pas le moment résistant maximal de l'assemblage ; mais un moment limité à l'apparition des grandes déformations.

### I.2.4 Vérification de l'effort normal

L'effort normal max sollicitant l'assemblage est  $N_{\max} = 7393 \text{ Kg}$

Si  $N \leq 0.05 A \sigma_e$  alors l'effort (N) est négligé dans la vérification de l'assemblage.

$A = 197.8 \text{ cm}^2$  section du profilé

$$N = 7393 \leq 0.05 \times 197.8 \times 2400$$

$$7393 \text{ Kg} < 23736 \text{ Kg} \rightarrow \text{La vérification n'est pas nécessaire}$$

### I.2.5 Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant sollicitant l'assemblage est  $T_{\max} = 739 \text{ Kg}$

On doit vérifier que  $T_i = (T_{\max})/n \leq T_a = 1.1(N_0 - N_i) \phi$

$n$  = le nombre des boulons

$n_i$  = l'effort de traction sur les boulons

$\phi$  : Coefficient de frottement ; il est prisé ou égale à 0.3 par un mode de préparation par simple broissage.

$$N_i = \frac{N}{n} = \frac{7393}{14} = 580.07 \text{ Kg} \quad T_i = \frac{T}{n} = \frac{739}{14} = 52.79 \text{ Kg}$$

$$T_{adm} = 1.1(N_0 - N_i)\phi = 1.1(17640 - 580.03) \times 0.3 = 5629.8 \text{ Kg}$$

$$T_i = 52.79 \text{ Kg} < T_{adm} = 5629.8 \text{ Kg} \quad \text{Condition vérifié}$$

- **Couple de serrage**

Il est nécessaire de connaitre le couple de serrage des boulons ; afin de permettre une répartition uniforme de l'effort au droit de chaque boulon.

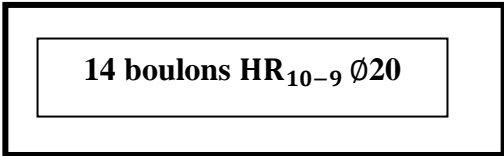
Le couple de serrage est donné par la formule suivante :

$$M_s = 0.18 N_0 d \quad (N_0 = 0.8 \sigma_e A_r = 17640 \text{ Kg/})$$

d = diamètre du boulon ( $\phi 20$ )

$$M_s = 0.18 \times 17640 \times 0.2 = 63.50 \text{ Kg. m}$$

$$M_s = 63.50 \text{ Kg. m}$$



**II. Assemblage soudé**

**II.1 Vérification de la soudure de l'assemblage traverse platine**

Les traverses sont soudées sur les platines avant d'être assemblés par boulonnage au poteau.

Pour une épaisseur utile des cardons de soudure a=9mm

L'assemblage est soumis aux efforts (M, N, T)

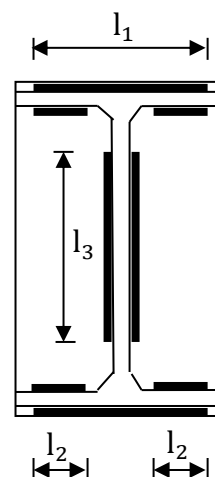
$$M=24763 \text{ Kg. m} ; T= 739 \text{ Kg} ; N=7393 \text{ Kg}$$

N=sera repris par tous les cardons

T= sera repris par tous les cardons de l'âme

M=sera repris par tous les cardons des semelles

**Il s'agit de vérifier**



- **Cardons assemblant les semelles**

$$\sigma_{en} \leq 1.18 \left[ \frac{N}{\sum l_i a_i \alpha_a} \pm \frac{M_h}{h^2 l_1 a_1 \alpha_1 + 2(h-2e)^2 l_2 a_2 \alpha_2} \right] \leq \sigma_{en}$$

• Cardon assemblant l'âme

$$\sqrt{1.4\left(\frac{N}{\sum l_i a_i \alpha_i}\right)^2 + 1.8\left(\frac{T}{2 l_3 a_3 \alpha_3}\right)^2} \leq \sigma_{en}$$

Puisque on a même épaisseur utile des cardons de soudure  $a=9\text{mm}$  donc le coefficient de réduction  $\alpha$  est égale à  $\alpha = 0.8 (1+ 1/a)$

$$\alpha = 0.889 \rightarrow a_\alpha = 8 \text{ mm}$$

$$l_1 = b - 2a = 300 - 2 \times 9 = 282 \text{ mm}$$

$$l_2 = (b - ea) - 2a = 124.75 \text{ mm}$$

$$l_3 = h - 2e_s - 2a = 426 \text{ mm}$$

Verification

$$1.18 \left[ \frac{7393}{(28.8+2 \times 12.52+33.4)2 \times 0.8} \mp \frac{24763 \times 65 \times 10^2}{[(65)^2 \times 2.2+2(65-2 \times 2.4)^2 \times 12.52] \times 0.8} \right]$$

$$1, 18 [53.33 \pm 1155.45] = 2175.80 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{1.4\left(\frac{7393}{(28.2+2 \times 12.52+33.4) \times 2 \times 0.8}\right)^2 + 1.8\left(\frac{739}{2 \times 33.4 \times 0.8}\right)^2} = 65.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$65.77 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

Soudure  $a=9 \text{ mm}$

## II.2 Vérification de la soudure au niveau faitage

Au niveau faitage les arbalétriers sont soudés sur des platines avant d'être assemblé par boulonnage.

L'assemblage est sollicité par

$$M=24763 \text{ Kg. m}$$

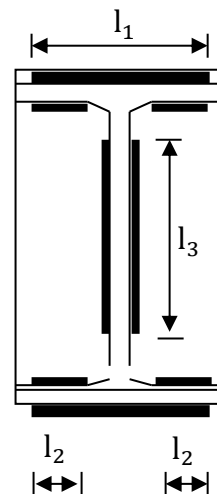
$$N=7393 \text{ Kg}$$

$$T=739 \text{ Kg}$$

L'épaisseur de cardon de soudure  $a=8\text{mm}$

$$\alpha = 0.9 \rightarrow \alpha_a = 7.2 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} l_1 = b - 2a = 28.4 \text{ cm} \\ l_2 = b - e_a - 2a = 12.7 \text{ cm} \\ l_3 = h - 2e_s - 2a = 38.2 \text{ cm} \end{cases}$$



- **Cardons des semelles**

$$1.18 \left[ \frac{7393}{(28.4 + 2 \times 12.725 + 36.6) \times 2 \times 0.72} \pm \frac{24763 \times 65 \times 10^2}{[(65)^2 \times 28.4 + 2(65 - 2 \times 2.4)^2 \times 12.725] \times 0.75} \right]$$

$$1.18[56.76 \pm 933.48] = 1168.48 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

- **Cordons d'âme**

$$\sqrt{1.4 \left( \frac{7393}{28.4 + 2 \times 12.725 + 36.6} \right)^2 + 1.8 \left( \frac{8190,96}{2 \times 33.6 \times 0.72} \right)^2} = 86.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$86.25 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

<b>Soudure a=8 mm</b>
-----------------------

### VIII.3 Assemblage traverse –traverse

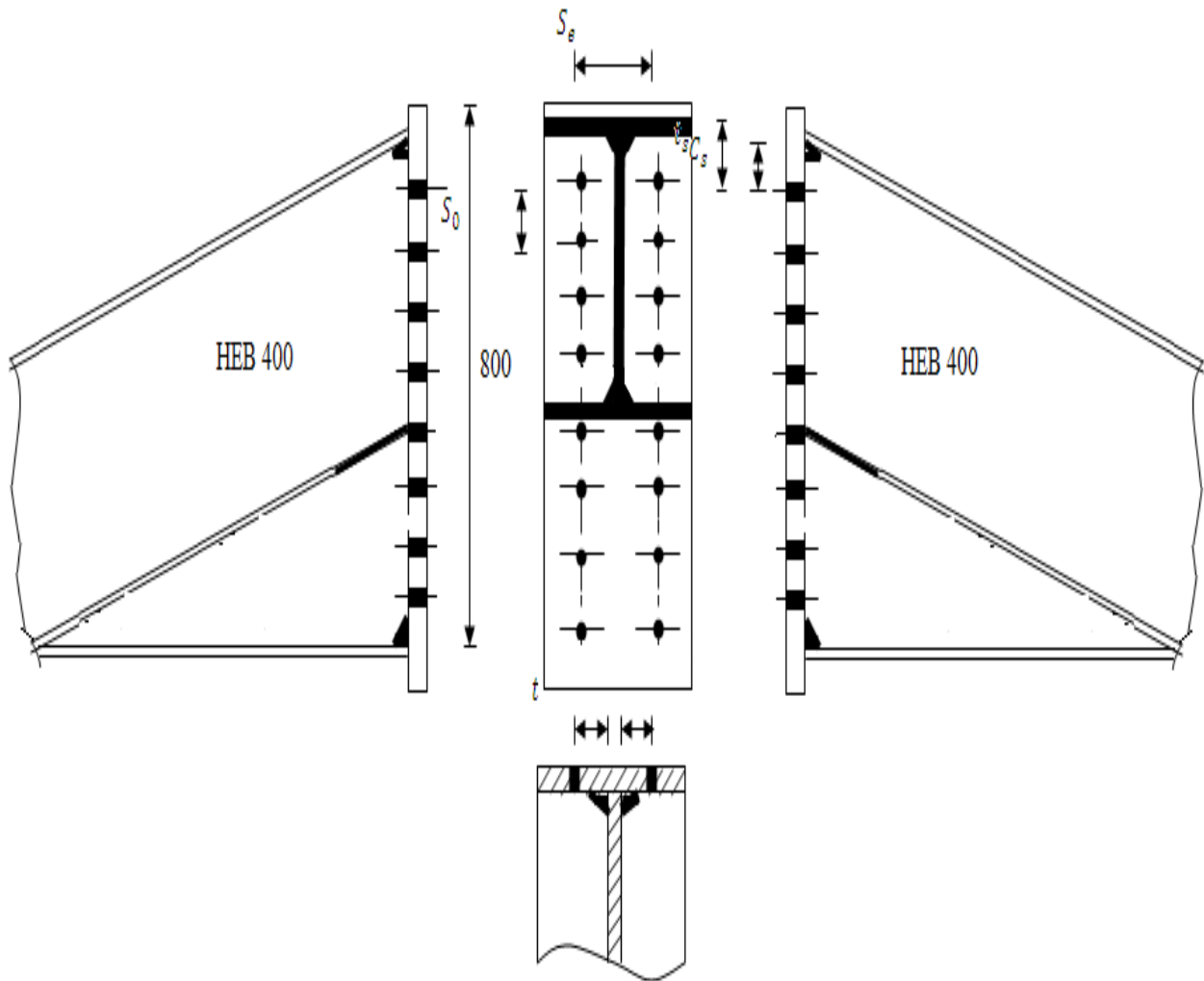


Figure VIII.2 : Schéma d'assemblage (traverse-traverse)

#### I. Pré dimensionnement

La méthode de calcul reste toujours ; on choisit priori le  $n$  des boulons  $n$  et on

Vérifier la résistance de l'assemblage.

Les assemblages est sollicité par :

$$M=27354 \text{ Kg. m}$$

$$N=2686 \text{ Kg}$$

$$T =5478 \text{ Kg}$$

On choisit 7 boulons par profile ( $n=8$ ).



Le coefficient de répartition  $\alpha = \frac{38+n}{20+10n} = 0.46$

La force de traction dans le boulon le plus sollicité est :

$$F = \frac{\alpha \cdot M}{1.8(h - 2e_s)} = \frac{0.46 \times 27354}{1.8(0.8 - 2 \times 0.024)} = 9295.83 \text{ Kg}$$

On choisit des boulons HR 10\_9  $\varnothing 18$  ( $A_r = 192 \text{ mm}^2$ )

L'effort de précontraint  $N_0 = 0.8 \cdot \sigma_e \cdot A_r = 0.8 \times 90 \times 192 = 13824 \text{ Kg}$

$$N_0 = 13824 \text{ Kg} > 9295.83 \text{ Kg}$$

**Le choix est bon**

### ► Etude de l'attache

On prend une soudure d'épaisseur  $a = 8 \text{ mm}$ .

$$s_a = 80 \text{ mm} \qquad t_a = 63.25 \text{ mm} \qquad t_s = 76 \text{ mm}$$

$$s_e = 140 \text{ mm} \qquad c_a = 52.25 \text{ mm} \qquad c_s = 65 \text{ mm}$$

L'épaisseur de la platine est donnée par la formule suivante :

$$e = \frac{F}{375 \left( \frac{t_a}{c_a} + \frac{t_s}{2c_s} \right)} = \frac{9295.83}{375 \left( \frac{63.25}{52.25} + \frac{76}{2 \times 65} \right)} = 13.81 \text{ mm}$$

On choisit une platine d'épaisseur  $e = 16 \text{ mm}$ .

## II. Vérifications

### II.1 Résistance locale de la platine au droit

- Des boulons d'angle

$$F = 375 e \left( \frac{t_a}{c_a} + \frac{t_s}{2c_s} \right) = 375 \times 16 \left( \frac{63.25}{52.25} + \frac{76}{2 \times 65} \right) = 10770.85 \text{ Kg}$$

$$F = 10770.85 \text{ Kg} < N_0 = 13824 \text{ Kg}$$

La résistance sera limitée à 10770.85 Kg pour les boulons d'angle

- Des boulons centraux

$$F = 375 e \frac{t_a}{c_a} \cdot \frac{s_a}{s_a + t_a} = 375 \times 16 \frac{63.25}{52.25} \cdot \frac{80}{80 + 63.25} = 4056.21 \text{ Kg}$$

- **Traction admissible apportée par l'âme**

$$F_{ad} = 0.5 \sigma_e \times e_a \times \delta_a = 0.5 \times 24 \times 13.5 \times 80 = 12960 \text{ Kg}$$

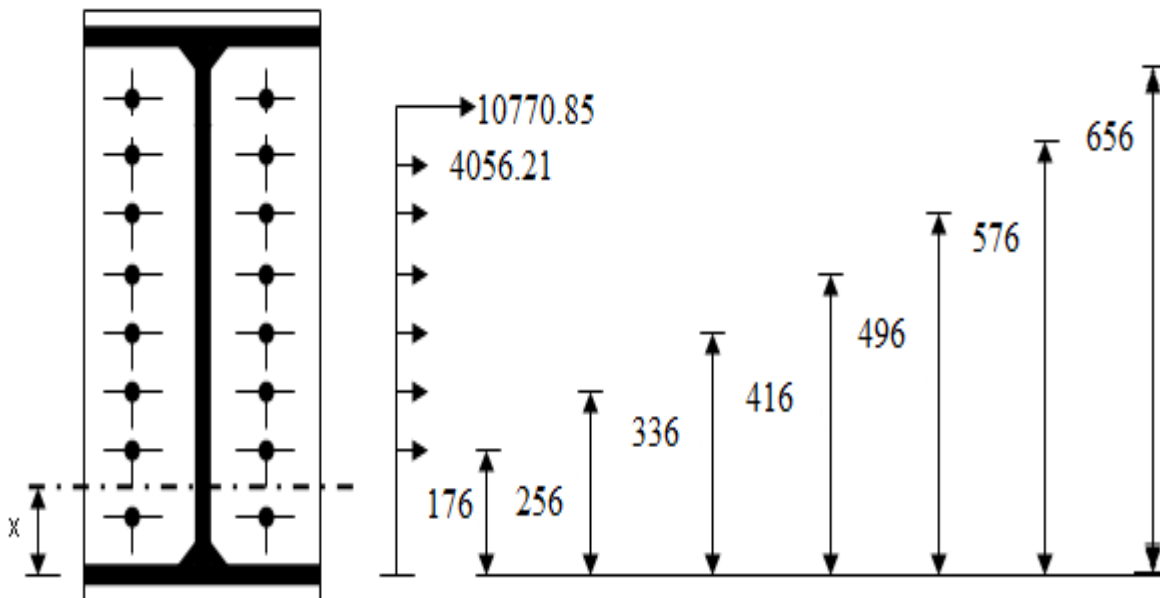
La résistance sera limitée à 12960 Kg pour les boulons centraux.

- **Position de la fibre neutre**

La partie comprimée de l'assemblage est donnée par :

$$x = e_s \sqrt{\frac{b}{e_a}} = 26 \sqrt{\frac{300}{14}} = 120.33 \text{ mm}$$

Le premier boulon du bas se trouve dans la partie comprimée ; alors il n'intervient pas dans les calculs du moment résistant.



- **Moment résistant**

$$M_r = 2[(10770.85 \times 0.656) + 4056.21(0.576 + 0.381 + 0.496 + 0.416 + 0.336 + 0.256 + 0.176)]$$

$$M_r = 32432.97 \text{ Kg}$$

$$M_r = 32432.97 \text{ Kg} \cdot \text{m} > M = 27354 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

**Bonne conception**

## II.2 Vérification de l'effort normal

Puisque on a  $N_{\max} = 7393 \text{ Kg} > 0.05 \sigma_e A = 23736 \text{ Kg}$

Alors la vérification de l'effort normal est nécessaire.

L'effort de traction qui à chaque boulon est  $N_i = \frac{N_{\max}}{n}$

Ou n= est le nombre des boulons (n=16)

$$N_i = \frac{7393}{16} = 462.06 \text{ Kg}$$

L'effort de traction  $N_i$  dans le boulon doit etre inferieur à l'effort de précontraint du boulon  $N_0$

$$N_i = 462.06 \text{ Kg} < N_0 = 0,8 \sigma_e A_r = 13824 \text{ Kg}$$

### II.3 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que  $T_i \leq T_{\text{adm}} = 1.1(N_0 - N_i)\phi$

$$T_i = \frac{T_{\max}}{n} = \frac{5478}{16} = 342.38 \text{ Kg}$$

$$T_{\text{adm}} = 1.1(13824 - 167.88) \times 0.3 = 4506.52 \text{ Kg}$$

$$T_i = 342.38 \text{ Kg} < T_{\text{ad}} = 4506.52 \text{ Kg}$$

- **Couple de serrage**

Le couple de serrage est

$$M_S = 0.18N_{\text{ad}} = 0.18 \times 13824 \times 0.018 = 44.78 \text{ Kg.m}$$

$$M_S = 44.78 \text{ Kg.m}$$

**16 boulons HR 10\_9 Ø18**

**Par**

**File  $M_S = 44.78 \text{ Kg.m}$**

### VIII.4 Assemblage console-poteau

Le dimensionnement de la console est déjà fait. (HEA 200)

L'assemblage console-poteau est sollicité par :

$$T=11193.38 \text{ Kg}$$

$$M =5601.97 \text{ Kg. m Par (voir le calcul du consol).}$$

$$N=0$$

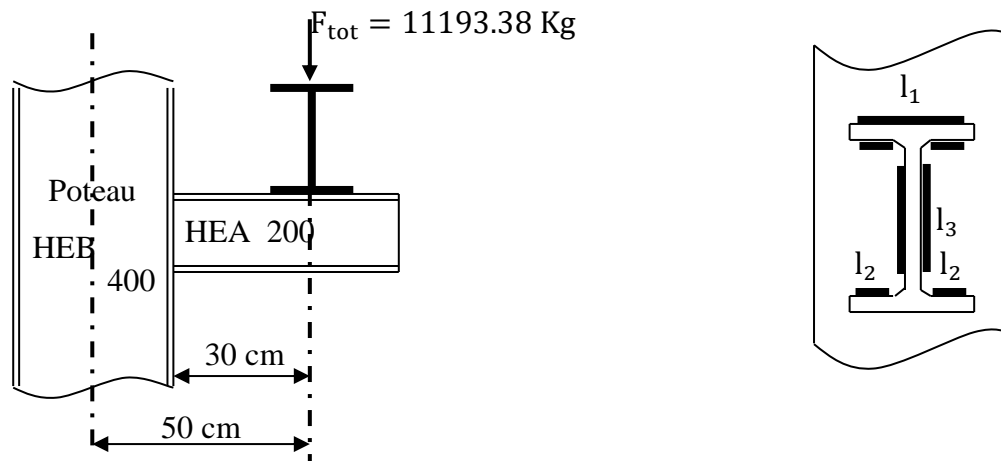


Figure VIII.3 : Assemblage consol -poteau

On prend comme épaisseur des cardons de soudure

$$a = 8 \text{ mm}$$

$$\alpha = 0.9$$

$$a. \alpha=7.2\text{mm}$$

$$\begin{cases} l_1 = b - 2a = 200 - 2 \times 8 = 184 \text{ mm} \\ l_2 = b - e_a - 2a = 200 - 6.5 - 2 \times 8 = 80.75 \text{ mm} \\ l_3 = h - 2e_s - 2a = 190 - 2 \times 10 - 2 \times 8 = 154 \text{ mm} \end{cases}$$

#### I. Vérification

- Cardons des semelles

On doit vérifier que

$$1.8 \left[ \frac{M. h}{h^2. l_1. a_1. \alpha_1 + 2(h - 2e)^2 l_2 a_2 \alpha_2} \right] \leq \delta_{en}$$

$$1.8 \left[ \frac{5601.97 \times 19 \times 10^2}{(19^2 \times 18.4 + 2(19 - 2 \times 10)^2 \times 8.075) \times 0.72} \right] = 22352.78 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{\text{en}}$$

$$= 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

- **Cardons d'âme**

On doit vérifier que  $\sqrt{1.8} \left( \frac{T}{\alpha_3 2 l_3 a_3} \right) \leq \sigma_{\text{en}}$

$$\sqrt{1.8} \left( \frac{11193.38}{2 \times 15.4 \times 0.72} \right) = 677.19 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}$$

---

**Chapitre IX :**  
**Bases des poteaux et tiges**  
**d'ancrages**

---

## **IX.1 Base des poteaux**

### **I. Généralités**

Les platines aux plaques d'assises ; fixées aux pieds des poteaux assurant la répartition de la charge verticale de compression du poteau sur une plus grande surface du matériau ; supportant le poteau ; sans que la pression admissible du matériau soit dépassée.

L'articulation est réalisée surtout dans le cas des terrains faibles au en évite d'encaster de l'importance des efforts à transmettre à la base du poteau ; on réalise l'articulation par une simple platine appuyant directement sur le béton et scellé à l'aide de deux boulons situés sur l'axe de traction.

On prendra soin que la platine soit aussi étroite que possible dans le sens transversal à l'axe d'articulation afin que la rotation ne soient pas empêchées.

### **II. Platines sous poteaux**

#### **II.1 Dimensionnement**

Les dimensionnements en plan A et B des platines se déterminent en passant :

➤ **1<sup>er</sup> Condition**

Qu'en point ; la contrainte admissible (en pression localisée) sur le matériau de fonction (qui est le béton) ne soit pas dépassé.

La contraint exercée par le poteau  $\sigma_b = \frac{N}{A.B} \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b$  = la contrainte admissible du béton en pression localisée donnée en fonction du dosage du béton.

De cette condition en imposant l'une des dimensions, on trouve l'autre le béton est dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> ; la contrainte de compression à 28 jours est

$$f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$$

La contrainte de béton limite est  $\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c_{28}} = 150 \text{ Kg/cm}^2$

L'effort de compression ramené par le  $N_{\max} = 5184 \text{ Kg}$

L'effort total de compression sollicitant la platine est

$$N_T = N_{\max} + N_m$$

$$N_m = \pm \frac{H_1 \times 8 + H_2 \times 6}{6} = \pm 21417.87 \text{ Kg}$$

$N_m$  = l'effort transmis par la stabilité.

$$N_T = 5184 + 21417.87 = 26601.87 \text{ Kg.}$$

$$\frac{N_T}{A.B} \leq \overline{\sigma_b} \rightarrow AB \geq \frac{N_T}{\overline{\sigma_b}} = \frac{26601.87}{150} = 177.35 \text{ cm}^2$$

➤ **2<sup>em</sup> Condition**

Dépend des dimensions du poteau ; puisque on a un poteau HEB 400 de dimensions à la base

Alors on choisit des platines de dimensions (A = 600 mm , B = 500 mm)

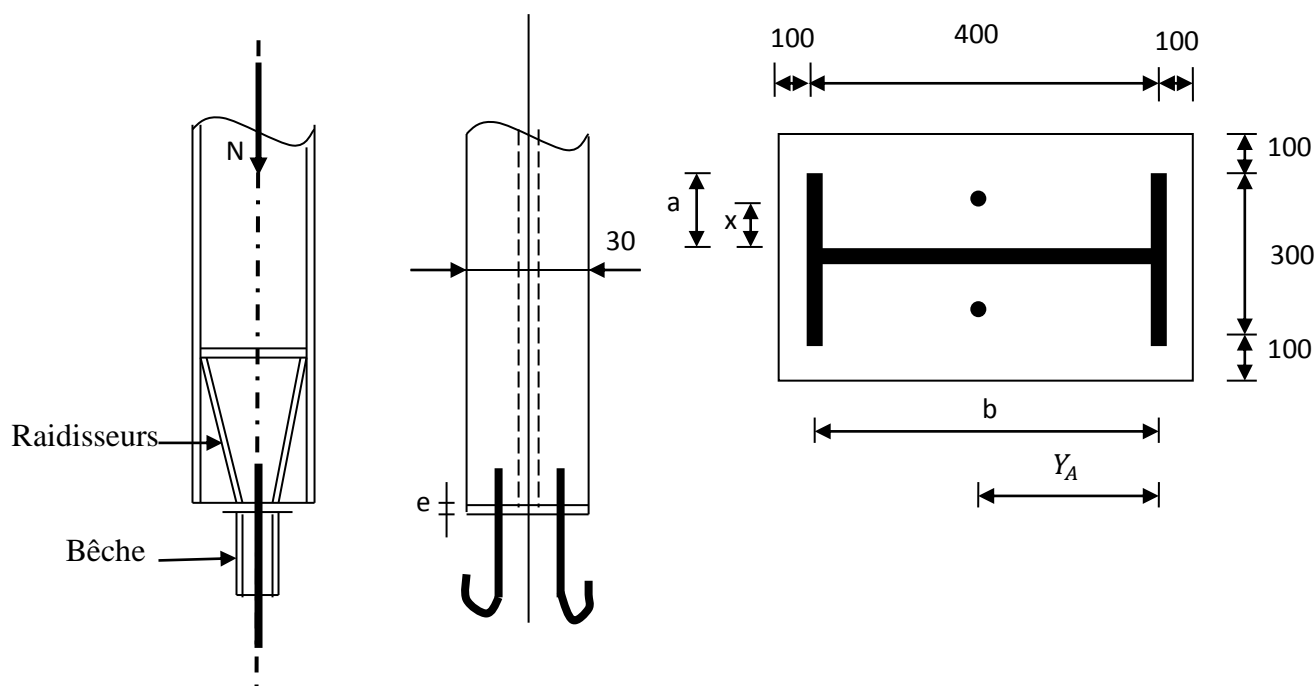


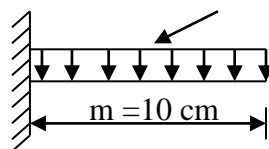
Figure IX.1 : Base du poteau

**II.1.1 Epaisseur de la platine**

$$M = \frac{q m^2}{2}$$

$$q = \frac{N}{A.B} \cdot 1 = \frac{26601.87}{60 \times 50} \times 1 = 8.88 \text{ Kg/cm}$$

$$M = \frac{8.88 \times 10^2}{2} = 444 \text{ Kg.cm}$$



$$\sigma = \frac{M}{w_p} \leq \sigma_{en} \quad w_p = \frac{I}{v} = \frac{\frac{be^4}{12}}{e/2} = \frac{e^2}{6}$$

$$\frac{M}{\frac{e^2}{6}} \leq \sigma_{en} \quad e \geq \sqrt{\frac{6M}{\sigma_{en}}} = \sqrt{\frac{6 \times 444}{2400}} = 1.05 \text{ cm}$$

On choisit une platine  $d'_{ep} = 20 \text{ mm}$



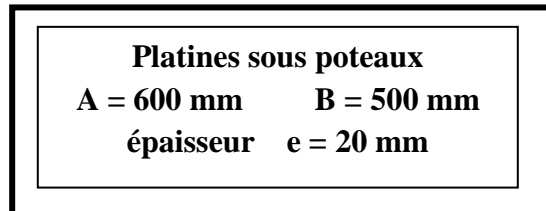
## II.2 Vérification des platines aux efforts d'arrachement [5]

L'effort maximal qui peut solliciter une platine en traction ; sous l'effet d'un arrachement de la tige d'ancrage est donnée par  $N_t = 21417.87$  Kg.

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 143.25 \text{ mm} \\ x = 71.63 \text{ mm} \\ b = 352 \text{ mm} \\ y_A = 176 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$e \geq \sqrt{\frac{2N_T}{\sigma_{en} \left( \frac{a}{y_A} + \frac{2a}{b} + \frac{b}{x} \right)}} = \sqrt{\frac{2 \times 21417.87}{24 \left( \frac{143.25}{176} + \frac{2 \times 143.25}{352} + \frac{352}{71.63} \right)}} = 16.52 \text{ mm}$$

On choisit des platines  $e \geq 20$  mm



## II.3 Calcul de la bêche

Les efforts horizontaux à la base des poteaux sont transmis aux fondations soit :

- par frottement de la platine sur le béton
- par la butée directe sur le béton à l'aide d'une bêche d'encrage fixée sous la platine.

L'effort tranchant sollicitant la base des poteaux est  $T_{\max} = 9650$  Kg

$$\frac{T_m}{A_{\text{âme}}} \leq \frac{\sigma_{en}}{1.54} \rightarrow A_{\text{âme}} \geq \frac{1.54 T_{\max}}{2400} = 6.19 \text{ cm}^2$$

On choisit une bêche HEA 100

La hauteur de la bêche est prise égale à  $h = 140$  mm

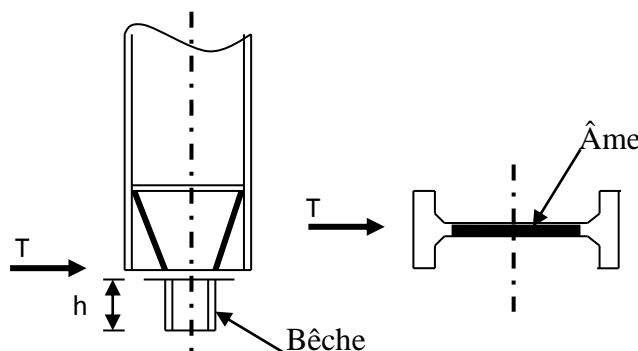


Figure IX.2 : la Bêche

## II.4 Calcul des raidisseurs

Les raidisseurs se calculent dans l'hypothèse que le poteau n'atteigne pas la platine ; et donc toute la force Nest transmise à la platine par les raidisseurs ; autrement dit on considère que la platine ne touche pas le poteau ; elle est considérée touchant seulement les raidisseurs.

La hauteur du raidisseur ( $h_r$ ) sera déterminée par la condition de fixation du raidisseur sur le poteau.

Puisque on a 2 raidisseurs ; alors la soudure fixant les raidisseurs au poteau doit reprendre la moitié de l'effort N

$$h_r = \frac{\frac{n}{2}}{0,75 n \alpha a \sigma_{en}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} N = 26601.87 \text{ Kg} \\ n = 4(4 \text{ cordons de soudure}) \\ a = 6 \text{ mm} \rightarrow \alpha = 0.933 \end{cases}$$

$$h_r = \frac{26601.87/2}{0.75 \times 4 \times 0.933 \times 6 \times 24} = 33.00 \text{ mm.}$$

Par construction la hauteur des raidisseurs doit être

$$h_r \geq 500 \text{ mm et } h_r \geq h \text{ du poteau (400 mm) \quad \text{on prend } h_r = 600 \text{ mm}$$

### II.4.1 Épaisseur des raidisseurs

Connaissant  $h_r$ , l'épaisseur des raidisseurs  $e_r$  sera déterminée par la condition

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{w_r} = \frac{M_{\max}}{\frac{e_r h_r^2}{6}} \leq \sigma_{en}$$

$$e_r \geq \frac{6M_{\max}}{h_r^2 \cdot \sigma_{en}} = \frac{6 \times 443.25}{60^2 \times 2400} = 0.003 \text{ cm}$$

Pour des raidisseurs sécuritaire et construction on prend des raidisseurs d'épaisseur 25 mm  $e_r = 25 \text{ mm}$

## III. Platine sous potelets

L'effort de compression transmis par Le potelet est  $N = 1103.75 \text{ Kg}$ .

1. Condition de béton ; platine de dimension A, B

$$\frac{N}{A \cdot B} \leq \sigma_b \rightarrow AB \geq \frac{N}{\sigma_b} = \frac{1103.75}{150} = 7.36 \text{ cm}^2$$

On a un potelet HEA 180 ; alors on choisit une platine de  $250 \times 250$

La pression sur la fondation.

$$P = \frac{N}{AB} = \frac{1103.75}{25 \times 25} = 1.76 \text{ Kg/ cm}^2$$

Epaisseur de la platine

$$e \geq 2 \sqrt{\frac{3P}{\sigma_e}} \rightarrow e \geq 2 \sqrt{\frac{3 \times 1.76}{2400}} = 0.09 \text{ cm}$$

On choisit une platine d'épaisseur 10 mm et on prévoit 2 boulons de  $\varnothing 14$

<p><b>Platine sous potelet</b></p> <p><b>250 × 250 × 10</b></p>
-----------------------------------------------------------------

## IX.2 Tiges d'ancrage

### I. Généralité

Les efforts de traction sont transmis aux fondations au moyen d'ancrage constitué de tige à extrémité filetées.

### II. Diamètre des boulons d'ancrages

La section nette du boulon est calculée par l'effort d'arrachement de la tête du boulon

$$A_r \geq \frac{1.25 N_T}{\sigma_{en}} \quad ; \quad N_T = 5184 \text{ Kg}$$

Puisque on a 2 boulons ; donc l'effort qui revient à chaque boulon est :

$$N_b = \frac{5184}{2} = 2592 \text{ Kg}$$

$$A_r \geq \frac{1.25 \times 2592}{24} = 135 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{A_r}{0.8} = \frac{135}{0.8} = 168.75 \text{ mm}^2$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = 14.66 \text{ mm}$$

**On choisit des boulons de diamètre  $\varnothing 16$**

### III. Longueur d'ancrage

Dans les cas des boulons dans le béton ; on doit vérifier la résistance de la liaison acier béton.

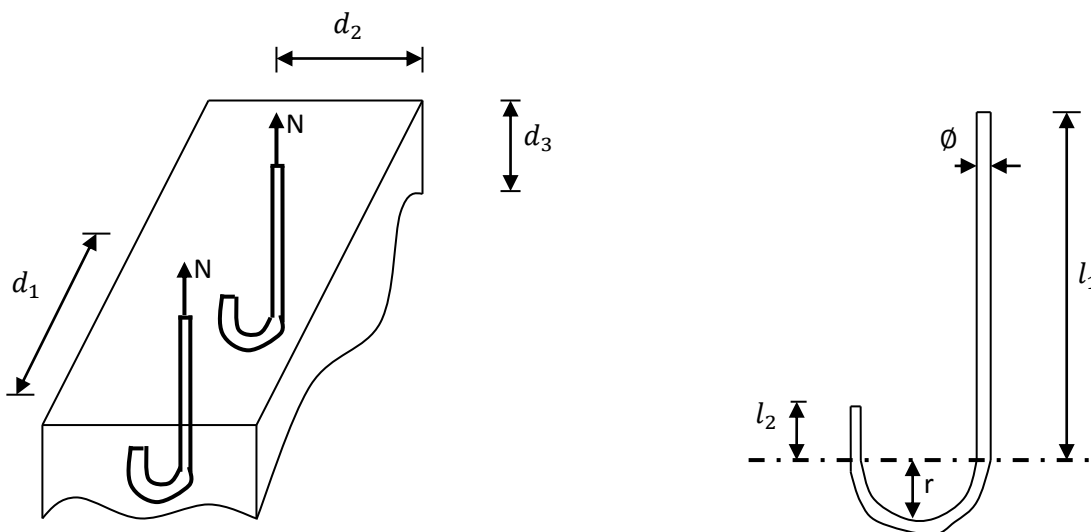


Figure IX.3 : Tige d'ancrage du poteau

Pour une tige lisse à rochet on doit vérifier que

$$l = l_1 + 6.4.r + 3.5 l_2 = \frac{N \left(1 + \frac{\phi}{d}\right)^2}{\alpha . \phi}$$

$$d = \min(d_1, d_2, d_3) = 150 \text{ mm.}$$

La valeur de  $\alpha$  est en fonction dosage de béton pour notre cas on a dosé à

$$350\text{Kg/cm}^2 \rightarrow \alpha = 0.345.$$

$$l = \frac{9506.14 \left(1 + \frac{30}{160}\right)^2}{0.345 \times 30} = 1295.18 \text{ mm}$$

$$l_1 = l - 15\phi = 1295.18 - 15(30) = 845.18 \text{ mm}$$

Le crochet doit respecter les caractéristiques suivantes :

$$l_2 = 2 \phi = 32 \text{ mm}$$

$$R = 3 \phi = 48 \text{ mm}$$

On prend une tige dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi = 16 \text{ mm} \\ l_1 = 700 \text{ mm} \\ l_2 = 130 \text{ mm} \\ r = 150 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Calcul de l'effort admissible dans le boulon d'ancrage.

$$N_{\text{adm}} = \frac{(l_1 + 6.4.r + 3.5 l_2) \alpha . \phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d}\right)^2} = \frac{(1200 + 6.4 \times 150 + 3.5 \times 130) \times 0.345 \times 30}{\left(1 + \frac{30}{160}\right)^2}$$
$$= 19195.21 \text{ Kg}$$

$$N_{\text{adm}} = 19195.21 \text{ Kg} > N_T = 19012.29 \text{ Kg}$$

### Remarque

Pour l'ensemble on utilise des contres écrous pour empêcher les écrous de se desserrer

**Tige d'ancrage  $\phi$  30**  
 **$L_1 = 1200 \text{ mm}$**   
 **$L_2 = 130 \text{ mm}$**   
 **$R = 150 \text{ mm}$**

#### IV. Tige d'ancrage pour potelets

Le potelet n'est pas soumis à des efforts de traction ; alors la section et la longueur des tiges seront prises forfaitairement pour des raisons de bonne construction.

Soit des tiges de  $\varnothing 16$  de longueur 20cm sellées dans les massifs

L'extrémité de la partie sellée est fondue en queue décrêpe.

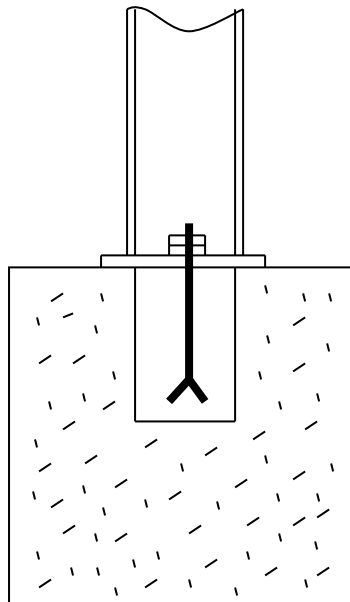
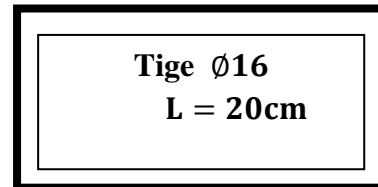


Figure IX.4 : tige d'ancrage de potelet

## Conclusion

Ce projet a été pour nous une occasion pour appliquer les connaissances que nous avons acquises au cours de notre formation. Il nous a aussi permis d'avoir une idée générale sur la méthodologie du travail dans le monde professionnel .il a été une occasion pour se familiariser avec les nouvelles normes DTR N. V2013, CM66 et CM97 .il nous a permis aussi d'approfondir nos connaissances sur logiciel ROBOT, de bien comprendre les étapes de la modélisation de structure

Pour présenter ce projet nous avons divisé ce travail en plusieurs volets. Le premier volet consacré aux charges climatiques tel que le vent, la neige et l'étude sismique, le deuxième volet porte sur le prédimensionnement des éléments secondaires tel que (les pannes, les lisses, les potelets. L'acrotères ...) . Le troisième volet porte sur le dimensionnement le chemin de roulement d'un pont de capacité 5Tonne. Pour quatrième volet sur à consacrer aux vérifications des éléments principales tel que la stabilité et la résistance des éléments porteurs (contreventement poteau traverse). Et pour conclure ce travail nous avons fait les principaux assemblages tel que poteau-traverse, traverse -traverse et base des poteaux.

On résume, on peut dire que ce travail de fin d'études était pour nous une très bonne occasion pour maîtriser la charpente métallique

## Référence

- [1] Document technique réglementaire, DTR C 2-4.7, Règlement Neige et Vent 2013, Algérie.
- [2] RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003.
- [3] CCM 66 : Règle de calcul des constructions en acier.
- [4] CCM 97 : Règle de calcul des constructions en acier.
- [5] Calcul portique des structures métalliques M. LEVERT (CTC)
- [6] Document CTICM
- [7] HAMICI L, Conception et dimensionnement de la structure métallique d'un bâtiment à usage d'imprimerie, Mémoire de Master en Génie Civil, Spécialité : STRUCTURES, Université de l' Université 8 Mai 1945 de Guelma, 2021.
- [8] Guide portique de C.M (R. DAUSSV)
- [9] Les charpentes métalliques (E. GUETIN J. DIEHL)
- [10] Aide-mémoire R.D.M